

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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانسون

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

**ETUDE D'UN BATIMENT R+11+1 S/SOL CONTREVENTE PAR VOILES
ET IMPLANTE A ALGER PAR :**

**'le Règlement Parasismique Algérien RPA 2024 et le Règlement Géotechnique Algérien
2025, DTR BC-2.33'**

Présenté par :

OULD-KHELIFA Asmaa.

DAMOUS Chaima.

Encadré par :

Dr. MESSAOUDI Akila.

Promotion 2024 / 2025

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

REMERCIEMENT

*Avant tout, nous tenons à exprimer notre gratitude envers **Dieu** qui nous a donné la force, la patience et la persévérance pour mener à terme ce projet de fin d'études.*

*Nous souhaitons exprimer nos remerciements les plus sincères à **Madame MESSAOUDI Akila**, notre encadrante, pour sa bienveillance, sa patience et sa confiance tout au long de ce travail. Merci pour ses conseils précieux, sa disponibilité constante, même durant les périodes les plus chargées. Son accompagnement nous a permis de donner le meilleur de nous-mêmes et d'avancer avec assurance dans ce projet.*

*Nous adressons également notre profonde reconnaissance au **président du jury** ainsi qu'aux **membres du jury**, qui nous font l'honneur d'évaluer ce mémoire.*

*Nous tenons également à remercier **Monsieur MEZOUAR Nouredine** et **Monsieur BENCHARIF Raouf** pour le temps qu'ils nous ont consacré, leur disponibilité et les échanges constructifs que nous avons eus. Leur appui nous a été d'une grande aide sur le plan technique.*

*Nous remercions chaleureusement l'ensemble des professeurs de l'**ENSTP**, qui nous ont transmis avec passion les outils nécessaires à notre formation.*

Enfin, nos remerciements vont à toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce travail, que ce soit par un conseil, un encouragement ou une simple présence.

DÉDICACE

Avec une gratitude sincère je dédie ce modeste travail a ceux qui m'ont soutenue et et réconfortée lors de chaque étape cruciale de ma vie

À mes très chers parents,

Pour leur amour inconditionnel, eux qui ont toujours été à mes côtés, dans les moments d'échec comme dans ceux de réussite. Leur soutien, leurs encouragements constants et leurs sacrifices silencieux ont été le socle sur lequel j'ai bâti ce parcours, rien de tout cela n'aurait été possible sans eux.

À mes sœurs, Ikrame et Sarah,

Mes complices de toujours, mes confidentes. Leur amour et leur soutien m'ont accompagnée dans chaque étape de ce parcours. Merci d'avoir toujours cru en moi.

À mon petit frère Islem,

Un vrai tourbillon d'énergie, qui m'a souvent fait sourire et donné de la force .

À Mohammed,

Dont la présence et le soutien constant m'ont apporté la motivation dans les moments difficiles. Sa patience et son écoute ont été un véritable appui tout au long de ce parcours.

À Chloé,

Silencieuse mais toujours présente, qui a su par sa simple présence m'offrir calme et réconfort lors des longues nuits de travail.

À toute ma famille ,

Pour leur contribution, directe ou indirecte, dans le cheminement qui m'a menée jusqu'à l'aboutissement de ce travail.

OULD-KHELIFA Asmaa

اهداء

بسم الله الرحمان الرحيم

الحمد لله رب العالمين، والصلاة والسلام على أعظم الخلق وأشرف المرسلين نبينا محمد وعلى آله وصحبه أجمعين

إلى أمي وأبي، نور حياتي وأساس نجاحي،

إلى إخوتي الذين كانوا سندًا دائمًا لي،

إلى يونس، الذي كان دومًا بجانبني،

إلى أسماء، زميلتي في هذا المشروع، التي شاركتني هذا المشوار بكل التزام،

إلى كل من ساندني بكلمة طيبة أو دعوة صادقة،

شكرا

داموس شيماء

Résumé

Notre projet de fin d'études porte sur l'étude complète d'un bâtiment en béton armé composé d'un rez-de-chaussée, de onze étages et d'un sous-sol (R+11+1SS), abritant un parking, des commerces, des bureaux et des logements. Il est contreventé par des voiles. La structure a été modélisée à l'aide du logiciel ETABS et analysée conformément au nouveau Règlement Parasismique Algérien RPA 2024.

L'étude couvre l'ensemble des étapes de conception : prédimensionnement des éléments structuraux et non structuraux, analyse sismique et calcul du ferrailage, en conformité avec les normes BAEL 99 et RPA 2024. Une étude géotechnique a également été menée selon le nouveau Document Technique Réglementaire Algérien « Règles de conception et de calcul des fondations et des soutènements – DTR-BC 2.33 », afin de garantir un dimensionnement adéquat des fondations. Par ailleurs, une étude comparative entre les règlements RPA 2003 et RPA 2024 a été réalisée en amont, pour évaluer l'impact des nouvelles exigences parasismiques, appliquée à un même bâtiment implanté dans trois wilayas différentes.

Mots-clés: Règlements parasismiques (RPA2003/RPA2024), Spectre de réponse, système de contreventement, étude sismique, ferrailage, étude géotechnique, fondations.

المخلص

يتناول مشروع نهاية الدراسة الخاص بنا دراسة شاملة لمبنى مكون من الخرسانة المسلحة، يتألف من طابق أرضي، أحد عشر طابقاً علوياً، وطابق سفلي واحد (R+11+1SS). يشمل المبنى مرآباً للسيارات، محلات تجارية، مكاتب وسكنات، ويؤمن توازنه الجانبي بواسطة جدران قص. تم نمذجة المبنى باستخدام برنامج ETABS، وتحليله وفقاً للمعايير الجزائرية لمقاومة الزلازل RPA 2024.

شملت الدراسة جميع مراحل التصميم، من التقدير الأولي لأبعاد العناصر الهيكلية وغير الهيكلية، إلى التحليل الزلزالي وحساب التسليح، وذلك وفقاً لمتطلبات BAEL 99 و RPA 2024 كما أُجريت دراسة جيوتقنية طبقاً للوثيقة التقنية التنظيمية الجزائرية الجديدة: "قواعد تصميم وحساب الأساسات والمنشآت الداعمة" DTR-BC 2.33 لضمان تصميم مناسب للأساسات. بالإضافة إلى ذلك، تم إنجاز دراسة مقارنة بين قانون الزلازل القديم RPA 2003 والقانون الجديد RPA 2024، بهدف تقييم تأثير المتطلبات الزلزالية الجديدة، وذلك من خلال تطبيقها على نفس المبنى في ثلاث ولايات مختلفة.

الكلمات المفتاحية: قوانين مقاومة الزلازل (RPA 2003 / RPA 2024)، طيف الاستجابة، نظام مقاومة الزلازل، الدراسة الزلزالية، التسليح، الدراسة الجيوتقنية، الأساسات

Abstract

Our final-year project consists of a comprehensive study of a reinforced concrete building composed of a ground floor, eleven upper floors, and a single basement level (R+11+1SS), including a parking area, commercial spaces, offices, and residential units. The structure is stabilized laterally using shear walls. It was modeled using the ETABS software and analyzed according to the new Algerian Seismic Design Code, RPA 2024.

The study covered all design stages, from the preliminary sizing of structural and non-structural elements to seismic analysis and reinforcement design, in accordance with BAEL 99 and RPA 2024 standards. Additionally, the geotechnical study was conducted following the new Algerian Technical Regulatory Document: "Design and Calculation Rules for Foundations and Retaining Structures – DTR-BC 2.33", to ensure appropriate foundation design. A comparative study between the previous RPA 2003 and the new RPA 2024 seismic codes was also conducted to assess the impact of updated seismic requirements, by applying both codes to the same building located in three different Algerian provinces.

Keywords: Seismic codes (RPA 2003 / RPA 2024), response spectrum, bracing system, seismic analysis, reinforcement, geotechnical study, foundations.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	1
-----------------------------	---

CHAPITRE I : ETUDE COMPARATIVE (RPA2003/RPA2024)

I.1. INTRODUCTION	2
I.2. OBJECTIFS DU REGLEMENT PARASISMIQUE ALGERIEN 'RPA 2024'	2
I.3. CHOIX DE SITE	3
I.4. MODELISATION ET METHODES DE CALCUL, RPA2024	3
I.5. CLASSIFICATION DES ZONES SISMIQUES	5
I.6. CATEGORIES DE SOLS :	6
I.7. ACTIONS SISMIQUES :	6
I.8. SPECTRE DE REPONSE ELASTIQUE (S_{ae})	7
I.9. LA VARIATION DE L'ACCELERATION SPECTRALE DU SPECTRE DE REPONSE ELASTIQUE POUR LE RPA 2024	9
I.9.1. Commentaire :	9
I.10. SPECTRE DE REPONSE DE CALCUL (OU DE DIMENSIONNEMENT) 'Sad' :	11
I.11. COMPARAISON ENTRE LE SPECTRE DE REPONSES DE CALCUL (RPA VERSION 2003 ET Le NOUVEau spectre donné par le RPA 2024)	12
I.11.1. Analyse des résultats	12
I.12. CONCLUSION.....	19

CHAPITRE II : CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX ET DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

II.1. INTRODUCTION	20
II.2. CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX.....	20
II.2.1. Le Béton.....	20
II.2.2. L'acier	22
II.3. DESCRIPTION DE L'OUVRAGE.....	25
II.3.1. Caractéristiques Géométriques Du Bâtiment.....	26
II.3.2. Régularité Du Bâtiment	27
II.3.3. Classification de l'ouvrage	29
II.4. CONCLUSION	29

CHAPITRE III : PREDIMENSIONNEMENT ET DECENTE DE CHARGE

III.1. INTRODUCTION.....	30
III.2. PREDIMENSIONNEMENT DE ELEMENTS STRUCTURAUX.....	30
III.2.1. Prédimensionnement du plancher corps creux	30
III.2.2. Prédimensionnement des poutres principales (porteuses).....	31
III.2.3. Prédimensionnement des poutres secondaires (non-porteuses).....	32
III.2.4. Evaluation des charges et surcharges	32
III.2.5. Prédimensionnement des poteaux	34
III.2.6. Prédimensionnement des voiles de contreventement	40
III.3. CONCLUSION	43

CHAPITRE IV : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

IV.1. INTRODUCTION.....	44
IV.2. LES ESCALIERS.....	44
IV.2.1. Calcul des escaliers :.....	44
IV.2.2. Calcul de la Poutre palière	46
IV.3. LES POUTRELLES	47
IV.3.1. Prédimensionnement des poutrelles.....	47
IV.3.2. Calcul du Ferrailage des poutrelles.....	48
IV.3.3. Calcul du ferrailage de la dalle de compression :	49
IV.4. L'ACROTERE.....	50
IV.4.1. Étude de l'acrotère	51
IV.5. CONCLUSION	52

CHAPITRE V : ETUDE SISMIQUE

V.1. INTRODUCTION	53
V.2. OBJECTIFS DE L'ETUDE SISMIQUE	53
V.3. ETUDE COMPARATIVE 'METHODE STATIQUE EQUIVALENTE RPA2003/2024' 55	
V.3.1. Méthode statique équivalente selon le RPA 2003	55
V.3.2. Méthode statique équivalente selon le RPA 2024	59
V.3.3. Distribution horizontale des forces sismiques.....	61
V.3.4. Comparaison des résultats de la méthode statique équivalente.....	63
V.4. MÉTHODE D'ANALYSE MODALE SPECTRALE.....	63
V.4.1. Condition d'application :	63

V.4.2. Application de la méthode d'analyse modale spectrale pour la wilaya d'Alger	63
V.5. VÉRIFICATION DE L'HYPOTHÈSE INITIALE DU SYSTÈME DE CONTREVENTEMENT	68
V.6. COMBINAISONS D' ACTIONS	68
V.6.1. Composantes horizontales de l'action sismique.....	68
V.7. JUSTIFICATION DE LA SECURITE	69
V.7.1. Justification vis à vis des déplacement inter-étage.....	69
V.7.2. Justification vis à vis de l'effet P- Δ	72
V.8. CONCLUSION :	73

CHAPITRE VI : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

VI.1. INTRODUCTION	74
VI.2. Calcul DES POTEAUX.....	74
VI.2.1. Combinaisons d'actions :	74
VI.2.2. Ferrailage des poteaux :.....	74
VI.2.3. Vérifications spécifiques au ferrailage des poteaux	75
VI.2.4. Exemple de calcul :	76
VI.2.5. Détails de ferrailage :	77
VI.3. CALCUL DES POUTRES :	79
VI.3.1. Combinaison de charges :	79
VI.3.2. Ferrailage des poutres :	80
VI.3.3. Vérifications spécifiques aux poutres.....	80
VI.3.4. Exemple de calcul	81
VI.3.5. Détails de ferrailage	82
VI.4. CALCUL DES VOILES DE CONTREVENTEMENT	85
VI.4.1. Combinaison de charges :	85
VI.4.2. Ferrailage des voiles de contreventent :	85
VI.4.3. Vérifications spécifiques au ferrailage des voiles	86
VI.4.4. Exemple de calcul:	86
VI.4.5. Détails de ferrailage	87
VI.4.7. Vérification de la ductilité locale	91
VI.4.8. Vérification de glissement du voiles	92
VI.5. CONCLUSION.....	93

CHAPITRE VII : ETUDE GEOTECHNIQUE ET FONDATIONS

VII.1. INTRODUCTION	94
VII.2. ETUDE GEOTECHNIQUE	94
VII.2.1. Situation géographique	94
VII.2.2. Campagne de reconnaissance géotechnique	94
VII.2.3. Essai in-situ :	95
VII.2.4. Lectures piézométriques	99
VII.2.5. Essais aux laboratoires	99
VII.3. VERIFICATION DE LA CAPACITE PORTANTE DE LA FONDATION A PARTIR DES ESSAIS DE LABORATOIRES	101
VII.4. VERIFICATION DE LA CAPACITE PORTANTE DE LA FONDATION A PARTIR DES ESSAIS IN-STU	101
VII.4.1. Essais pressiométriques.....	101
VII.4.2. Essais de pénétration au carottier SPT	103
VII.5. CALCUL DU RADIER.....	103
VII.5.1. Prédimensionnement du radier.....	104
VII.5.1. Ferrailage du radier	105
VII.6. CALCUL DU VOILE PERIPHERIQUE	107
VII.7 VERIFICATION DE LA STABILITE D'ENSEMBLE VIS-A-VIS DU RENVERSEMENT ET DU GLISSEMENT.....	110
VII.8.CONCLUSION.....	111
CONCLUSION GENERALE	112
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	
ANNEXES	

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : ETUDE COMPARATIVE (RPA2003/RPA2024)

Figure I.1 Spectre de réponse élastique.....	7
Figure I.2 : Spectres de réponse élastique de type 1 et de type 2 pour les sols de classes S1 à S4 (à 5% d'amortissement) pour un ouvrage d'importance moyenne ($I=1$)	8
Figure I.3 Schéma représentatif de la période de vibration des bâtiments en zone sismiques... 8	
Figure I.4 la variation de l'accélération spectrale du spectre de réponse élastique pour le RPA 2024.....	10
Figure I.5 Comparaison entre spectre de réponse de calcul suivant le RPA 2024 et le RPA 99/2003 pour la wilaya d'Alger (Système à ossature)	15
Figure I.6 Comparaison entre spectre de réponse de calcul suivant le RPA 2024 et le RPA 99/2003 pour la wilaya d'Alger respectivement pour les sites S1, S2, S3 et S4.....	15
Figure I.7 Comparaison entre spectre de réponse de calcul suivant le RPA 2024 et le RPA 99/2003 pour la wilaya d'Oran (Système à ossature)	16
Figure I.8 Comparaison entre spectre de réponse de calcul suivant le RPA 2024 et le RPA 99/2003 pour la wilaya d'Oran respectivement pour les sites S1, S2, S3 et S4.....	16
Figure I.9 Comparaison entre spectre de réponse de calcul suivant le RPA 2024 et le RPA 99/2003 pour la wilaya de Ain Defla (Système à ossature)	17
Figure I.10 Comparaison entre spectre de réponse de calcul suivant le RPA 2024 et le RPA 99/2003 pour la wilaya de Ain Defla respectivement pour les sites S1, S2, S3 et S4.....	17
Figure I.11 a, b, c) : Histogramme des rapports des spectres de réponses (Sad 2024)/(Sad 2003) pour les (03) wilayas respectivement : Alger, Oran et Ain Defla.....	18

CHAPITRE II : CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX ET DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

Figure II.1 Diagrammes des contraintes du béton à l'ELU.....	21
Figure II.2 : Diagrammes des contraintes du béton à l'ELS	22
Figure II.3 Diagramme contraintes- déformations.....	23
Figure II.4 : Vue en élévation de l'ouvrage.....	25
Figure II.5 Vue en plan du RDC.....	26
Figure II.6 Vue en plan des étages courants	26
Figure II.7 Limite des décrochements en plan RPA 2024	28

CHAPITRE III : PREDIMENSIONNEMENT ET DECENTE DE CHARGE

Figure III.1 Coupe transversale d'un plancher corps creux	30
Figure III.2 Section de la poutre principale.....	31
Figure III.3 Section de la poutre secondaire	32
Figure III.4 Détails plancher étage courant	33
Figure III.5 Détails plancher terrasse inaccessible	33
Figure III.6 : exemple des trois poteaux.....	35
Figure III.7 : Zone critique à la base du voile	41

Figure III.8 : Epaisseur minimum en fonction des différentes configurations.....	41
Figure III.9 : : disposition des voiles pour les étages courant	42
Figure III.10 : : épaisseur minimale des éléments de rive confinés	43
Figure III.11 : Coupe transversale du Voile V_{x3}	43

CHAPITRE IV : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Figure IV.1 : Détail d'escaliers.....	44
Figure IV.2 : schéma statique et diagramme du moment fléchissant à l'ELU (ETABS)	45
Figure IV.3 : coupe transversale de la poutrelle	47
Figure IV.4 : schéma statique de la poutrelle et les diagrammes du moment fléchissant et effort tranchant à ELU (ETABS).....	48
Figure IV.5 :Caractéristique géométrique de l'acrotère	50

CHAPITRE V : ETUDE SISMIQUE

Figure V.1 : Vue en 3D de la structure	54
Figure V.2 : Disposition des voiles de l'étage courant	54
Figure V.3 : Spectre de calcul S_{ad} horizontale pour la wilaya d'Alger	63
Figure V.4 : Déplacement des étage pour le mode 1	65
Figure V.5 : Déplacement des étage pour le mode 2	66
Figure V.6 : Déplacement des étage pour le mode 3	67
Figure V.7 : Déplacement inter étage suivant la direction X-X	69
Figure V.8 : Déplacement inter étage suivant la direction Y-Y	70

CHAPITRE VI : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Figure VI.1 : Détails d'armatures longitudinales des poteaux RPA 2024	74
Figure VI.2 : Détail d'un croquis d'armatures transversales de la zone nodale RPA 2024	81
Figure VI.3 : Elément de rive pour les voiles	85
Figure VI.4 Courbe d'interaction (Mrd)	92

CHAPITRE VII : ETUDE GEOTECHNIQUE ET FONDATIONS

Figure VII.1 : Localisation du projet.....	94
Figure VII.2 : lithologie des sondages carottés SC-01, SC-04, SC-05	95
Figure VII.3 : Résultats d'essai SPT	96
Figure VII.4 : Couche de sol des échantillons prélevés	97
Figure VII.5 : les courbes pressiométriques.....	98
Figure VII.6 : Détails du radier nervuré	104
Figure VII.7 : Modèle numérique tridimensionnel du radier, réalisé avec ETABS	105
Figure VII.8 : Schéma explicatif du voile périphérique.....	108
Figure VII.9 : Diagrammes des poussées sur le voile périphérique.....	109

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : ETUDE COMPARATIVE (RPA2003/RPA2024)

Tableau I-1 : classification des zones sismiques	5
Tableau I-2 : : Définition des zones de sismicité et coefficient d'accélération de zone au rocher pour $T_r=475$ ans	6
Tableau I-3: Exemples de Wilayas considérées dans l'étude paramétrique	12

CHAPITRE II : CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX ET DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

Tableau II-1 Caractéristiques mécaniques adoptées pour le matériau béton armé utilisé	24
Tableau II-2 Centre de masse et de rigidité	27
Tableau II-3 Critères de régularité en élévation	28

CHAPITRE III : PREDIMENSIONNEMENT ET DECENTE DE CHARGE

Tableau III-1 prédimensionnement du plancher corps creux	30
Tableau III-2 surface d'influence de chaque poteau	35
Tableau III-3 majoration de la surface d'influence	35
Tableau III-4 charge permanant et d'exploitation du poteau centrale	37
Tableau III-5 dégression des charges d'exploitation du poteau centrale.....	38
Tableau III-6 valeur de l'effort normal ultime N_u du poteau central	38
Tableau III-7 prédimensionnement du poteau central	39
Tableau III-8 vérification suivant RPA2024 pour poteau centrale	40
Tableau III-9 prédimensionnement des voiles.....	41
Tableau III-10 Tableau récapitulatif des dimension des voiles de contreventement.....	42
Tableau III-11 : section des éléments de rives des voiles de contreventement pour les étages inférieures (hcr)	43

CHAPITRE IV : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Tableau IV-1 : caractéristique des escaliers en Sous-sol, RDC, 1 ^{er} étage et étages courants	44
Tableau IV-2 : Armatures principales et de répartition de l'escalier	46
Tableau IV-3 : Vérification à l'ELU	46
Tableau IV-4 : Ferrailage de la poutre palière	47
Tableau IV-5 : poids des plancher repris par la poutrelle	48
Tableau IV-6 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles	48
Tableau IV-7 Armatures longitudinal des poutrelles	49
Tableau IV-8 : vérification de la flèche des poutrelles	49
Tableau IV-9 : ferrailage de la table de compression	50
Tableau IV-10 :Caractéristiques géométrique et évaluation de charge de l'acrotère	51
Tableau IV-11 : Calcul des sollicitations	51
Tableau IV-12 : Calcul de ferrailage	52
Tableau IV-13 : Vérification à l'ELU	52

CHAPITRE V : ETUDE SISMIQUE

Tableau V-1 : coefficient d'accélération de zone A.....	56
Tableau V-2 coefficient d'accélération de zone A pour chaque wilaya.....	56
Tableau V-3 : Valeur du coefficient C_T	56
Tableau V-4 : Valeur De T_1 et T_2	57
Tableau V-5: Valeur De ξ (%).....	57
Tableau V-6 : Valeurs des pénalités P_q	58
Tableau V-7 : : Conditions d'application de la méthode statique équivalente	59
Tableau V-8: Valeur de la période (T_0) pour le calcul de l'effort tranchant à la base V.....	60
Tableau V-9: Valeurs des pénalités P_q pour l'exposant (b).....	61
Tableau V-10 : tableau de distribution horizontale des forces sismiques.....	62
Tableau V-11 : Tableau comparatif des résultats de la méthode statique équivalent (RPA2003/RPA2024)	63
Tableau V-12 : Tableau de participations modales	64
Tableau V-13: vérification de la force sismique.....	68
Tableau V-14 : Vérification de la condition du non-effondrement suivant X-X.....	70
Tableau V-15 : Vérification de la condition du non-effondrement suivant Y-Y	70
Tableau V-16 : vérification de la condition des limitation des dommages suivant X-X.....	71
Tableau V-17: vérification de la condition des limitation des dommages suivant X-X.....	72
Tableau V-18 : justification vis-à-vis l'effet P - Δ suivant X-X	72
Tableau V-19: justification vis-à-vis de l'effet P - Δ suivant Y-Y	73

CHAPITRE VI : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Tableau VI-1 : Sollicitations dans les poteaux et sections d'armatures longitudinales.....	77
Tableau VI-2 : Ferrailage longitudinale des poteaux	78
Tableau VI-3 : Ferrailage transversale des poteaux	78
Tableau VI-4 : longueurs de recouvrement des barres longitudinales des poteaux	78
Tableau VI-5 : vérification des sollicitation normale des poteaux.....	79
Tableau VI-6 : Vérifications des sollicitations tangentes.....	79
Tableau VI-7 : Sollicitations dans les poutres principales	83
Tableau VI-8 : ferrailage longitudinale et transversale des poutres principales	83
Tableau VI-9 : vérifications des poutres principales.....	83
Tableau VI-10 : Sollicitations dans les poutres secondaires	84
Tableau VI-11 : ferrailage longitudinale et transversale des poutres secondaires.....	84
Tableau VI-12 : vérifications des poutres secondaires.....	84
Tableau VI-13 : Ferrailage longitudinales des élément de rive des voiles (les étages inférieurs)	88
Tableau VI-14 Vérification des voiles de contreventement pour les étages inférieurs.....	88
Tableau VI-15 Ferrailage longitudinales des élément de rive des voiles 3eme au 7eme étage	89

Tableau VI-16 Vérifications des sollicitation normales et tangente.....	89
Tableau VI-17 Ferrailage longitudinales des éléments de rive des voiles 8eme au 11eme étage	90
Tableau VI-18 Vérification des voiles de contreventement 8eme au 11eme étage.....	90

CHAPITRE VII : ETUDE GEOTECHNIQUE ET FONDATIONS

Tableau VII-1 : Compacité du sable.....	95
Tableau VII-2 : teneur en eau	98
Tableau VII-3 : résultats granulométrique.....	98
Tableau VII-4 : résultat de l'essai des limites d'Atterberg.....	99
Tableau VII-5 : résultats de l'essai de cisaillement.....	99
Tableau VII-6 : exemple de calcul de la capacité portante de l'essai pressiométrique SP04.	101
Tableau VII-7 : valeur de la contrainte admissible.....	101
Tableau VII-8 : Ferrailage de la dalle du radier suivant X-X.....	105
Tableau VII-9 : Ferrailage de la dalle du radier suivant Y-Y	105
Tableau VII-10 : Ferrailage des armatures filantes	106
Tableau VII-11 : Calcul des forces de poussées sur le voile périphérique.....	108
Tableau VII-12 : vérification au glissements et au renversement	110

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Dans le cadre de notre projet de fin d'étude, Nous avons étudié un bâtiment implanté à Alger à usage multiple (commerces, bureaux, habitations) composé d'un rez-de-chaussée, de onze étage et un seul sous-sol (R+11+1SS), contreventé par des voiles. L'objectif principale de ce travail est d'appliquer les 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 de concevoir une structure conforme aux règles sismiques. Notre travail se compose de trois grandes parties.

La première partie est consacrée à une étude comparative entre l'ancien règlement 'RPA 2003' et le nouveau 'RPA 2024', dans le but de quantifier les nouvelles notions parasismiques introduites au code, afin de mieux comprendre et ainsi faciliter l'utilisation et l'interprétation des résultats ultérieurs dans les chapitres suivants. Nous citons plus particulièrement les notions de spectres de réponses élastiques et de calculs. Une analyse est menée autour d'un bâtiment, implanté respectivement dans trois wilayas différentes du territoire national, ce qui permettra d'appréhender et de comprendre les conséquences techniques et économiques du nouveau règlement sur l'ouvrage.

La deuxième partie porte sur l'étude de la superstructure (R+11). Cette étude comprend le prédimensionnement, l'étude sismique selon le RPA2024 ainsi que le ferrailage des éléments structuraux et éléments secondaires. En d'autre part, une étude comparative 'de la méthode statique équivalente' a été réalisée entre les deux versions du RPA.

Enfin, la troisième partie est dédiée à l'étude géotechnique et infrastructure, et ce conformément au RPA2024 et au nouveau 'Document Technique Réglementaire Algérien : Règles de conception et de calcul des fondations et des soutènement DTR-BC 2.33' approuvé par le 'Ministère de l'Habitat, de l'Urbanisme et de la Ville' en janvier 2025. Cette partie comprend une analyse géotechnique du site d'implantation du bâtiment ainsi que le dimensionnement et le ferrailage de l'infrastructure .

Organisation de la thèse :

- **Chapitre I** : Etude comparative entre le RPA 2003 et le RPA 2024.
- **Chapitre II** : Caractéristiques des matériaux et description de l'ouvrage.
- **Chapitre III** : Prédimensionnement et descente de charges.
- **Chapitre IV** : Etude des éléments secondaires.
- **Chapitre V** : Etude sismique.
- **Chapitre VI** : Etude des éléments structuraux.
- **Chapitre VII** : Etude géotechnique et fondations.

PARTIE I
CALCUL DE LA SUPERSTRUCTURE

CHAPITRE II

CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX ET DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

II.1.INTRODUCTION

Le but de toute étude d'un projet de bâtiment en béton armée est d'assurer efficacement la stabilité et de la structure, ce qui implique la résistance mécanique des matériaux utilisés. Nous énonçons dans ce chapitre, les caractéristiques mécaniques du matériau béton armé utilisé pour édifier notre ouvrage.

II.2.CARACTERISTIQUES MECANIKES DES MATERIAUX

Les matériaux utilisés dans un bâtiment varient en fonction du type de bâtiment, des exigences et des normes de sécurité, il est donc important de choisir des matériaux de qualité pour assurer la résistance et la durabilité de l'ouvrage

Dans le cadre de cette étude nous avons opté pour un bâtiment en béton armée, ainsi le béton et les aciers sont utilisé pour la réalisation de cet ouvrage seront conforme aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé BAEL 99 et le document technique réglementaire Règle Parasismique Algérien RPA.

II.2.1.Le Béton

Le béton est un matériau de construction composé de ciment, de granulats (sable et gravier), d'eau et d'éventuelle adjuvants. Il est utilisé pour sa grande résistance à la compression, bien qu'il soit fragile en traction.

➤ La résistance à la compression

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression qui est déterminée d'après des essais de compression sur des éprouvette normalisé (16cm de diamètre et 32cm de hauteur), cette dernière est donnée à "j" jour en fonction de la résistance à 28 jours par les formules suivantes :

- Pour des résistances de $f_{c28} \leq 40$ MPa (CBA 93 art A.2.1.1.1)

$$f_{cj} = \frac{j}{4.67+0.83j} \times f_{c28} \quad Si j \leq 28j \quad (II - 1)$$

- Pour des résistances de $f_{c28} > 40$ MPa (CBA 93 art A.2.1.1.1)

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} \times f_{c28} \quad Si j \leq 28j \quad (II - 2)$$

- Lorsque l'âge du béton j dépasse 28 jours soit $28 < j < 60$ (CBA 93 art A.2.1.1.1)

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28} \quad (II - 3)$$

Le béton mise en œuvre doit avoir une résistance à la compression f_{c28} au moins égale à 20 MPa et au plus égale à 45 MPa

Sur le plan de l'optimisation, lorsque la fissuration préjudiciable est déterminante, c'est l'acier qui devient dimensionnant, Le passage d'un béton de 25 MPa à 30 MPa réduit peu la section d'armature (A_s), mais permet d'améliorer la durabilité de la structure.

➤ La résistance à la traction

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

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad (II - 4)$$

Dans la quelle f_{ij} et f_{cj} sont exprimée en MPa, Cette formule est valable pour $f_{c28} \leq 60$ MPa.

➤ **Module de déformation longitudinale**

Ce module est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée d'application.

➤ **Module de déformation longitudinale instantané**

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

$$E_{ij} = 11000 f_{c28}^{1/3} \quad (\text{II} - 5)$$

➤ **Module de déformation longitudinale différée**

Pour le calcul sous charges de longue durée pour lesquelles l'effet du retrait (diminution de volume d'une pièce due à l'évaporation de l'eau restée libre dans le béton) et du fluage (déformation croissante dans le temps sous une charge constante de longue durée.) sont très influant : (CBA 93 art A.2.1.2.2)

$$E_{vj} = 3700 f_{c28}^{1/3} \quad (\text{II} - 6)$$

➤ **Coefficient de Poisson** est donné par (CBA 93 art A.2.1.3)

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson ν par définition, est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

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

$\nu = 0.2$ pour un béton considéré non fissuré pour le calcul des déformations à l'ELS.

➤ **Module d'élasticité transversale**

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (\text{II} - 7)$$

Avec :

ν : coefficient de poisson.

E : Module de déformation longitudinale.

➤ **Les contrainte limites**

- À l'Etat limite ultime ELU (CBA 93 art A.4.3.4.1)

Le diagramme contrainte-déformation du béton utilisé dans ce cas est le diagramme de calcul dit : 'parabole-rectangle' il comporte un arc de parabole qui s'étend de l'origine des coordonnées jusqu'à son sommet de coordonnées $\xi_{sc}=2\%$ et $\sigma_{bc} = F_{bu}$ suivi d'un segment de droite parallèle à l'axe des déformations et tangent à la parabole à son sommet.

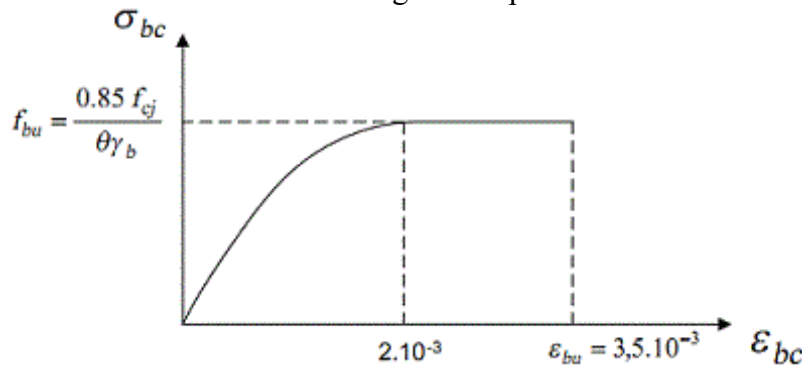


Figure II.1 Diagrammes des contraintes du béton à l'ELU

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 "j" jours

γ_b : Coefficient de sécurité tel que :

$$\gamma_b = 1.5 \text{ Situation durable}$$

$$\gamma_b = 1.15 \text{ Situation accidentelle}$$

θ : Facteur de durée d'application des charges tel que

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

$$\theta=0.9 \text{ pour une durée d'application } 1\text{h} < \text{durée} \leq 24\text{h}$$

$$\theta=0.85 \text{ pour une durée d'application } < 1\text{h}$$

- À l'Etat Limite de service ELS

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

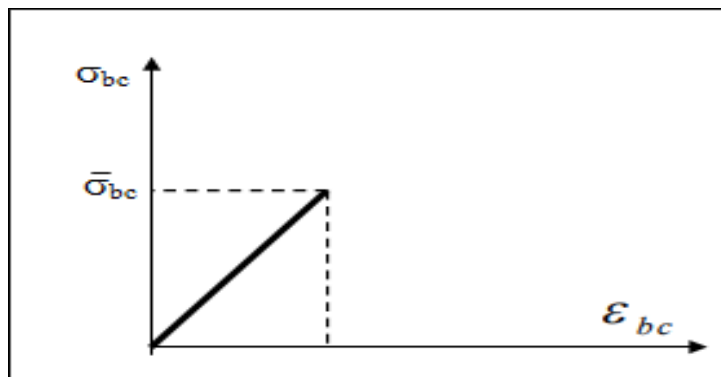


Figure II.2 : Diagrammes des contraintes du béton à l'ELS

La contrainte de compression du béton doit être au plus égale $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28}$

➤ **Les contraintes limite de cisaillement (BAEL 999 Art A-5.2.21)**

$$\tau_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right) \text{ Pour la fissuration peu nuisible.}$$

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

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.

➤ **Les contraintes limites**

-À l'Etat limite ultime ELU (CBA93 art A2.2.2) (figure II.3) pour le diagramme contraintes- déformations de l'acier à l'ELU

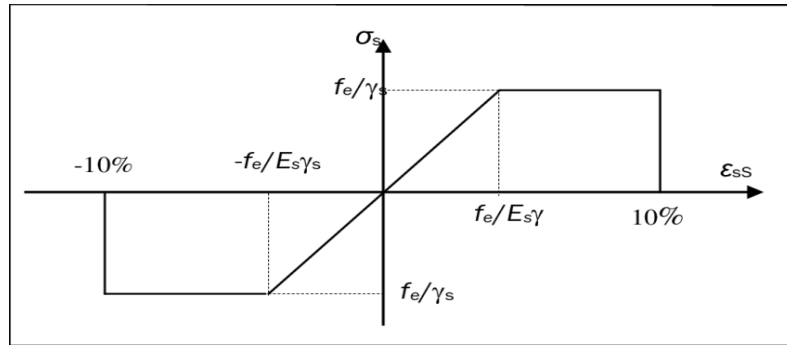


Figure II.3 Diagramme contraintes- déformations.

Avec :

$$\sigma_s : \text{Contrainte de l'acier. } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\xi_s : \text{Allongement relatif de l'acier } \xi_s = \frac{\Delta L}{L}$$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que :

$$\gamma_s = 1.15 \text{ Situation durable}$$

$$\gamma_s = 1 \text{ Situation accidentelle}$$

- À l'Etat Limite de service ELS

La vérification de la contrainte dans les aciers est nécessaire pour la limitation des ouvertures ou des fissures et elle se fait pour :

- ✓ Pour une fissuration peu nuisible (BAEL99 Art 4-5-32) :

Il y'a pas de vérification à effectuer cas ces élément sont citer dans des locaux couverts

- ✓ Pour une fissuration préjudiciable (BAEL99 Art 4-5-33) :

$$\overline{\sigma}_s \leq \sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f t j}) \right\} \quad (\text{II} - 8)$$

- ✓ Pour une fissuration très préjudiciable (BAEL99 Art 4-5-34):

$$\overline{\sigma}_s \leq \sigma_s = \min \{0.5 f_e ; 90 \sqrt{\eta f t j}\} \quad (\text{II} - 9)$$

Avec : η : Coefficient de fissuration tels que $\eta = 1$ pour des aciers ronds lisses et $\eta = 1,6$ pour des aciers de H.A.

Tableau II-1: Caractéristiques mécaniques adoptées pour le matériau béton armé utilisé

Béton	La classe du béton	C25/30
	La résistance à la compression du béton	$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$
	La résistance à la traction du béton	$f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$
	Module d'élasticité longitudinal instantané	$E_{i28} = 34179.55 \text{ MPa}$
	Module d'élasticité longitudinal différé	$E_{v28} = 11496.760 \text{ MPa}$
	Module d'élasticité transversale	
	Contrainte limites de béton à la compression pour une situation durable	$f_{bu} = 17 \text{ MPa}$
	Contrainte limites de béton à la compression pour une situation accidentelle	$f_{bu} = 22.17 \text{ MPa}$
	Contrainte limite de cisaillement pour une situation peu nuisible	$\tau_u = 4 \text{ MPa}$
	Contrainte limite de cisaillement pour une situation préjudiciable	$\tau_u = 3 \text{ MPa}$
	Contrainte admissible du béton	$\overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa}$
Acier	Limite d'élasticité des armatures longitudinales	$F_e = 500 \text{ MPa}$
	Le module d'élasticité de l'acier	$E_s = 200000 \text{ MPa}$
	Facteur de correction d'amortissement	$\eta = 1,6$
	Contrainte limite de l'acier en situation durable	$s_a = 434,78 \text{ MPa}$
	Contrainte limite de l'acier en situation accidentelle	$\sigma_s = 500 \text{ MPa}$
	Contrainte admissible de l'acier pour une situation préjudiciable	$\overline{\sigma}_{st} = 215.55 \text{ MPa}$
	Contrainte admissible de l'acier pour une situation très préjudiciable	$\overline{\sigma}_{st} = 176.36 \text{ MPa}$

II.3.DESCRPTION DE L'OUVRAGE

L'ouvrage que nous calculons dans ce projet de fin d'étude est un bâtiment qui se compose d'un rez-de-chaussée et de 11 étages et d'un seul sous-sol (R+11+1S/Sol)

Il s'agit d'un bâtiment entièrement en béton armée, à usage multiple composée de :

- Un sous-sol à usage de parking.
- Un rez-de-chaussée destiné à des locaux commerciaux.
- Un premier étage à usage administratif et de services (avec présence de terrasse accessible).
- Des étages courants du deuxième étage au onzième, à usage habitationnel.
- Une terrasse inaccessible.

La structure à ossature est contreventée contre le séisme par des voiles. Le réseau de poutres permet de reprendre les efforts transmis par les planchers en corps creux et poutrelles et les transmettre aux éléments verticaux. Une vue en élévation est donnée en figure (II.4)

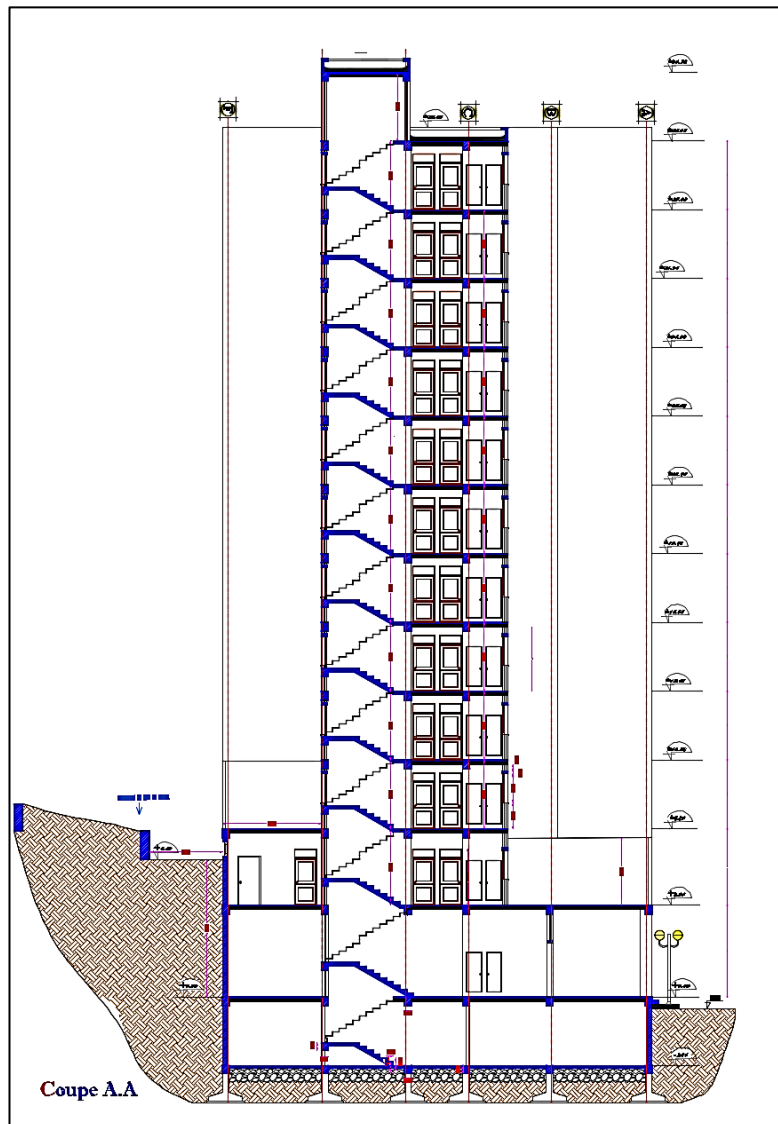


Figure II.4 : Vue en élévation de l'ouvrage

II.3.1. Caractéristiques Géométriques Du Bâtiment

➤ **Dimensions en plan**

- Largeur du bâtiment..... $l = 19.10\text{m}$.
- Longueur du bâtiment..... $L = 29.00\text{m}$.

➤ **Dimensions en élévation**

- Hauteur du sous-sol $h_{ss}=3.06\text{m}$.
- Hauteur du RDC..... $h_{RDC}=4.08\text{m}$.
- Hauteur du 1^{er} étage..... $h_{1er}=3.40\text{m}$.
- Hauteur du 2^{ème} au dernier étage..... $h_{ec}=3.06\text{m}$.
- Hauteur totale du bâtiment..... $H = 38.08\text{m}$.

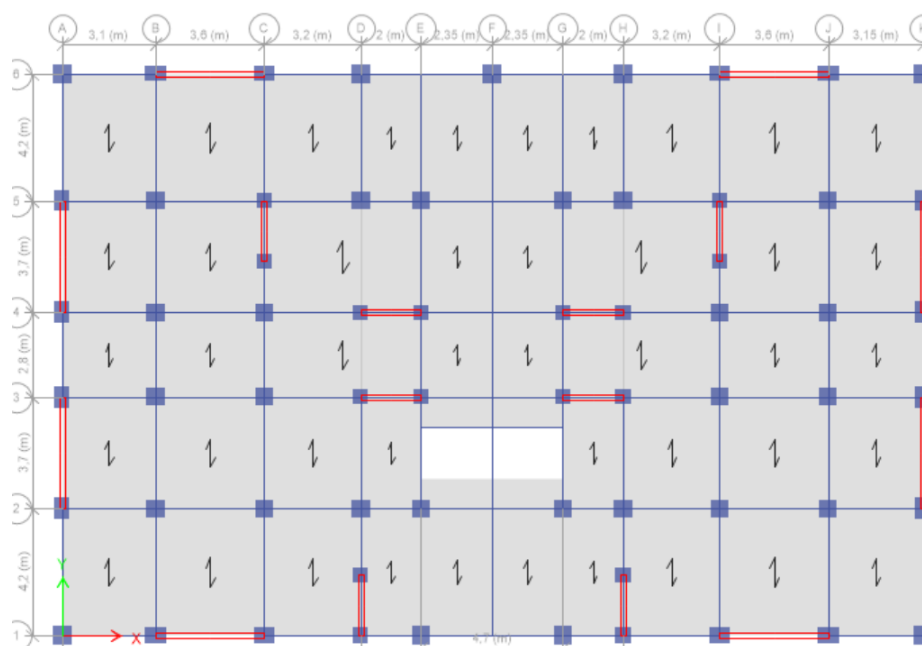


Figure II.5 : Vue en plan du RDC

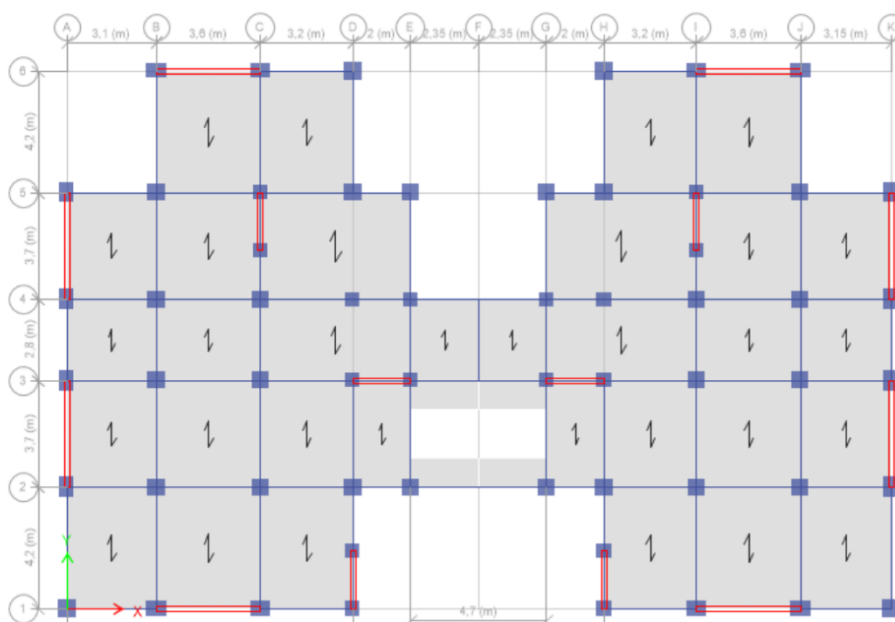


Figure II.6 : Vue en plan des étages courants

II.3.2. Régularité Du Bâtiment

a) Régularité en plan

Suivant Article 3.7.1 de l'RPA 2024 qui donne les quatre critères nécessaires pour la régularité en plan

- a1. Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis les deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celles des masses
- a2. A chaque niveau et pour chaque direction de calcul la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités (e_{ox} et e_{oy}) doivent vérifier les deux conditions 3.24 et 3.25 du RPA suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_{0x} \leq 0.3 r_x \\ r_x \geq l_s \end{array} \right. \quad \text{et} \quad \left\{ \begin{array}{l} e_{0y} \leq 0.3 r_y \\ r_y \geq l_s \end{array} \right. \quad (\text{II} - 10)$$

Avec : r_x et r_y : étant, respectivement, les rayons de torsion suivant x et y

l_s étant le rayon de giration massique du plancher en plan $l_s = \sqrt{\frac{L^2 + b^2}{12}} = \sqrt{\frac{29^2 + 19.1^2}{12}} = 10.02 \text{ m}$

➤ Le centre de masse et de rigidité

Le centre de masse est défini par la formule suivante :

$$X_{CM} = \frac{\sum m_i x_i}{\sum m_i} \quad Y_{CM} = \frac{\sum m_i y_i}{\sum m_i} \quad (\text{II} - 11)$$

Avec : m_i : les masses de chaque étage et (x_i, y_i) sont les coordonnées du centre de masse de l'élément i.

Et le centre de rigidité est défini par :

$$X_{CR} = \frac{\sum K_i x_i}{\sum K_i} \quad Y_{CR} = \frac{\sum K_i y_i}{\sum K_i} \quad (\text{II} - 12)$$

Avec : K_i : la rigidité de l'élément i (x_i, y_i) sont les coordonnées du centre de l'élément i. Ainsi les coordonnées du centre de masse déterminées à l'aide d'AutoCAD, et celles du centre de rigidité, obtenues par ETABS sont présente dans le tableau ci-dessous

Tableau II-2 Centre de masse et de rigidité

	Centre de masse		Centre de rigidité		Excentricité	
	X_{CM}	Y_{CM}	X_{CR}	Y_{CR}	e_x	e_y
Etage courant	14.25	8.86	14.27	8,76	-0.02	0.10
RDC	14.25	8.92	15.11	8.16	-0.86	0.76

- a3. La forme du bâtiment est compacte avec un rapport longueur sur largeur du plancher inférieur ou égal à 4 : $\frac{L_y}{L_x} = \frac{29}{19.1} = 1.52, 0.25 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 4$

Les décrochements doivent respecter les limites imposées par le RPA 2024 qui sont indiqués dans la figure II.7

$$\frac{L_x}{L_x} = \frac{4.2+4.2}{19.1} = 0.43 > 0.25 \dots\dots\dots \text{Non vérifiée}$$

$$\frac{L_y}{L_y} = \frac{3.15+2+3.1+2+2.25+2.35}{29} = 0.51 > 0.25 \dots\dots\dots \text{Non vérifiée}$$

a4. Les planchers présentent une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan. Dans ce cadre, la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier. $S_{\text{ouvertures}} = 3.7 \times 4.7 = 17.39 \text{ m}^2$, $S_{\text{plancher}} = 29 \times 19.1 = 553.9 \text{ m}^2$

$$\frac{S_{\text{ouvertures}}}{S_{\text{plancher}}} = 3.14\% \ll 15\%$$

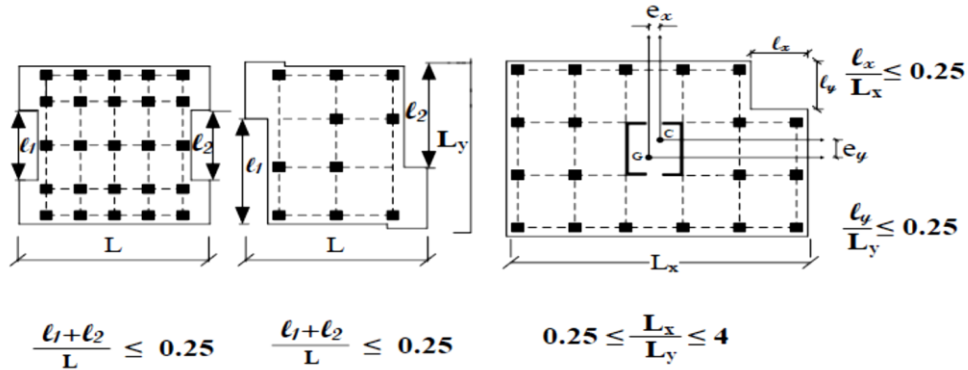


Figure II.5 Limite des décrochements en plan RPA 2024

b) Régularité en élévation

Suivant l'Article 3.7.1b de l'RPA 2024 qui décrit les critères qui permettent de classer un bâtiment régulier en élévation nous avons 4 critères :

Tableau II-3 critères de régularité en élévation

Critères		vérification
b1	Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu dont la charge ne se transmet pas directement à la fondation	Vérifié
b2	La raideur et la masse des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement et sans changement brusque a la base au sommet du bâtiment (voir Chapitre III § III.2.5)	Vérifié
b3	$\frac{m_i/K_{i,x}}{m_{i-1}/K_{i-1,x}} \leq 0.25$ et $\frac{m_i/K_{i,y}}{m_{i-1}/K_{i-1,y}} \leq 0.25$	Vérifié
b4	Les limites de décrochement en élévation donné par la figure 3.9 du RPA 2024 où : <ul style="list-style-type: none"> • $\frac{B'}{B} = \frac{14.9}{19.1} = 0.78 > 0.67$ • $\frac{L}{l} = \frac{29}{19.1} = 1.5$ 	Vérifié

La structure étudiée respecte toutes les conditions de régularité en élévation et en plan, à l'exception de la limite imposée sur la somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes, qui dépasse 25 % de la dimension totale du bâtiment dans une direction donnée. En conséquence, la structure n'est pas régulière en plan. Ainsi, le bâtiment est classé comme non-régulier en plan et régulier en élévation donc le bâtiment est dit non-régulier (Voir les plans architecturaux en Annexes A2)

II.3.3. Classification de l'ouvrage

La classification de l'ouvrage est faite selon le Règlement Parasismique Algérien RPA 2024. Le bâtiment est classé selon sa zone d'implantation (Wilaya), selon sa catégorie d'importance et selon son système de contreventement.

a) Selon sa zone d'implantation

Le RPA 2024 définit sept (07) zones de sismicité croissante définies dans le tableau (I.1) du chapitre précédent. Notre projet est implanté dans la Wilaya d'Alger, selon le RPA2024 (Tableau A1-2 Annexe A1), l'ouvrage est donc situé en zone de sismicité élevée (**Zone VI**).

Chaque zone est associée à un coefficient d'accélération de référence de la zone A, pour la zone (VI); **A= 0.30** (tableau I.2)

b) Selon l'usage

L'ouvrage est classé comme un bâtiment de moyenne importance **Groupe 02** car l'ouvrage rentre dans la catégorie : "*Bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m pouvant accueillir au plus 300 personnes simultanément tels que, bâtiments à usage de bureaux, bâtiments industriels, Parkings de stationnement publics, etc.*" (Article 3.4 du RPA 2024)

c) Selon son système de contreventement

La classification des systèmes de contreventement est faite en tenant compte de leur capacité dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique. La structure est en béton armé avec un Système de contreventement constitue par des voiles.

II.4. CONCLUSION

Ce deuxième chapitre présente une vision globale de l'étude du projet, en mettant en avant ses caractéristiques géométriques, les propriétés mécaniques des matériaux utilisés ainsi que les règlements applicables. Ces éléments sont essentiels pour un bon calcul de l'ouvrage afin de garantir la stabilité et la performance structurelle du bâtiment.

CHAPITRE III
PREDIMENSIONNEMENT
ET
DESCENTE DE CHARGE

III.1.INTRODUCTION

Un bâtiment est une structure composée d'éléments, conçus pour supporter et transmettre les charges jusqu'au sol. La descente de charges évalue la répartition des charges et leur transmission aux éléments porteurs. Le prédimensionnement des structures permet d'attribuer des sections et des épaisseurs adaptées afin d'assurer la stabilité et l'optimisation des coûts. Ces analyses, guidées par les règlements garantissent la sécurité et la performance de l'ouvrage.

III.2.PREDIMENSIONNEMENT DE ELEMENTS STRUCTURAUX

III.2.1.Prédimensionnement du plancher corps creux

Un plancher corps creux est un type de plancher constitué d'une dalle en béton armé allégée par des éléments creux, généralement en béton, en terre cuite ou en polystyrène. Ces éléments creux réduisent le poids du plancher tout en conservant une bonne résistance mécanique.

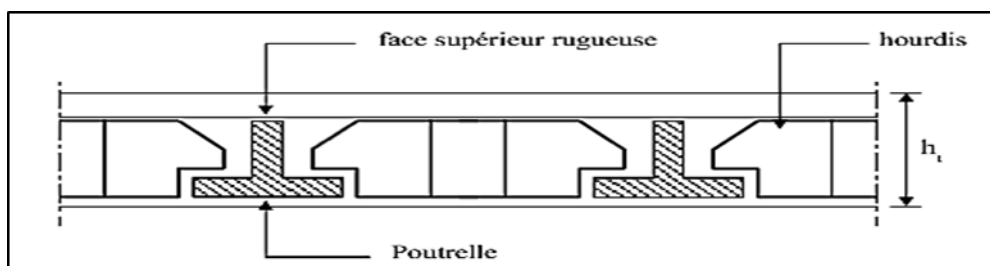


Figure III.1 Coupe transversale d'un plancher corps creux

- L'épaisseur du plancher, h_t est donnée par la condition de la flèche admissible :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \quad (III - 1)$$

$$L_{max} = \min (L_x, L_y).$$

Où : h_t : est la hauteur totale du plancher en corps creux.

L_{max} : la longueur maximale entre nus d'appuis selon le sens des poutrelles.

Tableau III-1 : prédimensionnement du plancher corps creux

L_x (m)	L_y (m)	h_t (cm)
3.60	4.20	$h_t \geq 16$

L'épaisseur choisi est de $h_t = 21$ cm soit, **16+5 (cm)** et le sens porteur est suivant l'axe Y-Y

- Condition d'isolation acoustique (DTR C 3.1)

L'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à **16 cm** pour obtenir une bonne isolation acoustique.

- Conditions de sécurité contre l'incidence (DTR BC 2.48)

Une épaisseur de 11cm pour deux heures et 15cm pour trois heures de coupe-feu (habitation).

Cette épaisseur permet de respecter les conditions des épaisseurs minimales pour la protection au feu et isolation acoustique et phonique.

III.2.2. Prédimensionnement des poutres principales (portees)

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé, leurs sections doivent respecter le critère de rigidité selon le BAEL 99 ainsi que les conditions imposées par le RPA2024 (article 7.5.1).

➤ **Hauteur de la poutre (h)**

La hauteur de la poutre est calculée à l'aide de la formule suivante (André coin 1983) :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \tag{III - 2}$$

Où L_{max} est la portée maximale de la poutre. $L_{max}=420$ cm donc

$$\frac{420}{15} \leq h \leq \frac{420}{10}$$

$$28 \text{ cm} \leq h \leq 42 \text{ cm}$$

On prend **h=40cm**

➤ **Largeur de la Poutre (b)**

La largeur de la poutre doit respecter la relation suivante :

$$0.3 h \leq b \leq 0.8 h \tag{III - 3}$$

$$12 \text{ cm} \leq b \leq 32 \text{ cm}$$

On prend **b=30cm**

➤ **Vérification selon le R.P.A 2024 pour la zone VI**

$b \geq 25 \text{ cm}$	Vérfiée	} conditions vérifiées
$h \geq 30 \text{ cm}$	Vérfiée	
$h/b \leq 4$; $h/b = 1.33 \text{ cm} < 4\text{cm}$	Vérfiée	

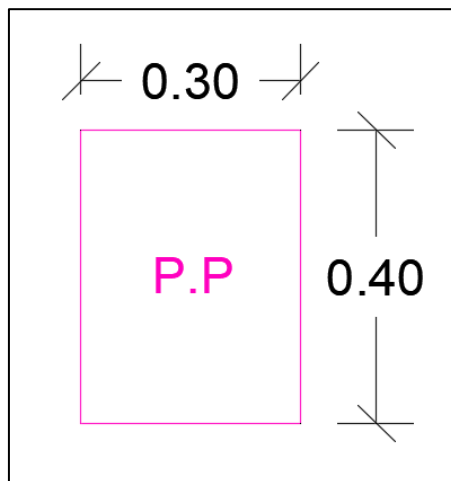


Figure III.2 : Section de la poutre principale

III.2.3. Prédimensionnement des poutres secondaires (non-porteuses)

➤ **Hauteur de la Poutre (h)**

La hauteur de la poutre est calculée à l'aide de la formule donnée par l'équation (II-2) :

Où L_{max} est la portée maximale de la poutre. $L_{max} = 360$ cm donc

$$\frac{360}{15} \leq h \leq \frac{360}{10}$$

$$24 \text{ cm} \leq h \leq 36 \text{ cm}$$

On prend **h=30 cm**

➤ **Largeur de la Poutre (b)**

La largeur de la poutre doit respecter la relation (III – 3):

$$10.5 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

On prend **b=25cm**

➤ **Vérification selon le R.P.A 2024 pour la zone VI**

$b \geq 25 \text{ cm}$	Vérfié	} conditions vérifiées
$h \geq 30 \text{ cm}$	Vérfié	
$h/b \leq 4$; $h/b = 1.16\text{cm} < 4\text{cm}$	Vérfié	

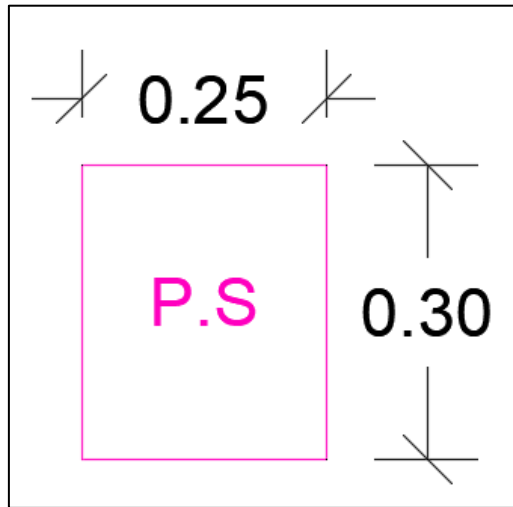


Figure III.3 : Section de la poutre secondaire

III.2.4. Evaluation des charges et surcharges

➤ **Descente de charge du plancher étage courant en (t/m²) :**

- Carrelage (2cm) $2200 \text{ kg/m}^3 * 0.02 \text{ m} = 44 \text{ kg/m}^2$
- Chape de ciment (2cm) $2000 \text{ kg/m}^3 * 0.02 \text{ m} = 40 \text{ kg/m}^2$
- Lit de sable (3cm)..... $1700 \text{ kg/m}^3 * 0.03 \text{ m} = 51 \text{ kg/m}^2$
- Plancher corps creux (16+5) = 290 kg/m^2
- Enduit de Plâtre (3cm) $1000 \text{ kg/m}^3 * 0.03 \text{ m} = 30 \text{ kg/m}^2$
- Murs cloisons (de répartitions) = 100 kg/m^2

Total : $555 \text{ kg/m}^2 = 0.56 \text{ t/m}^2$

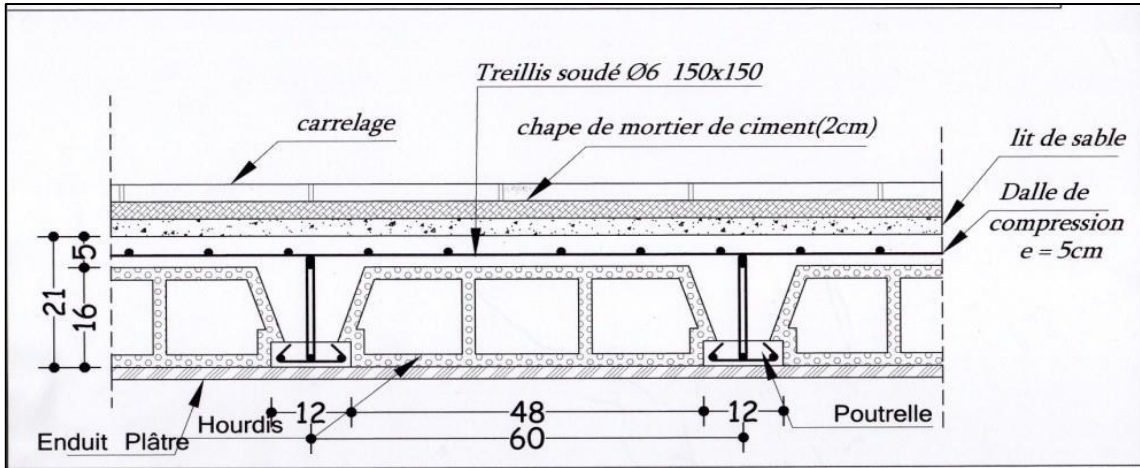


Figure III.4 Détails plancher étage courant

➤ **Descente de charge du plancher terrasse inaccessible en (t/m²) :**

- Protection lourd (5cm)1600 kg/m³ *0.05m = 80 kg/m²
- Étanchéité multicouche..... = 12 kg/m²
- Forme de pente0.12m*2200 kg/m³ = 264 kg/m²
- Liège (4 cm)40 kg/m³ *0.04 = 1.6 kg/m²
- Plancher corps creux (16+5) = 290 kg/m²
- Plâtre de (3cm)1000 kg/m³*0.03 = 30 kg/m²

Total : 677.6 kg/m² = 0.67 t/m²

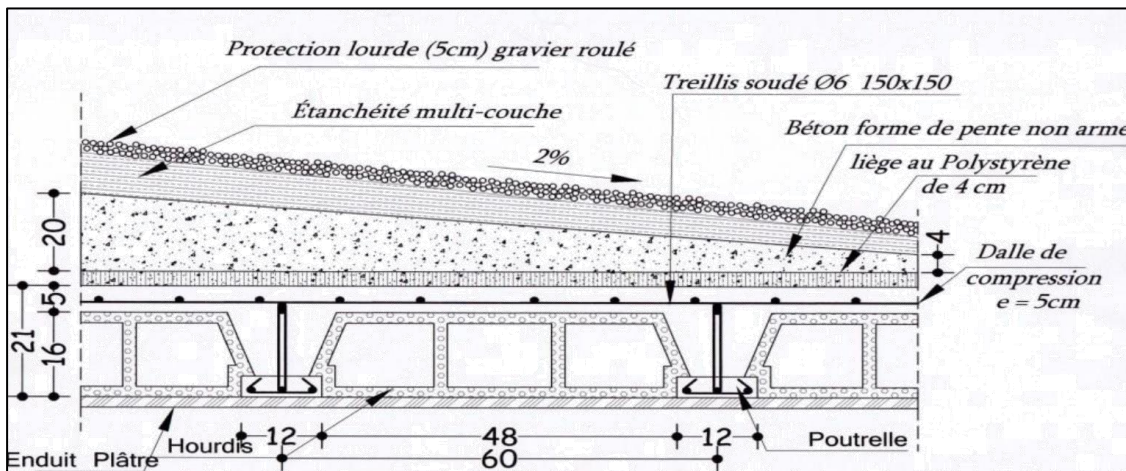


Figure III.5 Détails plancher terrasse inaccessible

➤ **Descente de charge du plancher terrasse accessible en (t/m²) :**

- Carrelage (2cm)2200 kg/m³ *0.02 m = 44 kg/m²
- Chape de ciment (2cm)2000 kg/m³ *0.02 m = 40 kg/m²
- Lit de sable (3cm)1700 kg/m³*0.03 m = 51 kg/m²
- Étanchéité multicouche..... = 12 kg/m²
- Plancher corps creux (16+5) = 290 kg/m²
- Enduit de Plâtre (3cm)1000 kg/m³*0.03 = 30 kg/m²
- Murs cloisons (de répartitions) =100 kg/m²

Total : 567 kg/m² = 0.57 t/m²

➤ **Les charges d'exploitations Q utilisées sont :**

Habitations :

- Étage courant..... $Q = 150 \text{ kg/m}^2$
- Terrasse inaccessible..... $= 100 \text{ kg/m}^2$
- Terrasse accessible..... $= 150 \text{ kg/m}^2$

Bureau: $= 250 \text{ kg/m}^2$

Parking :..... $= 250 \text{ kg/m}^2$

Locaux pour commerce : $= 500 \text{ kg/m}^2$

Escalier pour logements :..... $= 250 \text{ kg/m}^2$

III.2.5.Prédimensionnement des poteaux

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 et au vent. Associés aux poutres, ils constituent des portiques qui forment le système de contreventement du bâtiment. Leur dimensionnement sera fait conformément aux règles BAEL99 et sera vérifié par les prescriptions du RPA2024.

En réalité, les poteaux de bâtiments implantés en zone sismique sont soumis à la flexion composée, car ils reçoivent tous 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 sismiques latérales. Néanmoins, pour des raisons de simplicité, leur prédimensionnement se fera en compression centrée en considérant l'état limite de stabilité de forme.

➤ **Descente de charge sur poteaux**

La descente de charges se fait du niveau le plus haut vers le niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas. Elle est effectuée sur le poteau le plus sollicité (support des charges réparties sur une surface d'influence (S)). On considère trois poteaux, un centrale (axe I-4), un de rive (axe K-2), et un poteau d'angle (axe A-1)

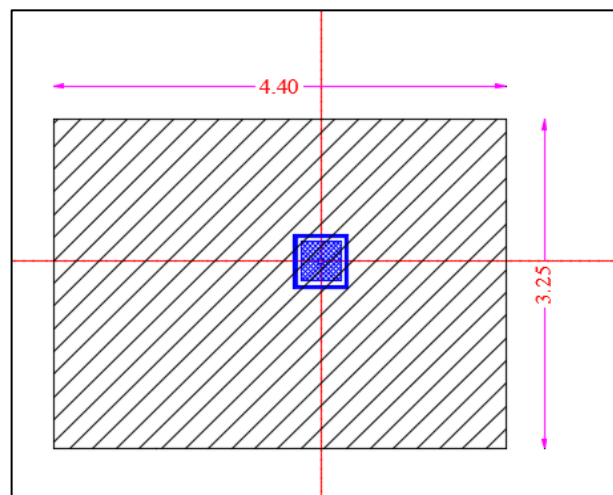


Figure III.6a poteau centrale (axe I-4)

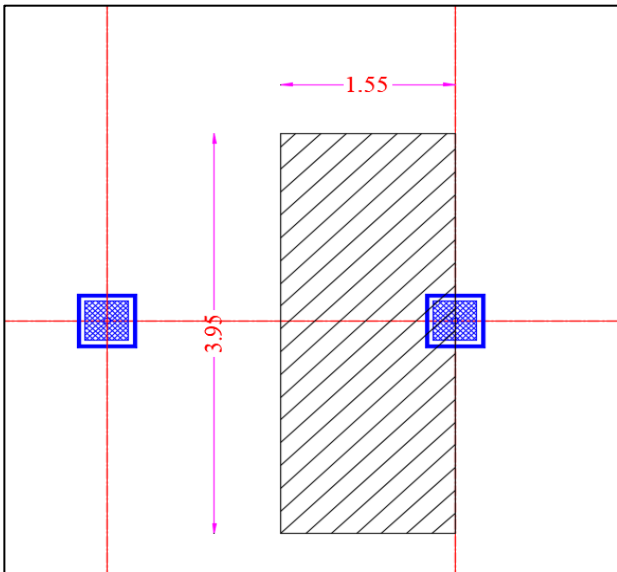


Figure III.6b poteau de rive (axe K-2)

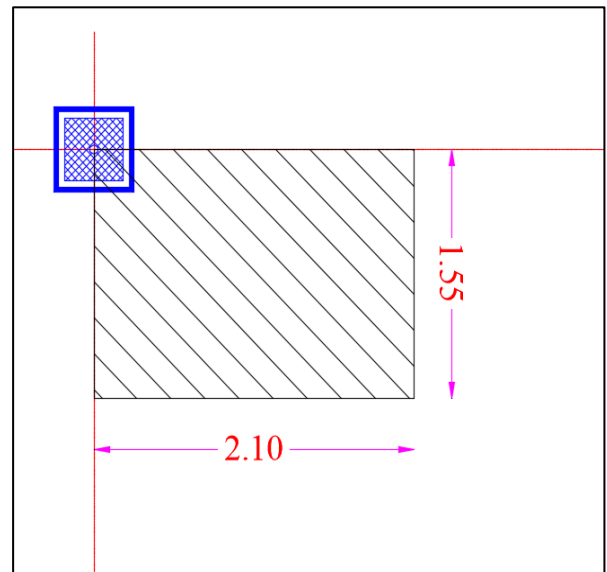


Figure III.6 c poteau d'angle (axe A-6)

Figure III.6 : exemple des trois poteaux

Les surfaces d'influence pour chaque poteau :

Tableau III-2 surface d'influence de chaque poteau

Poteau	Surface d'influence (m ²)	
P1	4.40 x 3.25	S₁=14.3
P2	1.55 x 3.5	S₂=5.425
P3	1.55 x 2.10	S₃=3.255

➤ **Charges et surfaces revenant aux poteaux d'une structure**

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 CBA93) ; Elle obéit à la règle de continuité des moments. Et elle est répartie de la manière suivante :

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

Alors les surfaces d'influence deviennent :

Tableau III-3 majoration de la surface d'influence

Poteaux	Surface d'influence (m ²)
P1	S ₁ =15.73
P2	S ₂ =5.425
P3	S ₃ =3.255

➤ **Évaluation de charge verticales pour chaque niveau**

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

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q \quad (\text{III} - 4)$$

Où : N_G : est l'effort normal dû aux charges permanentes.

N_Q : est l'effort normal dû aux surcharges d'exploitation.

➤ **Poteau centrale (figure (III.6a))**

• **Niveau parking (Sous-sol)**

$$G_{\text{parking}} = G_{\text{plancher}} + G_{\text{PP}} + G_{\text{PS}}$$

$$G_{\text{parking}} = (15.73 \times 0.56) + (2.5 \times 0.4 \times 0.3 \times 4.95) + (2.5 \times 0.35 \times 0.3 \times 3.25)$$

$$G_{\text{parking}} = 8.80 + 1.485 + 0.853$$

$$G_{\text{parking}} = 11.15 \text{ t}$$

$$Q_{\text{parking}} = 2.5 \times 15.73$$

$$Q_{\text{parking}} = 39.325 \text{ KN}$$

➤ **Niveau RDC (commerce)**

$$G_{\text{RDC}} = G_{\text{plancher}} + G_{\text{PP}} + G_{\text{PS}}$$

$$G_{\text{RDC}} = (15.73 \times 0.56) + (2.5 \times 0.4 \times 0.3 \times 4.95) + (2.5 \times 0.35 \times 0.3 \times 3.25)$$

$$G_{\text{RDC}} = 8.80 + 1.485 + 0.853$$

$$G_{\text{RDC}} = 11.15 \text{ t}$$

$$Q_{\text{RDC}} = 5 \times 15.73$$

$$Q_{\text{RDC}} = 78.65 \text{ KN}$$

➤ **Niveau du 1^{er} étage (Services)**

$$G_{1\text{er}} = G_{\text{plancher}} + G_{\text{PP}} + G_{\text{PS}}$$

$$G_{1\text{er}} = (15.73 \times 0.56) + (2.5 \times 0.4 \times 0.3 \times 4.95) + (2.5 \times 0.35 \times 0.3 \times 3.25)$$

$$G_{1\text{er}} = 8.80 + 1.485 + 0.853$$

$$G_{1\text{er}} = 11.15 \text{ t}$$

$$Q_{1\text{er}} = 5 \times 15.73$$

$$Q_{1\text{er}} = 78.65 \text{ KN}$$

➤ **Niveau étage courant 2^{eme} au 11^{eme} étage (habitation)**

$$G_{\text{EC}} = G_{\text{plancher}} + G_{\text{PP}} + G_{\text{PS}}$$

$$G_{\text{EC}} = (15.73 \times 0.56) + (2.5 \times 0.4 \times 0.3 \times 4.95) + (2.5 \times 0.35 \times 0.3 \times 3.25)$$

$$G_{\text{EC}} = 8.80 + 1.485 + 0.853$$

$$G_{\text{EC}} = 11.15 \text{ t}$$

$$Q_{\text{EC}} = 1.5 \times 15.73$$

$$Q_{\text{EC}} = 23.6 \text{ KN}$$

➤ **Niveau terrasse inaccessible**

$$G_{\text{terrasse}} = G_{\text{plancher}} + G_{\text{PP}} + G_{\text{PS}}$$

$$G_{\text{terrasse}} = (15.73 \times 0.67) + (2.5 \times 0.4 \times 0.3 \times 4.95) + (2.5 \times 0.35 \times 0.3 \times 3.25)$$

$$G_{\text{terrasse}} = 10.54 + 1.485 + 0.853$$

$$G_{\text{terrasse}} = 12.88 \text{ t}$$

$$Q_{\text{terrasse}} = 1.00 \times 15.73$$

$$Q_{\text{terrasse}} = 15.73 \text{ KN}$$

Le tableau ci-dessous récapitule les résultats de charge G et Q

Tableau III-4 charge permanent et d'exploitation du poteau centrale

Niveau \ charges	G(t)	Q(t)
Sous-sol parking	11.15	3.9325
RDC	11.15	7.865
1 ^{er} étage	11.15	7.865
Étage courant 2 ^{eme} au 11 ^{eme} étage	11.15	2.36
Terrasse inaccessible	12.88	1.573

➤ **Dégression des charges d'exploitation en fonction du nombre d'étage**

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

La loi de dégression :

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment, $Q_0, Q_1, Q_2, \dots, Q_n$ les charges d'exploitation respectivement des planchers des étages '1,2, 3,.....n' numéroté à partir du sommet du bâtiment

- 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 $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ Pour $n \geq 5$.

Avec : Q_0 : Surcharge d'exploitation de la terrasse.

n : numéro de l'étage du haut vers le bas

Le tableau ci-dessous résume les résultats de la charge d'exploitation dégraisées

Tableau III-5 dégression des charges d'exploitation du poteau centrale

Niveau	Q (t)	Q après dégrissions (t)
Terrasse	1.57	1.57
11 ^{ème} étage	2.36	3.93
10 ^{ème} étage	2.36	6.06
9 ^{ème} étage	2.36	7.95
8 ^{ème} étage	2.36	9.60
7 ^{ème} étage	2.36	11.01
6 ^{ème} étage	2.36	12.19
5 ^{ème} étage	2.36	13.37
4 ^{ème} étage	2.36	14.55
3 ^{ème} étage	2.36	15.73
2 ^{ème} étage	2.36	16.91
1er étage	7.87	21.60
RDC	7.87	26.15
Sous-Sol	3.93	28.20

➤ Calcul de l'effort normal ultime N_u

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q$$

Tableau III-6 valeur de l'effort normal ultime N_u du poteau central

Niveau	G (t)	N_G (t)	Q(t)	N_Q (t)	N_u (MN)
Terrasse	12.88	12.88	1.57	1.57	0.20
11 ^{ème} étage	11.15	24.03	2.36	3.93	0.38
10 ^{ème} étage	11.15	35.18	2.36	6.06	0.57
9 ^{ème} étage	11.15	46.33	2.36	7.95	0.74
8 ^{ème} étage	11.15	57.48	2.36	9.60	0.92
7 ^{ème} étage	11.15	68.63	2.36	11.01	1.09
6 ^{ème} étage	11.15	79.78	2.36	12.19	1.28
5 ^{ème} étage	11.15	90.93	2.36	13.37	1.45
4 ^{ème} étage	11.15	102.08	2.36	14.55	1.62
3 ^{ème} étage	11.15	113.23	2.36	15.73	1.79
2 ^{ème} étage	11.15	124.38	2.36	16.91	1.96
1er étage	11.15	135.53	7.87	21.60	2.19
RDC	11.15	146.68	7.87	26.15	2.42
Sous-Sol	11.15	157.83	3.93	28.20	2.61

➤ Prédimensionnement du poteau central

D'après l'article 8.4.1 du CBA93 et du BAEL 99 l'effort normal ultime N_u agissant sur les poteaux qui sont soumis à la compression centrée doit satisfaire la condition suivante :

$$N_u \geq \alpha \left(\frac{Br f_{c28}}{0.9 \gamma_b \theta} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad (\text{III} - 5)$$

Avec:

A: la section d'acier comprimé prise en compte dans les calculs

Br: la section réduite du poteau.

α qui dépend de 'λ' élancement du poteau, défini par : $\lambda = \frac{l_f}{i}$

Où : l_f est la longueur de flambement, prise comme $l_f=0.7l_0$ pour un poteau encastré à la base et articulé au sommet,

i est le rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{A}}$

La section réduite du poteau, obtenue en diminuant la section réelle de 1 cm sur toute sa périphérie, est définie par : $Br=(a-0.02) \times (b-0.02)$

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

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

Donc pour notre structure nous avons :

$$\lambda=35 \quad \text{donc} \quad \alpha = \frac{0.85}{1+0.2*\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1+0.2*\left(\frac{35}{35}\right)^2} = 0.708$$

$$Br \geq \frac{Nu}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + 1\% \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} \quad (\text{III} - 6)$$

$$Br = Nu \times 0.0532$$

On suppose que les poteaux sont carrés donc : $a = \sqrt{Br} + 0.02$

De plus les sections de poteaux choisi doivent respecter la condition décrite par l'Article 7.4.3 du RPA2024 pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations du séisme qui est la suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.35 \quad (\text{III} - 7)$$

Tableau III-7 prédimensionnement du poteau central

Niveau	N_U (MN)	Br (m ²)	a_r (m)	a (m)	Section du poteau choisi
11 ^{ème} étage	0.20	0.02	0.14	0.16	40 x 40
10 ^{ème} étage	0.38	0.03	0.17	0.19	40 x 40
9 ^{ème} étage	0.57	0.04	0.20	0.22	40 x 40
8 ^{ème} étage	0.74	0.05	0.22	0.24	40 x 40
7 ^{ème} étage	0.92	0.06	0.24	0.26	50 x 50
6 ^{ème} étage	1.09	0.07	0.26	0.28	50 x 50
5 ^{ème} étage	1.28	0.08	0.28	0.30	50 x 50
4 ^{ème} étage	1.45	0.09	0.29	0.31	50 x 50
3 ^{ème} étage	1.62	0.10	0.31	0.33	50 x 50
2 ^{ème} étage	1.79	0.10	0.32	0.34	60 x 60
1er étage	1.96	0.12	0.34	0.36	60 x 60
RDC	2.19	0.13	0.36	0.38	60 x 60
Sous-Sol	2.42	0.14	0.37	0.39	60 x 60

➤ **Vérification des conditions de RPA 2024**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b, h)} \geq 30 \text{ cm en zones VI} \\ \text{Min (b, h)} \geq \frac{Lcl}{20} \text{ pour tout les zones} \\ \frac{1}{4} < \frac{h}{b} < 4 \text{ pour tout les zones} \end{array} \right. \quad (\text{III} - 8)$$

Tableau III-8 vérification suivant RPA2024 pour poteau centrale

Niveau	b x h	Lcl	Lcl /20	h/b	Vérifications
11 ^{ème} étage	40 x 40	3.06	0.153	1	Vérifiées
10 ^{ème} étage	40 x 40	3.06	0.153	1	Vérifiées
9 ^{ème} étage	40 x 40	3.06	0.153	1	Vérifiées
8 ^{ème} étage	40 x 40	3.06	0.153	1	Vérifiées
7 ^{ème} étage	50 x 50	3.06	0.153	1	Vérifiées
6 ^{ème} étage	50 x 50	3.06	0.153	1	Vérifiées
5 ^{ème} étage	50 x 50	3.06	0.153	1	Vérifiées
4 ^{ème} étage	50 x 50	3.06	0.153	1	Vérifiées
3 ^{ème} étage	50 x 50	3.06	0.153	1	Vérifiées
2 ^{ème} étage	60 x 60	3.06	0.153	1	Vérifiées
1er étage	60 x 60	3.40	0.17	1	Vérifiées
RDC	60 x 60	4.08	0.204	1	Vérifiées
Sous-Sol	60 x 60	3.06	0.153	1	Vérifiées

➤ **Poteau de rive (figure (III.6b))**

Les détails correspondants sont présentés dans les tableaux A3.1-A3.5 en Annexe A3.

➤ **Poteau d'angle (figure (III.6c))**

Les détails correspondants sont présentés dans les tableaux A3.6-A3.10 en Annexe A3.

III.2.6. Prédimensionnement des voiles de contreventement

➤ **Dimensionnement de l'âme du voile**

Les voiles respectent les conditions de dimensions minimales RPA2024 (article 7.7.1)

$$b_w \geq \text{Max} \left(15 \text{ cm} ; \frac{h_e}{20} \right) \quad (\text{III} - 9a)$$

$$l_w \geq \text{Max} \left(\frac{h_e}{3} ; 4b_w ; 1\text{m} \right) \quad (\text{III} - 9b)$$

Avec : h_e : hauteur d'étage, b_w : épaisseur du voile ; l_w : la longueur du voile

L'épaisseur minimum en fonction des différentes configurations (figure III.8)

En se référant à l'Article 7.7.4 du RPA 2024 Les voiles et trumeaux sont dimensionnés en flexion composée avec effort tranchant dans leur plan moyen, selon les règles du béton armé, en tenant compte du rapport h_w/l_w pour distinguer les voiles dont le moment fléchissant est modifié par une enveloppe décalée sur une hauteur critique h_{cr} donnée par :

$$h_{cr} = \text{max} \left(l_w ; \frac{h_w}{6} \right) \quad (\text{III} - 10a)$$

et

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2l_w \\ h_e \text{ pour } n \leq 6 \text{ niveau} \\ 2 \cdot h_e \text{ pour } n > 6 \text{ niveau} \end{cases} \quad (\text{III} - 10b)$$

Où : h_e est la hauteur libre de chaque niveau ; h_w est la hauteur du voile

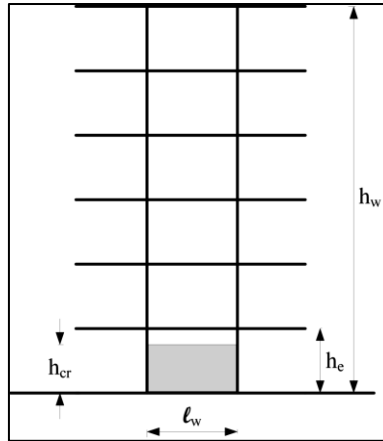


Figure III.7 : Zone critique à la base du voile

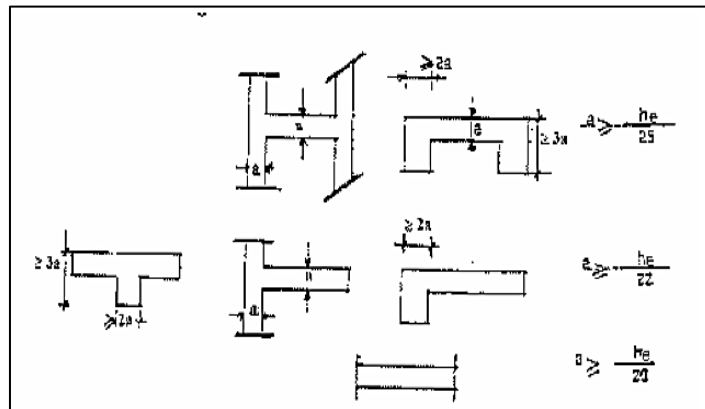


Figure III.8 : Epaisseur minimum en fonction des différentes configurations

Tableau III-9 prédimensionnement des voiles

Niveau	h_e (m)	$h_e/25$ (m)	b_w minimale (cm)	Choisi(cm)	l_w minimale(m)
Etages courants	3.06	0.122	12.20	18.00	1.02
1 ^{er} étage	3.40	0.136	13.60	18.00	1,13
RDC	4.08	0.163	16.30	18.00	1.36

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

Dans notre Disposition des voiles qu'on a choisit, la plus grand longueur du voiles est de $l_w=3.7m$ entre Axe qui s'étends sur toute la hauteur du bâtiment soit $h_w= 38.08m$ Donc la hauteur critique (III – 10a)e devient : $h_{cr} = \max(3.7 m ; 6.35 m) = 6.35 m$

Cette hauteur critique doit respecter la condition (III – 10b) $h_{cr} = 6.35m \leq \begin{cases} 2 \cdot l_w = 7.4m \\ 2 \cdot h_e = 8m \end{cases}$

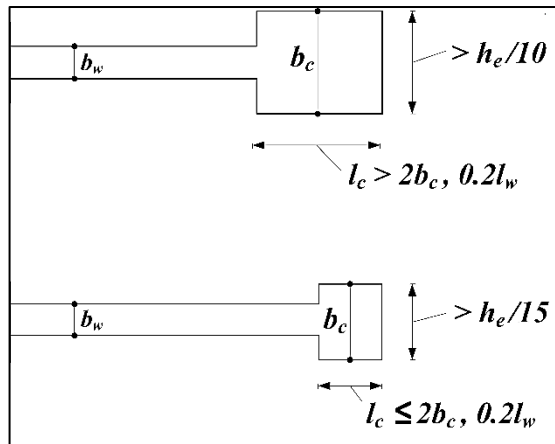


Figure III.10 : : épaisseur minimale des éléments de rive confinés

➤ **Application sur le voile V_{x3} :**

De la formule(III – 11a) $l_c \geq 0.3 m$ on prend **lc=50cm**

lc vérifie la première condition de la formule (III – 11b)

Donc $b_c \geq \max(200mm;0.27m)$ on prend **bc=50cm**

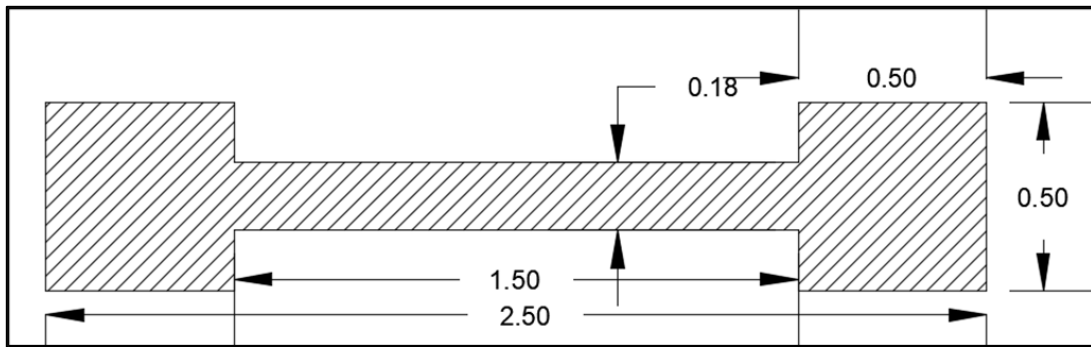


Figure III.11 : Coupe transversale du Voile V_{x3}

Tableau III-11 : section des éléments de rives des voiles de contreventement pour les étages inférieures (hcr)

Voiles	V _{x1}	V _{x2}	V _{x3}	V _{x4}	V _{x5}	V _{x6}	V _{Y1}	V _{Y2}	V _{Y3}	V _{Y4}	V _{Y5}	V _{Y6}	V _{Y7}	V _{Y8}
La section de l'élément de rive (cm)	70	70	50	50	70	70	50	50	50	50	50	50	50	50
	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
	50	50	50	50	50	50	70	70	50	50	50	50	70	70

NB : Ces sections ne sont valables que pour la hauteur critique, correspondant aux trois premiers étages pour le reste des étages une dégression de sections est appliqué . (Voir les plans, ANNEXE A6)

III.3.CONCLUSION

Dans ce troisième chapitre, le prédimensionnement des éléments structuraux porteurs a été réalisé en conformité avec les règles et exigences du nouveau Règlement Parasismique Algérien RPA 2024, des DTR, du CBA 93 et du BAEL 99.

CHAPITRE IV

ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

IV.1.INTRODUCTION

Ce chapitre calcule les éléments secondaires du bâtiment, à savoir l’escalier, les poutrelles et l’acrotère. Bien qu’ils ne portent pas les charges, leur conception est importante pour la sécurité et la fonctionnalité de l’ouvrage. On présente le prédimensionnement, l’évaluation des charges et le ferrailage nécessaire pour ces éléments.

IV.2.LES ESCALIERS

IV.2.1. Calcul des escaliers :

IV.2.1.1Prédimensionnement des escaliers

Un escalier garantit un confort optimal à la montée lorsqu’il est conçu selon la relation de BLONDEL, une formule empirique pour déterminer la hauteur de marche et du giron.

$$59 \text{ cm} < g + 2h < 66\text{cm} \tag{IV – 1}$$

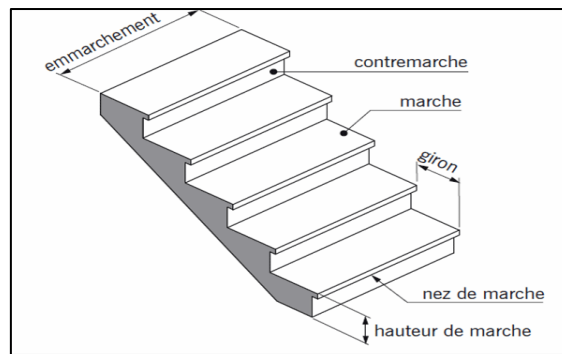


Figure IV.1 : Détail d’escaliers

En général la hauteur de la marche h : $14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$, Alors on pose $h = 17\text{cm}$.

En remplaçant dans l’équation(IV – 1) on trouve $25\text{cm} < g < 32\text{cm}$

Donc on prend le giron $g = 30\text{cm}$.

Le tableau IV-1 ci-dessous présente les caractéristiques des escaliers selon les niveaux.

Tableau IV-1 : caractéristique des escaliers en Sous-sol, RDC, 1^{er} étage et étages courants

Caractéristiques	Formules	Sous-sol	RDC	1 ^{er} étage	Étages courants
		étage			
		3.06m	4.08m	3.40 m	3.06 m
Hauteur de la volée h_v (m)	$h_v = \frac{h_e}{2}$	1.53m	2.04m	1.70m	1.53 m
Nombre de contremarches n	$n = \frac{h_e}{h}$	9	12	10	9
Longueur de ligne de foulée L (m)	$L = (n - 1) \cdot g$	2.4	3.3	2.7	2.4
Inclinaison de la paillasse α (°)	$\text{Tan } \alpha = \left(\frac{h}{g}\right)$	29.54°	29.54°	29.54°	29.54°
Longueur de la paillasse L_p (cm)	$L_p = \frac{h_v}{\sin \alpha}$	310.33	413.8	344.80	310.33
Épaisseur du paillasse et du palier e_p (cm)	$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{25}$	9	12	10	10

En pratique, une épaisseur minimale de **12 cm** est généralement adoptée pour la paillasse et le palier à tous les étages, afin de garantir la résistance des escaliers.

IV.2.1.2 Descente de charges des escaliers

➤ **Descente de charge de la paillasse :**

- Revêtement en carrelage horizontal.....0.02×22 =0.44 KN/m²
- Mortier de ciment horizontal.....0.02×20 =0.40 KN/m²
- Lit de sable..... 0.02×18 =0.36 KN/m²
- Revêtement en carrelage vertical.....0.02×22 =0.44 KN/m²
- Mortier de ciment vertical.....0.02×20 =0.40 KN/m²
- Poids propre de la paillasse.....0.12×25= 3KN/m²
- Poids propre des marches.....0.17/2×22 = 1.87 KN/m²
- Enduit en plâtre..... 0.02×10 = 0.2 KN/m²
- **Garde-corps.....0.1 KN/m²**

$$G_{\text{paillasse}} = 7.21 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{\text{paillasse}} = 2.50 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Descente de charge du palier :**

- Poids propre0.12×25
- Lit de sable (2cm).....0.02×18 = 0.36 KN/m²
- Chape de ciment (2cm).....0.02×20 = 0.4 KN/m²
- Carrelage (2cm).....0.02×22 = 0.44 KN/m²
- Enduit en plâtre (2cm).....0.02×10 = 0.2 KN/m²

$$G_{\text{palier}} = 4.40 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{\text{palier}} = 2.50 \text{ KN/m}^2$$

pour une bande de 1 ml de largeur de la volée on a :

$$P_{\text{paillasse}} = 7.21 \text{ KN/m}^2 * 1\text{ml} = 7.21 \text{ KN/ml.}$$

$$P_{\text{palier}} = 4.40 \text{ KN/m}^2 * 1\text{ml} = 4.40 \text{ KN/ml.}$$

Son schéma statique, se présente comme une poutre droite, chargée uniformément par deux charges g_1 et g_2 donnée par les formules(IV – 2a) et (IV – 2b) traduisant le poids du palier et celui de la volée. Cette simplification admet que le moment de flexion dû à la réaction horizontale peut être négligé.

$$g_1 = 1.35 (P_{\text{paillasse}}) + 1.5 Q_{\text{escaliers}} \quad \text{(IV – 2a)}$$

$$g_2 = 1.35 P_{\text{palier}} + 1.5 Q_{\text{escaliers}} \quad \text{(IV – 2b)}$$

on obtient : $g_1 = 13.48 \text{ KN/ml}$ et $g_2 = 9.69 \text{ KN/m}$ Pour calculer les sollicitations le moment maximale nous avons modéliser la poutre avec le logiciel ETABS (voir figure IV.2)

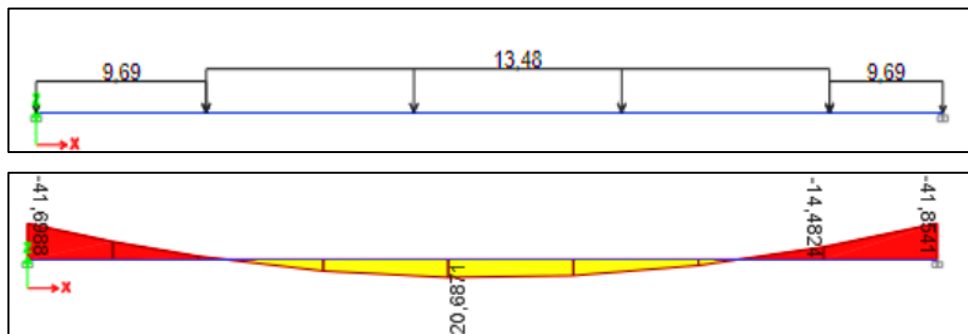


Figure IV.2 : schéma statique et diagramme du moment fléchissant à l'ELU (ETABS)

On obtient alors : $M_{\text{travee max}} = 20.68 \text{ KN.m}$ et $M_{\text{appui max}} = 41.85 \text{ KN.m}$

IV.2.1.3 Calcul du Ferrailage des escaliers

Le calcul se fait en flexion simple section rectangulaire de dimension (b×h). soit une section de (100 x 12 cm²) le ferrailage se fait à l'aide du logiciel SOCOTEC. Le tableau (IV-2) donne le détail de ferrailage et le plan de ferrailage en Figure A4-1,Annexe A4.

Tableau IV-2 : Armatures principales et de répartition de l'escalier

	Mu(KN.m)	Armatures principales				Armature de répartition		
		As(cm ²)	Choix	As adopté (cm ²)	St (cm)	Ar(cm ²)	Choix	As adopté (cm ²)
En travée	20.68	4,92	6 HA 12	6.79	20	1.69	4 HA 8	2.01
Sur appui	41.85	10,9	8 HA 14	12.32	20	3.08	4 HA10	3.14

➤ **Vérification des armatures adopté à l'ELU :**

Tableau IV-3 : Vérification à l'ELU

	A _{min} (cm ²)	As adopté (cm ²)	Vérification
En travée	1.19	6.79	CV
Sur appui	1.19	12.32	CV

➤ **Vérification de l'espacement :**

- **Armatures longitudinales :**

$$St \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) \tag{IV - 3}$$

$$St \leq \min(36;33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$$

En travée : 20cm < 33cmCondition vérifiée.

En appui : 20cm < 33 cmCondition vérifiée.

- **Armatures de répartition :**

$$St = \min (4 h; 45\text{cm}) \tag{IV - 4}$$

$$St = \min (48 ; 45\text{cm}) =45\text{cm}$$

St = 20 < 45cmCondition vérifiée.

IV.2.2. Calcul de la Poutre palière

IV.2.2.1 Prédimensionnement de la poutre palière

$$L= L_{\max} - b_{\text{poteau}} = 470 - 60 = 410 \text{ cm}$$

Selon l'équation (III - 2): $\frac{410}{15} \leq h \leq \frac{410}{10}$ $27.3\text{cm} \leq h \leq 41\text{cm}$

On prend **h=35 cm**

Selon l'équation (III - 3) $10.5 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$

On prend **b= 25 cm**

IV.2.2.2 Ferrailage de la poutre palière

Le ferrailage se fait pour une section de 35 x 25 cm² cm en flexion simple tout en considérant les fissurations peu préjudiciable . Le tableau (IV-4) donne le détail de ferrailage et la figure A4-1,Annexe A4 pour le plan de ferrailage

Tableau IV-4 : Ferrailage de la poutre palière

	Mu(KN.m)	Armatures longitudinale				Armature transversale	
		A _{smin} (cm ²)	A _s calculé(cm ²)	Choix	A _s adopté(cm ²)	Φ _t (mm)	S (mm)
En travée	10.80	4.5	0,69	3 HA 14	4.62	8	10
Sur appui	16.10	4.5	1,04	4 HA 12	12.32	8	10

IV.3.LES POUTRELLES

IV.3.1.Prédimensionnement des poutrelles

Ce sont des petites poutres en béton armé formant l’ossature d’un plancher ;

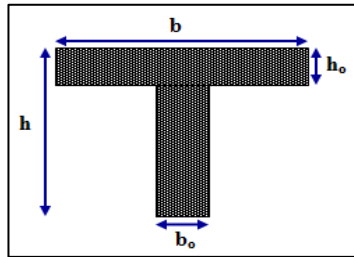


Figure IV.3 : coupe transversale de la poutrelle

h : Hauteur totale de la poutrelle (hauteur du plancher).

h₀ : Hauteur de la dalle de compression.

b₀ : Largeur de la nervure, b₀ = (0.3 à 0.8) x h

b : Largeur efficace.

- **Calcul de la largeur de la table de compression**

La largeur b de la table de compression à faire intervenir dans les calculs est fixée par les règles BAEL99. Elle est donnée par la formule :

$$\frac{b-b_0}{2} = \text{Min} \left(\frac{l_t}{2}, \frac{l_i}{10} \right) \tag{IV – 5}$$

Avec :

L_t : portée entre nu des nervures dépendant des dimensions du corps creux.

L_i : portée de la poutrelle considérée.

Donc dans notre cas :

b₀ est généralement pris égale à **12cm**.

h₀ (épaisseur de la dalle de compression) = **5 cm**

l_t : portée entre nu des poutrelles l_t = 60-(2x6) = 48 cm.

l_i : portée de la poutrelles considérée l_i = 360 - 50 cm.

b : L'entraxe entre poutrelles = 60 cm dans les dalles à poutrelles et entrevous (dalles à corps creux) est un standard constructif établi pour plusieurs raisons techniques, économiques et pratiques.

Calcul des moments sur appuis et en travées :

- **Poids des planchers repris par la poutrelle :**

Le tableau (IV-5) résume le poids des plancher.

Tableau IV-5 : poids des plancher repris par la poutrelle

Plancher	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
Terrasse inaccessible	$0.65 \times 6.7 = 4.36$	$0.65 \times 1 = 0.65$
Terrasse accessible	$0.65 \times 5.7 = 3.70$	$0.65 \times 1.5 = 0.98$
Étage courant	$0.65 \times 5.6 = 3.64$	$0.65 \times 1.5 = 0.98$

Les charges à considérer sont ceux des étages courant $G = 3.64 \text{ KN/ml}$, $Q = 0.98 \text{ KN/ml}$

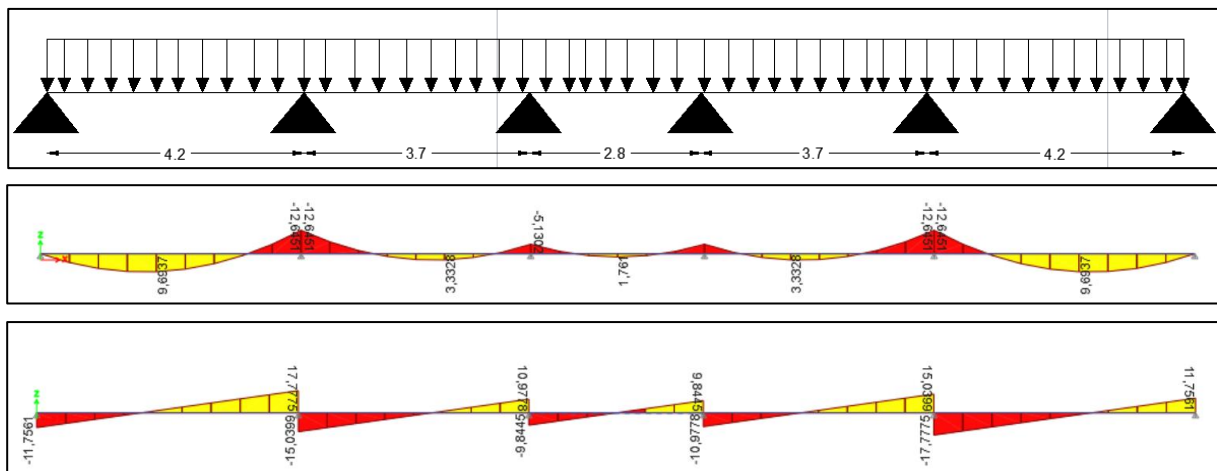


Figure IV.4 : schéma statique de la poutrelle et les diagrammes du moment fléchissant et effort tranchant à ELU (ETABS)

Tableau IV-6 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles.

Travée	L(m)	M_{appui} (KN. m)	$M_{travée}$ (KN. m)	V_g (KN)	V_d (KN)	
1-2	4.2	Appui1	0	<u>9.69</u>	11.76	17.77
		Appui2	<u>12.65</u>			
2-3	3.7	Appui3	5.13	3.33	15.04	10.98
3-4	2.8	Appui4	5.13	1.76	9.84	9.84
4-5	3.7	Appui4	<u>12.65</u>	3.33	10.97	15.04
5-6	4.2	Appui6	0	<u>9.69</u>	17.78	11.76

IV.3.2. Calcul du Ferrailage des poutrelles

Le calcul se fait en flexion simple section T, la fissuration est considérée peu nuisible.

Nous avons : $b=60 \text{ cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$; $h = 21 \text{ cm}$; $h_0 = 5 \text{ cm}$

Tableau IV-7 Armatures longitudinal des poutrelles

	Mu(KN.m)	As' (cm ²)	As (cm ²)	Choix	As adopté	A _{min} (cm ²)	Vérification
En travée	9.69	0	1,09	3 HA12	3.39	1.25	CV
Sur appui	12.65	0	1,43	2 HA14	3.08	1.25	CV

➤ **Calcul des armatures transversales**

D'après la formule du BAEL99 les armatures transversales doivent respecter la condition :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{\max} \right) \quad (IV - 6)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{210}{35}, \frac{120}{10}, 14 \right) = 6\text{mm}$$

On prend $\phi = 8\text{mm}$

➤ **Espacement des armatures transversales**

D'après l'Article 4.5.1.2.2 du CBA93 l'espacement entre les armatures transversales doit respecter la condition suivante :

$$S_t \leq \min (0.9d, 40\text{cm}) \quad (IV - 7)$$

$$S_t \leq \min(17.01, 40) = 17.01 \text{ cm}$$

on prend $S_t = 15 \text{ cm}$.

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement et la flèche**

La poutre doit vérifier la condition(IV – 8) Et la flèche calculé ne doit pas dépasser la flèche admissible qui est de L/500

$$\tau = \frac{V}{bd} \leq \tau_{adm} = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) \quad (IV - 8)$$

Tableau IV-8 : vérification de la flèche des poutrelles

V a l'ELU (KN)	τ (MPa)	τ_{adm} (MPa)	Vérification	Flèche calculé(mm)	Flèche admissible(mm)	Vérification
17.78	0.21	5	CV	7,843	8,4	CV

IV.3.3. Calcul du ferrailage de la dalle de compression :

Le ferrailage est nécessaire pour limiter le risque de fissuration par retrait et résister aux efforts des charges appliquées dans les surfaces réduites. D'après l'article B6.8.4.2.3 BAEL91, la dalle de compression doit être armée d'une treille soudée, dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaire aux nervures.
- 33 cm pour les armatures parallèle aux nervures.

➤ **Armatures perpendiculaires aux nervures A_{\perp}**

Lorsque l'écartement, l , entre nu des nervures est compris entre 50 et 80 Cm, la section A_{\perp} doit être au moins égale à :

$$A_{\perp} \geq \frac{4l}{f_e} \quad (IV - 9a)$$

Avec un espacement de $S_t \leq 30 \text{ cm}$

➤ **Armatures parallèles aux nervures $A_{//}$**

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \quad \text{(IV - 9b)}$$

Avec un espacement de $St \leq 20$ cm

Tableau IV-9 : ferrailage de la table de compression

Armatures perpendiculaires aux nervures A_{\perp}				
l(cm)	A_{\perp} (cm ²)	Choix	$A_{adobté}$ (cm ²)	St (cm)
60	0.48	4 HA 6	1.13	20
Armatures parallèles aux nervures $A_{//}$				
l(cm)	$A_{//}$ (cm ²)	Choix	$A_{adobté}$ (cm ²)	St (cm)
60	0.24	4 HA 6	1.13	20

Les plans de ferrailage de la dalle de compression et des poutrelle en Figure A4-2,Annexe A4
IV.4.L'ACROTERE

L'acrotère est un élément de sécurité situé en bordure de terrasse, jouant le rôle d'un petit garde-corps. Il est assimilé à une console encastree dans le plancher, et est soumis à une flexion composée, résultant de son poids propre, d'une surcharge d'exploitation, d'une action horizontale ($Q = 1$ kN) nommée poussée de la main courante, ainsi qu'à un moment sismique de renversement

Exposé aux intempéries, sa conception vise à limiter la fissuration, ici jugée défavorable. Réalisé en béton armé, le calcul se fait dans la section d'encastrement, sur une bande de 1 m linéaire, où se concentre l'effort le plus critique.

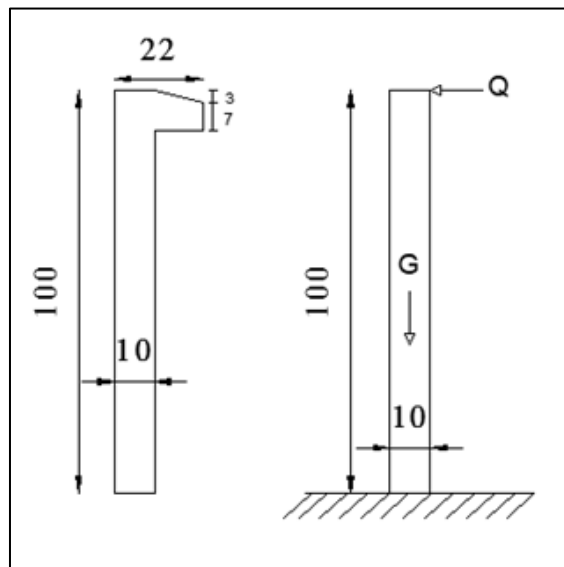


Figure IV.5 :Caractéristique géométrique de l'acrotère

Le tableau (IV-10) récapitule les dimensions et de la charge de l'acrotère. situé au niveau de la terrasse accessible du premier étage.

Tableau IV-10 :Caractéristiques géométrique et évaluation de charge de l'acrotère

Hauteur (m)	Épaisseur (m)	Surface (m ²)	G (KN/ml)	W _p (KN/ml)	Q (KN/ml)
1	0.1	0.1102	2.755	2.755	1

Avec : **G** : Poids en mètre linéaire de l'acrotère. **W_p** : Poids de l'élément considéré.

Q : Surcharge d'exploitation de la main courante.

IV.4.1.Étude de l'acrotère

IV.4.1.1Évaluation des charges et surcharges

D'après l'article (6.2.3) du RPA2024, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_{pk} = (A.I.S). C_p.(1 + \frac{3hz}{H}). W_p \quad (IV - 10)$$

Avec : **C_p** : Facteur de force horizontale

H : Hauteur totale du bâtiment à partir de la base

hz : Hauteur, du niveau "k", à partir de la base

C_p = 0.8 pour un Éléments en console (voir Tableau 6.1 du RPA 2024)

$$F_{pk} = 0.3 \times 1 \times 1.30 \times 0.8 \times 4 \times 1.755 = 2.19 \text{ KN/m}$$

Donc : **F_{pk} = 3.44 KN/ml**

IV.4.1.2Calcul des sollicitations

L'acrotère est soumis à :

- N_G = 2.755KN, N_Q = 0 KN
- V_G = 0 KN, V_Q = 1KN
- M_G = 0 KN, M_Q = Q×h = 1 KN.m
- M_F = F_{pk} × $\frac{h}{2}$ = 3.44 × 0.5 Alors : M_F = 1.72 KN .m

Dans le tableau (IV-11) est résumé le calcul des sollicitations

Tableau IV-11 : Calcul des sollicitations

Combinaison	Les moments (KN.m)	Effort Tranchant (KN)
1.35G+1.5Q	M ₁ = 1.35 M _G + 1.5M _Q M₁ = 1.5 KN.m	V ₁ = 1.35 V _G + 1.5V _Q V₁ = 1.5 KN
G+Q	M ₂ = M _G + M _Q M₂ = 1 KN.m	V ₂ = V _G + V _Q V₂ = 1 KN
G + 0.3Q +E	M ₃ = M _G + 0.3M _Q + M _F M₃ = 2.02 KN.m	V ₃ = V _G + 0.3V _Q + F _p V₃ = 3.74 KN

IV.4.1.3 Calcul du ferrailage

Le calcul d'armature principale pour une section rectangulaire (100cm x 10cm) a été fait par le biais du logiciel SOCOTEC et il est résumé dans le tableau (IV-12) et le plan de ferrailage de l'acrotère en figure A4-3 Annexe A4.

Tableau IV-12 : Calcul de ferrailage

M (KN.m)	N (KN)	Section	As' (cm ²)	As (cm ²)	Choix	As adopté	Ar (cm ²)	Choix	As adopté
1.5	2.755	SPC	0.39	0	4 HA 8	2.01	0.50	4 HA 6	1.13

'SPC' Section Partiellement Comprimé

➤ **Vérification de la section minimale et la contrainte de cisaillement**

Tableau IV-13 : Vérification à l'ELU

	A _{min} (cm ²)	As adopté (cm ²)	Vérification	V à l'ELU (KN)	τ	τ _{adm}	Vérification
En travée	1	2.01	CV	1.5	0.016	5	CV
Sur appui	1	1.13	CV				

➤ **Vérification de l'espacement :**

- **Armatures principales :**

Selon l'équation (IV – 3) $S_t = 25 < \min(30; 33\text{cm})$

$S_t = 25 < 30\text{cm}$ Condition vérifiée.

- **Armatures transversales :**

Selon l'équation (IV – 4) $S_t = 25 < \min(40; 45\text{cm})$

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

IV.5. CONCLUSION

l'étude des éléments secondaires du bâtiment a permis de souligner leur rôle essentiel dans l'ouvrage. Leur conception et leur dimensionnement sont indispensables pour garantir la stabilité, la sécurité de l'ouvrage.

CHAPITRE V
ETUDE SISMIQUE

V.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre, nous abordons le calcul sismique de notre ouvrage. En effet, notre bâtiment est implanté à Alger, une région réputée 'à très forte sismicité'. Plusieurs séismes ont secoué la capitale 'Alger' et ses villes voisines de l'Algérie telles que 'Chlef' et 'Boumerdes'... Ces événements soulignent la nécessité d'une vigilance constante et des mesures de prévention adaptées pour faire face aux risques sismiques dans la région d'Alger. Nous citons les séismes les plus destructeurs de l'histoire de la ville d'Alger :

Séisme du 2 janvier 1365

- **Intensité estimée** : X sur l'échelle MSK
- **Épicentre** : Wilaya d'Alger
- **Conséquences** : Séisme destructeur avec des pertes humaines et des dégâts matériels importants.
- **Séisme de 1716**
- **Magnitude estimée** : 7,0
- **Intensité maximale** : IX (Destructeur) sur l'échelle EMS-98
- **Conséquences** : Destruction quasi totale de la ville d'Alger, avec de nombreuses pertes humaines.

En ouverture de cette analyse, une étude comparative est élaborée autour de la méthode statique équivalente selon les deux approches (RPA 2003/ RPA 2024). Notre bâtiment sera utilisé comme exemple, il sera alors implanté respectivement, dans les trois wilayas pilotes du chapitre I (Alger, Oran et Aïn Defla). Le but de cette comparaison est l'estimation de l'impact des corrections apportées à cette méthode sur l'effort tranchant sismique à la base de la structure.

V.2.OBJECTIFS DE L'ETUDE SISMIQUE

L'analyse sismique a pour principal objectif la détermination des caractéristiques vibratoires fondamentales d'une structure, telles que les périodes propres, les modes de vibration et les masses participatives. Ainsi que les forces sismiques à la base et la distribution de la force sismique. Ces paramètres sont indispensables pour l'évaluation du comportement sismique de l'ouvrage.

Le calcul des forces sismiques à la base peut être mené suivant trois méthodes :

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

La modélisation de la structure tient compte de la complexité de la structure, L'étude dynamique d'une structure nécessite une modélisation dans un logiciel d'éléments finis afin de représenter avec précision tous les paramètres et d'obtenir des résultats fiables. Nous avons utilisé le logiciel ETABS afin de modéliser la structure en trois dimensions comme l'illustre la figure V.1. Le modèle intègre uniquement les éléments porteurs (poteaux, poutres, voiles), ainsi que les planchers. Les autres éléments sont pris en compte sous forme de charges ponctuelles ou uniformément réparties. Les planchers du bâtiment sont supposés infiniment rigides, et la structure est encastree à la base.

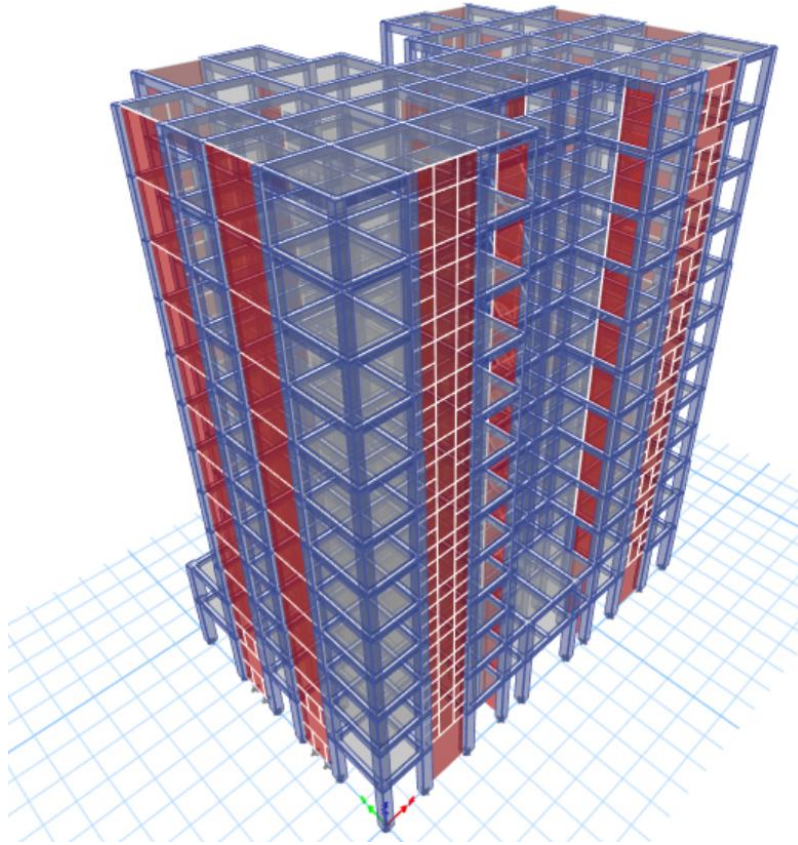


Figure V.1 Vue en 3D de la structure

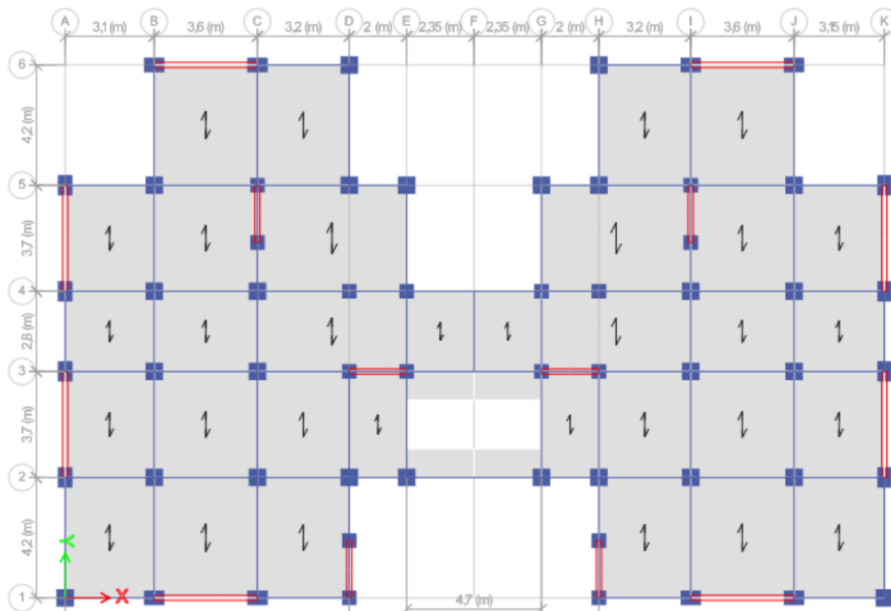


Figure V.2 : Disposition des voiles de l'étage courant

V.3. ETUDE COMPARATIVE 'METHODE STATIQUE EQUIVALENTE RPA2003/2024' :

V.3.1. Méthode statique équivalente selon le RPA 2003

V.3.1.1 Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

Les conditions sont énumérées dans l'Article 4.1.2 du RPA 2003 qui sont les suivantes :

- a) *Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III*
- b) *Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :*

Zone I : • tous groupes

Zone II : • groupe d'usage 3

• groupe d'usage 3

• groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

• groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

• groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone III : • groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

• groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

• groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

Notre bâtiment appartient au groupe d'usage 2. Pour la wilaya d'Alger, qui est en zone III, la condition $H \leq 5$ niveaux ou $H \leq 17$ m n'est pas vérifiée. Pour les wilayas d'Oran (zone II a) et d'Aïn Defla (zone IIb), la condition $H \leq 7$ niveaux ou $H \leq 23$ m n'est pas vérifiée non plus, puisque la hauteur de l'ouvrage est de 38.08 m.

V.3.1.2 La force sismique à la base et la période fondamentale

Le calcul de la force sismique totale V est donné par la formule (I – 1) (voir chapitre I § I.4)

- **A coefficient d'accélération de zone :** donné par le tableau 4.1 du RPA 2003

D'après la classification sismique des wilayas (voir chapitre 1 § I.5), notre bâtiment appartient au groupe 2 (ouvrages courants ou d'importance moyenne). En se référant au tableau des coefficients d'accélération de zone **A**, nous obtenons les coefficients pour chaque wilaya comme indiqué dans le tableau ci-dessous :

Tableau V-1 : coefficient d'accélération de zone A

Groupe	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.3	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau V-2 coefficient d'accélération de zone A pour chaque wilaya

La wilaya	Alger (III)	Oran (IIa)	Ain Defla (IIb)
A (g)	0.25	0.15	0.20

• **Estimation de la période fondamentale de la structure**

La valeur de la période fondamentale Test estimé à partir des formules empirique ou analytique ou numériquement

$$T_{empirique} = \min \left\{ \begin{array}{l} c_t h_n^{3/4} \\ \frac{0.09 h_n}{\sqrt{D}} \end{array} \right. \text{ Pour le cas n° 03 et 04} \quad (V - 1)$$

Avec : hn est la hauteur en mètre à partir de la base de la structure jusque dernier niveau

C_T: coefficient qui dépend du type de contreventement et du remplissage, donné par le tableau 4.6 du RPA 2003

Tableau V-3 : Valeur du coefficient C_T

Cas n°	Système de contreventement	C _T
1	Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0.050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0.050

Dépend du système de contreventement et du type de remplissage. Nous avons un système de contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles, ce qui donne C_t = 0.05.

• **Facteur d'amplification dynamique moyen D**

Donné la formule 4.2 du RPA 2003 ci-dessous :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 < T < 3s \\ 2.5\eta (T_2/3)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases} \quad (V - 2)$$

Il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T), nous supposons un site meuble S₃ pour les trois wilayas. Les périodes caractéristiques (T_1 , T_2) associées à cette catégorie de site (site meuble S3) sont données par le tableau suivant :

Tableau V-4 : Valeur De T₁ et T₂

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T ₁	0.15	0.15	0.15	0.15
T ₂	0.30	0.40	0.50	0.70

On obtient : $\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} \end{cases}$

- Le facteur de la correction d'amortissement η

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad (V - 3)$$

ξ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constructif du type de structure et de l'importance du remplissage détaillé dans le tableau 4.2 du RPA 200.3

Tableau V-5: Valeur De ξ (%)

Remplissage	Portique		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé / maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

D'après le tableau : ($\xi = 10\%$) donc : $\eta = 0.764 \geq 0.7$

Donc la période fondamentale (V - 1) de la structure devient :

Le sens X-X :

Nous avons: $h_n = 38.08\text{m}$, $D_x = 29\text{m}$, $C_t = 0.05$.

$$T_x = \min \left\{ \frac{0.05 * 38.08^{\frac{3}{4}}}{\frac{0.09 * 38.08}{\sqrt{29}}}, \begin{matrix} 0.77 \\ 0.64 \end{matrix} \right. \quad T_x = \min \left\{ \begin{matrix} 0.77 \\ 0.64 \end{matrix} \right. \quad T_x = 0.64 \text{ sec}$$

Le sens Y-Y :

Nous avons: $h_n = 38.08 \text{ m}$, $D_y = 19.1\text{m}$, $C_t = 0.05$

$$T_y = \min \left\{ \frac{0.05 * 38.08^{\frac{3}{4}}}{\frac{0.09 * 38.08}{\sqrt{19.1}}}, \begin{matrix} 0.77 \\ 0.78 \end{matrix} \right. \quad T_y = \min \left\{ \begin{matrix} 0.77 \\ 0.78 \end{matrix} \right. \quad T_y = 0.77 \text{ sec}$$

Donc : **T_x = 0.64 sec, T_y = 0.77 sec**

Alors $D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \quad T_2 < T < 3\text{s}$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 * 0.764 * \frac{0.5^{\frac{2}{3}}}{0.64} \\ D_y = 2.5 * 0.764 * \frac{0.5^{\frac{2}{3}}}{0.77} \end{cases} \quad \begin{cases} D_x = 1.62 \\ D_y = 1.43 \end{cases}$$

- **Coefficient de comportement R**

Il est fonction du système de contreventement (tableau 4-3 du RPA 2003). Dans le cas de notre projet, on suppose que nous avons un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé (**type 2**) « le système est constitué de voiles uniquement ou des voiles et de portique. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que les sollicitations horizontale est reprise uniquement par des voiles » **R=3.5** pour ce cas.

- **Facteur de qualité Q**

Le facteur de qualité (Q) est déterminé par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^5 Pq \quad (V - 4)$$

Tableau V-6 : Valeurs des pénalités Pq

Critère	Pq	
	Observée	Non observée
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05
2. Redondance en plan	0	0.05
3. Régularité en plan	0	0.05
4. Régularité en élévation	0	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.1

Donc : $\begin{cases} Qx = 1 + 0 + 0 + 0.05 + 0 + 0.05 + 0.1 = 1.20 \\ Qy = 1 + 0 + 0 + 0.05 + 0 + 0.05 + 0.1 = 1.20 \end{cases}$

- **Le poids de la structure**

Le poids est égal à la somme des poids Wi calculé à chaque étage i

$$W = \sum_{i=1}^n Wi \quad (V - 5)$$

avec $Wi = W_G + \beta W_Q$ (Formule 4.5 du RPA 2003)

β coefficient de pondération fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation (tableau 4.5 cas n°01 du RPA 2003)

Pour notre cas $\beta=0.2$ (voir chapitre II § II.3)

$$W = W_G + \beta W_Q = 56971,2573 + (0.2 \times 10182.20) = 59007.7 \text{ KN}$$

- **L'effort tranchant statique à la base :**

- **ALGER** $\begin{cases} Vx = \frac{ADQ}{R} W = \frac{0.25 \times 1.62 \times 1.2}{3.5} 59007.7 = 8\,193.69 \text{ KN} \\ Vy = \frac{ADQ}{R} W = \frac{0.25 \times 1.43 \times 1.2}{3.5} 59007.7 = 7\,232.66 \text{ KN} \end{cases}$
- **ORAN** $\begin{cases} Vx = \frac{ADQ}{R} W = \frac{0.15 \times 1.62 \times 1.2}{3.5} 59007.7 = 4\,916.18 \text{ KN} \\ Vy = \frac{ADQ}{R} W = \frac{0.15 \times 1.43 \times 1.2}{3.5} 59007.7 = 4\,339.60 \text{ KN} \end{cases}$

- **AIN DEFLA**
$$\begin{cases} V_x = \frac{ADQ}{R} W = \frac{0.2 \cdot 1.62 \cdot 1.2}{3.5} 59007.7 = 6\,554.91 \text{ KN} \\ V_y = \frac{ADQ}{R} W = \frac{0.2 \cdot 1.43 \cdot 1.2}{3.5} 59007.7 = 5\,786.13 \text{ KN} \end{cases}$$

V.3.2.Méthode statique équivalente selon le RPA 2024

V.3.2.1 Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

Selon l'article 4.1.2 du RPA 2024

- a) *Le bâtiment, ou bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et, en élévation prescrites au § 3.7, avec une hauteur au plus égale à 65m en zones (I, II et III) et à 32 m en zones (IV, V et VI).*

La hauteur de notre ouvrage est de 38.08 m, et la condition n'est pas vérifiée pour les trois wilayas choisies, selon le zonage indiqué au chapitre I.

- b) *Le bâtiment, ou bloc étudié, présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires indiquées au Tableau (4.1).*

Tableau V-7 : : Conditions d'application de la méthode statique équivalente

Zone sismique	Groupe d'importance			
	1A	1B	2	3
I et II	(*)	(*)	(*)	(*)
III et IV	≤ 3 niveaux et ≤ 11m	≤ 5 niveaux et ≤ 17m	≤ 7 niveaux et ≤ 23m	(*)
V et VI	≤ 2 niveaux et ≤ 8m	≤ 3 niveaux et ≤ 11m	≤ 5 niveaux et ≤ 17m	≤ 5 niveaux et ≤ 17m

Les wilayas Alger et Oran sont en zone VI, tandis que Aïn Defla est en zone V. Étant donné que notre bâtiment appartient au groupe d'importance 2, la condition nombre de niveaux ≤ 5 niveaux et $H \leq 17$ m n'est pas vérifiée dans notre cas, puisque la hauteur de l'ouvrage est de 38.08 m.

V.3.2.2 La force sismique à la base et la période fondamentale

Le calcul de la force sismique totale V est donné par l'équation (I – 2) (voir chapitre I § I.4)

- **La période fondamentale de la structure T_0**

Selon l'Article 4.2.4 du RPA 2024

$$T_{\text{emp}} = C_T \cdot h_n^{3/4} \tag{V – 6}$$

D'après le tableau 4.3 RPA2024, cas 4 : Autres types de structures

On a $C_T = 0.05$

$$T_{\text{emp}} = C_T \cdot h_n^{3/4} = 0.05 \cdot 38.08^{3/4} \quad T_{\text{emp}} = 0.77 \text{ s}$$

- **T_{calcul} de la Version simplifiée de la formule de Rayleigh :**

$$T_{\text{calcul}} = 2 \cdot \sqrt{\delta_N} = 2 \cdot \sqrt{0.217} = 0.87 \text{ s}$$

Avec δ_N : flèche horizontale, au sommet du bâtiment, due aux forces latérales en m
 $\delta_N=0.217\text{m}$ (voir tableau V.14)

- La période fondamentale numérique donnée par le logiciel ETABS :

$$T_{\text{numérique}} = 0,94 \text{ s}$$

Selon le RPA 2024 la valeur de la période propre à prendre dans la méthode statique équivalente est donnée suivant le tableau ci-dessous:

Tableau V-8: Valeur de la période (T_0) pour le calcul de l'effort tranchant à la base V

Cas	Période à utiliser
$T_{\text{calcul}} < 1.3 T_{\text{empirique}}$	$T_0 = T_{\text{calcul}}$
$T_{\text{calcul}} \geq 1.3 T_{\text{empirique}}$	$T_0 = 1.3 T_{\text{empirique}}$

Puisque : $T_{\text{calcul}} = 0.94\text{s} < 1.3 T_{\text{empirique}} = 1.001\text{s}$ nous prenons alors :

$$T_0 = 0.94\text{s}$$

- Coefficient d'accélération A**

L'action sismique pour la Wilaya d'Alger et Oran est de 0.3 et la Wilaya de Ain Defla est de 0.25 (voir tableau I.2 § I.7)

- Coefficient d'importance I**

D'après le tableau 3.11 du RPA 2024, nous avons $I=1$

- Coefficient de site et périodes caractéristiques (T_1 ; T_2 ; T_3)**

D'après le tableau 3.4 du RPA 2024 nous avons un spectre de type I (Zone VI et V) et un site meuble S3

$$\text{donc : } \begin{cases} S = 1.30 \\ T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.60 \text{ s} \\ T_3 = 2.00 \text{ s} \end{cases}$$

- Coefficient de correction λ**

Donné par le RPA 2024 Article 4.2.3

$$\lambda = \begin{cases} 0.85 : \text{si } T_0 \leq (2T_2) \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux} \\ 1, \text{ autrement} \end{cases}$$

Donc on a : $\lambda = 0.85$ puisque : ($T_0 = 0.94\text{s} \leq (2T_2) = 1.2\text{s}$ et nous avons plus de 2 niveaux.

- Coefficient de comportement R**

Il est fonction du système de contreventement (tableau 3-18 du RPA 2024). Dans le cas de notre projet, on suppose que le système de contreventement est constitué par des voiles (**type 5**) « système de structure dans lequel la résistance aux charges verticales ainsi qu'aux charges latérale est assurée, principalement, par des voiles structuraux verticaux et dont la résistance à l'effort tranchant, à la base du bâtiment dépasse 65% de la résistance à l'effort tranchant du système structural dans son ensemble. Pour ce système de contreventement, il y'a pas de limitation, en hauteur des bâtiments » pour les trois wilayas. Donc **R=4,5**.

• **Facteur de qualité Q_F**

Le facteur de qualité (Q) est déterminé par la formule (V – 4)

Tableau V-9: Valeurs des pénalités P_q pour l'exposant (b)

Critère		Pq	
		Observée	Non observée
(b)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévations	0	0.20
	3. Redondance en plan	0	0.05

Donc : $\begin{cases} Q_x = 1 + 0.05 + 0 + 0 = 1.05 \\ Q_y = 1 + 0.05 + 0 + 0 = 1.05 \end{cases}$

• **L'ordonnée du spectre de calcul pour la période $T_0 \frac{S_{ad}}{g}(T_0)$**

Voir l'équation (I-3) chapitre I § I.8

$$\frac{S_{ad}}{g}(T_0) = A. I. S. \left(2.5 \frac{Q_F}{R} \right) \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right) \quad \text{si : } T_2 \leq T < T_3 \quad (V - 6)$$

ALGER $\left\{ \frac{S_{ad}}{g}(T_0) = A. I. S. \left(2.5 \frac{Q_F}{R} \right) \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right) = 0.3 * 1 * 1.30 * \left(2.5 \frac{1.05}{4.5} \right) \cdot \left(\frac{0.60}{0.94} \right) = 0.15 \right.$

ORAN $\left\{ \frac{S_{ad}}{g}(T_0) = A. I. S. \left(2.5 \frac{Q_F}{R} \right) \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right) = 0.3 * 1 * 1.30 * \left(2.5 \frac{1.05}{4.5} \right) \cdot \left(\frac{0.60}{0.94} \right) = 0.15 \right.$

AIN DEFLA $\left\{ \frac{S_{ad}}{g}(T_0) = A. I. S. \left(2.5 \frac{Q_F}{R} \right) \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right) = 0.25 * 1 * 1.30 * \left(2.5 \frac{1.05}{4.5} \right) \cdot \left(\frac{0.60}{0.94} \right) = 0.12 \right.$

• **Le poids de la structure**

Le poids est égal à la somme des poids W_i calculé à chaque étage i

$$W_i = W_G + \beta W_Q \text{ (Formule 4.3 du RPA 2024)}$$

B coefficient de pondération fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation (tableau 4.2 cas n°01 du RPA 2024) , Pour notre cas $\beta=0.3$ (voir chapitre II § II.3 page 2)

$$W = W_G + \beta W_Q = 56971,2573 + (0.3 \times 10182.20) = 60025.92 \text{ KN}$$

Finalemment :

Alger $\left\{ V = \lambda \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \cdot W = 0.85 * 0.15 * 60025.92 = 7\ 653.30 \text{ KN} \right.$

Oran $\left\{ V = \lambda \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \cdot W = 0.85 * 0.15 * 60025.92 = 7\ 653.30 \text{ KN} \right.$

Ain Defla $\left\{ V = \lambda \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \cdot W = 0.85 * 0.11 * 60025.92 = 5\ 612.42 \text{ KN} \right.$

V.3.3. Distribution horizontale des forces sismiques

La distribution de la force sismique selon sa hauteur est détaillée dans l'Article 4.2.5

La résultante des forces sismiques a la base, V , doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les équations ci-dessous :

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i \quad (V - 7)$$

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 : ($F_t = 0.07 T_0 \cdot V$), où (T_0) est la période fondamentale de la structure (T_0 : unité en secondes; le coefficient 0.07 étant lui exprimé en unités s^{-1}).

La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas ($0.25V$) et sera prise égale à 0 pour ($T_0 \leq 0.7s$). La partie restante de V , soit ($V - F_t$), doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant

$$F_i = \frac{(V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \quad (V - 8)$$

Où : F_i : effort horizontal revenant au niveau i

h_i : niveau du plancher où s'exerce la force F_t

h_j : niveau du plancher quelconque

W_i, W_j : poids revenant aux planchers i et j , respectivement.

En remplaçant : $F_t = 0.07 T_0 V = 0.07 \cdot 0.94 \cdot 7653.3 = 503.59 \text{ KN}$

$F_t < 0.25 V = 1675.08 \text{ KN}$, donc la valeur est validée sans ajustement.

Tableau V-10 : tableau de distribution horizontale des forces sismiques

Niveau	Wi (KN)	Hi (m)	Wi*Hi	Vx	Vy	Fx (KN)	Fy (KN)
RDC	60025.92	4.08	244905.75	7653.3	7653.3	1481.96	1481.96
1	52482.41	3.40	178440.21	7653.3	7653.3	1079.77	1079.77
2	8928.70	3.06	27321.82	7653.3	7653.3	165.33	165.33
3	4608.47	3.06	14101.92	7653.3	7653.3	85.33	85.33
4	45894.73	3.06	140437.86	7653.3	7653.3	849.81	849.81
5	40796.29	3.06	124836.63	7653.3	7653.3	755.41	755.41
6	36150.86	3.06	110621.63	7653.3	7653.3	669.39	669.39
7	31505.43	3.06	96406.62	7653.3	7653.3	583.37	583.37
8	26860.01	3.06	82191.62	7653.3	7653.3	497.35	497.35
9	22214.58	3.06	67976.61	7653.3	7653.3	411.34	411.34
10	17569.15	3.06	53761.60	7653.3	7653.3	325.32	325.32
11	13248.93	3.06	40541.71	7653.3	7653.3	245.32	245.32
Σ		38.08	1181543.98			7149.71	7149.71

Donc : $V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i = 503.59 + 7149.71 = 7653.30 \text{ KN}$

V.3.4.Comparaison des résultats de la méthode statique équivalente

Tableau V-11 : Tableau comparatif des résultats de la méthode statique équivalent (RPA2003/RPA2024)

Wilayas	Période T (s)		Effort tranchant à la base (KN) RPA 2003	Effort tranchant à la base (KN) RPA 2024	Variation (%)
	RPA 2003	RPA 2024			
Alger (III→VI)	T _x =0.64s T _y =0.77s	T ₀ =0.94s	$\begin{cases} V_x = 8\,193.69\text{ KN} \\ V_y = 7\,232.66\text{ KN} \end{cases}$	$\begin{cases} V_x = 7\,653.30\text{ KN} \\ V_y = 7\,653.30\text{ KN} \end{cases}$	-7% +5.82%
Oran (IIa→VI)			$\begin{cases} V_x = 4\,916.18\text{ KN} \\ V_y = 4\,339.60\text{ KN} \end{cases}$	$\begin{cases} V_x = 7\,653.30\text{ KN} \\ V_y = 7\,653.30\text{ KN} \end{cases}$	+55.68% +76.36%
Ain-Defla (IIb→V)			$\begin{cases} V_x = 6\,554.91\text{ KN} \\ V_y = 5\,786.13\text{ KN} \end{cases}$	$\begin{cases} V_x = 5\,612.42\text{ KN} \\ V_y = 5\,612.42\text{ KN} \end{cases}$	-16.80% -3%

On observe une évolution significative des efforts tranchants à la base entre le RPA 2003 et le RPA 2024, notamment dans la wilaya d’Oran. Cette augmentation est principalement due au nouveau zonage sismique ainsi qu’aux modifications apportées aux spectres de réponse définis dans le RPA 2024. Cette évolution des efforts sismiques a également des répercussions économiques notables, notamment en ce qui concerne le dimensionnement des structures, la quantité de matériaux nécessaires, et par conséquent, le coût global des projets.

À l’inverse, dans les wilayas d’Alger et d’Aïn Defla, on observe une légère diminution mais qui restent relativement proches. Cela s’explique par le fait que le nouveau RPA mise d’avantage sur la ductilité des bâtiments.

V.4.MÉTHODE D’ANALYSE MODALE SPECTRALE

V.4.1.Condition d’application :

Selon l’article 4.1.3 du RPA 2024 la méthode modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, en particulier dans le cas où la méthode statique équivalente n’est pas permise.

V.4.2. Application de la méthode d’analyse modale spectrale pour la wilaya d’Alger :

- Spectre de réponse de calcul horizontale :

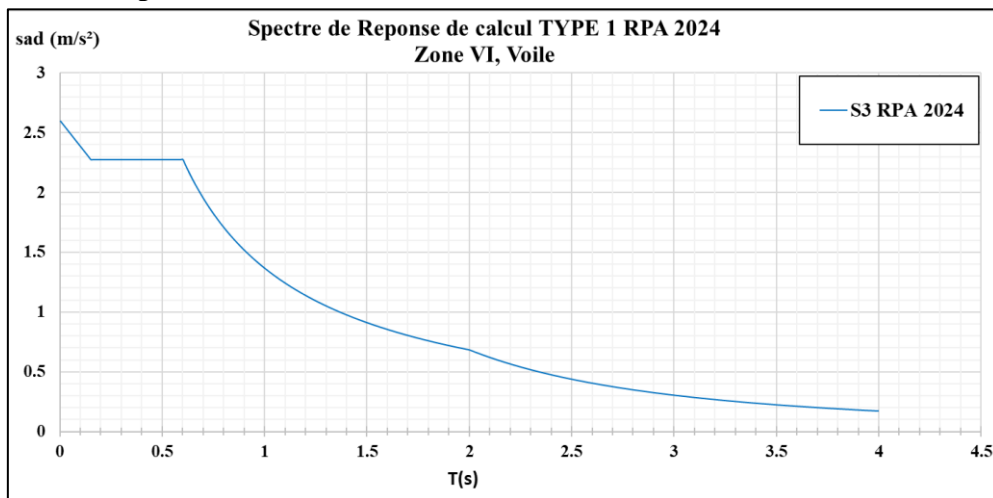


Figure V.3 : Spectre de calcul S_{ad} horizontale pour la wilaya d’Alger

• **Période fondamentale et participation massique :**

En se référant à l'Article 4.3.3 du RPA 2024 :

a) *Le nombre de modes de vibration de translation, à retenir dans chacune des deux directions d'excitation, doit être tel que :*

- *La somme des masses modales, effectives pour les modes retenus, soit égale à 90%, au moins, de la masse totale de la structure*
- *Le minimum de modes à retenir est de trois (03), dans chaque direction considérée.*

D'après le tableau (V-12) la condition ci-dessus est vérifiée, nous constatons que :

- La somme des masses modales effectives de translation pour les modes retenus atteint les 90% au bout du 7ème mode suivant l'axe X-X et au 8ème mode pour l'axe Y-Y
- Le premier mode de vibration est une translation suivant l'axe X-X (voir figure V.4)
- Le deuxième mode de vibration est une translation suivant l'axe Y-Y (voir figure V.5)
- Le troisième mode est un mode de torsion couplé à une translation suivant x et y (voir figure V.6)

Tableau V-12 : Tableau de participations modales

Mode	Période (sec)	UX (%)	Σ UX (%)	UY (%)	Σ UY (%)	RX (%)	RY (%)	RZ (%)
1	0,936	65	65.22	0.00	0.00	0.00	38.82	0.04
2	0,795	0.00	65.22	67.62	67.62	36.59	0.00	0.00
3	0,654	0.11	65.33	0.00	67.62	0.00	0.04	65.81
4	0,256	17.48	82.81	0.00	67.62	0.00%	26.71	0.00
5	0,222	0.00	82.81	17.14	84.76	31.40	0.00	0.00
6	0,169	0.01	82.82	0.00	84.76	0.00	0.01	18.69
7	0,12	7.65	90.47	0.00	84.76	0.00	12.56	0.00
8	0,105	0.00	90.47	7.57	92.33	13.33	0.00	0.00



	RDC	1 ^{er}	2 ^{eme}	3 ^{eme}	4 ^{eme}	5 ^{eme}	6 ^{eme}	7 ^{eme}	11 ^{eme}
Déplacement x-dir(mm)	1	2	4	6	8	10	13	15	25
Déplacement y-dir (mm)	0	0	0	0	0	1	1	1	2

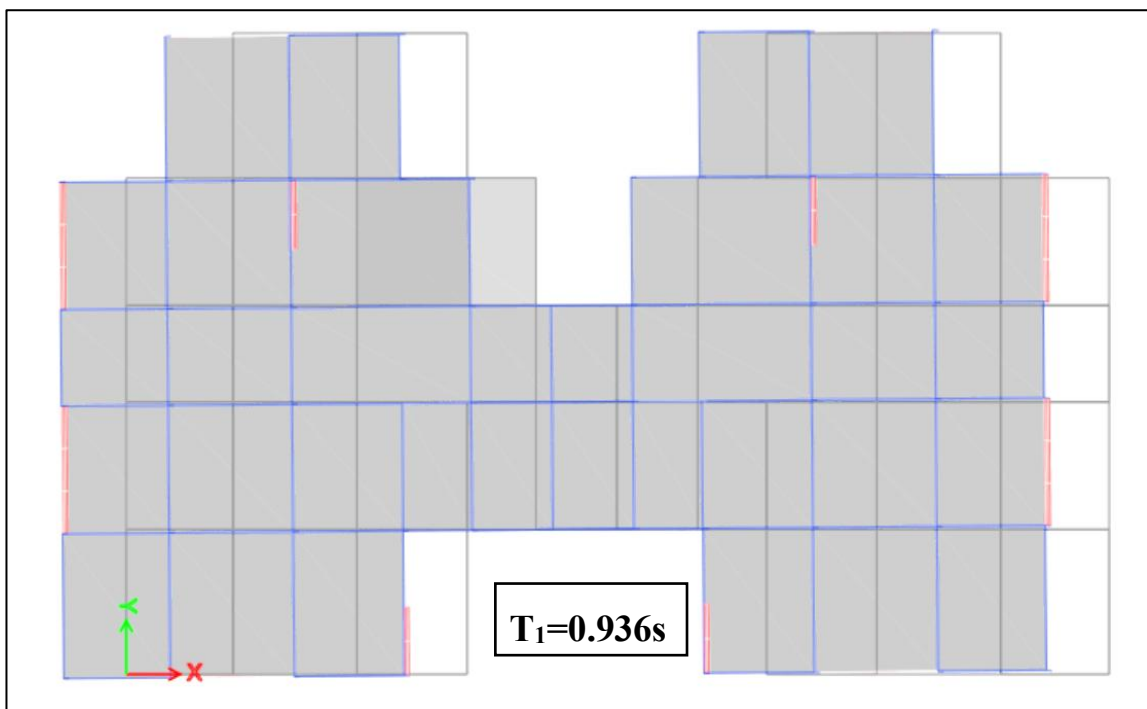
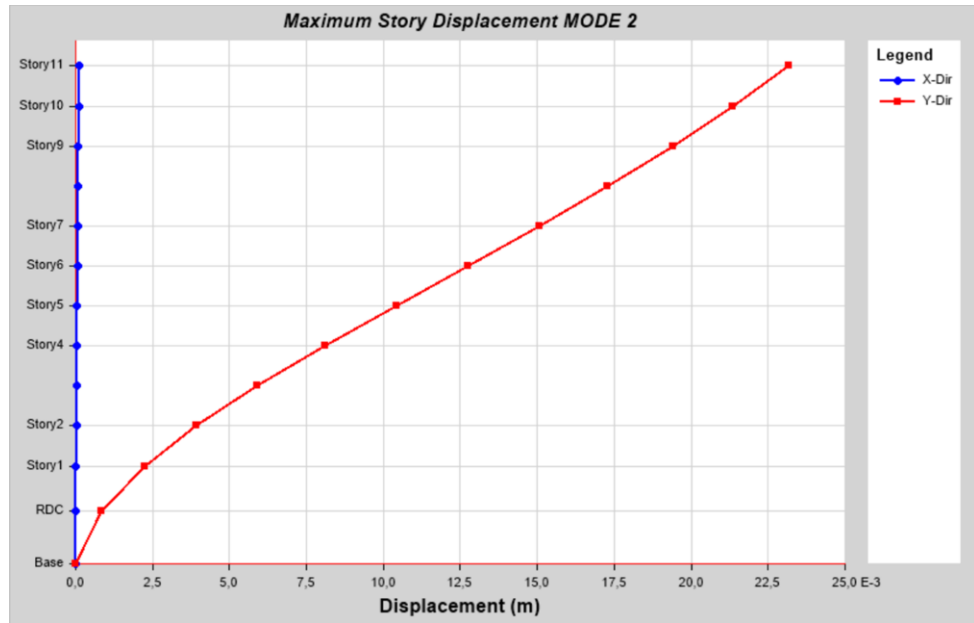


Figure V.4 : Déplacement des étage pour le mode 1



	RDC	1 ^{er}	2 ^{eme}	3 ^{eme}	4 ^{eme}	5 ^{eme}	6 ^{eme}	7 ^{eme}	11 ^{em}
Déplacement x-dir(mm)	1	2	4	6	8	10	13	15	23
Déplacement y-dir (mm)	0	0	0	0	0	0	0	0	0

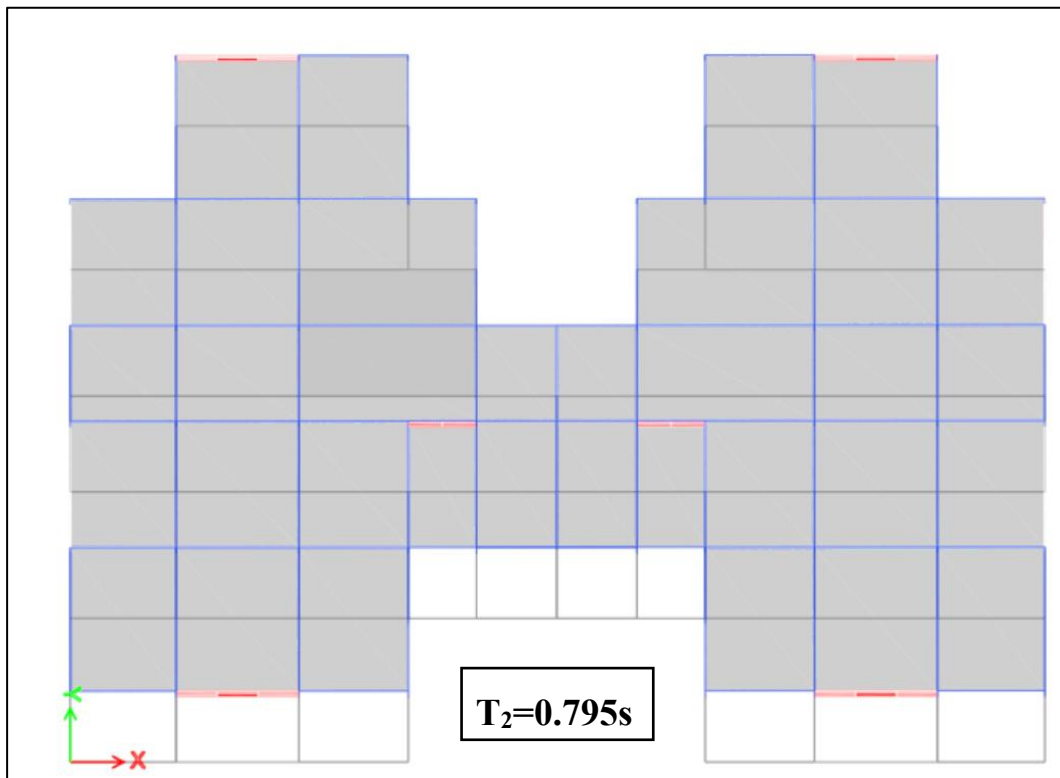
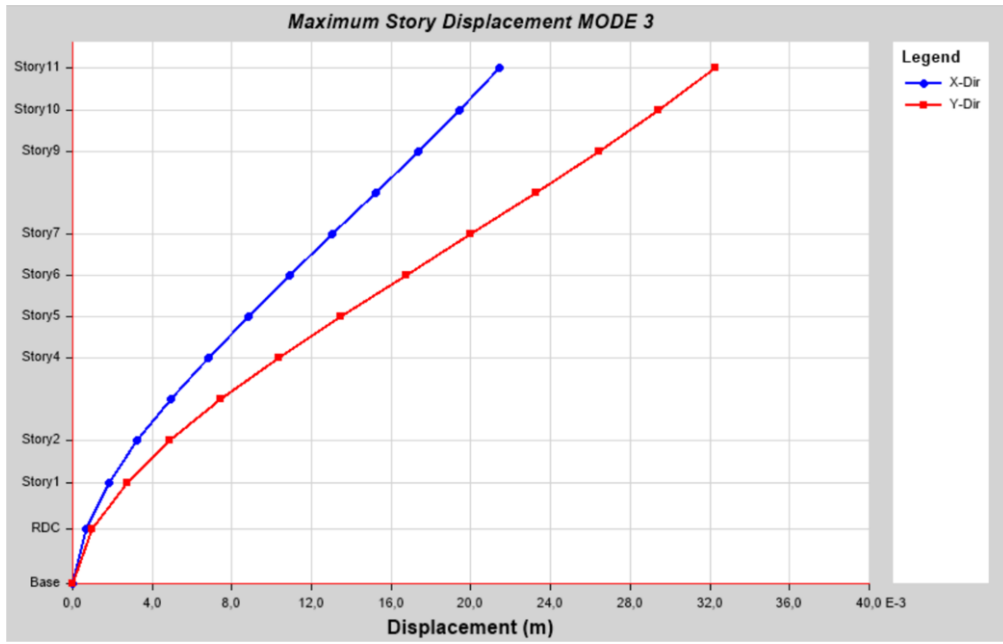


Figure V.5 : Déplacement des étage pour le mode 2



	RDC	1 ^{er}	2 ^{eme}	3 ^{eme}	4 ^{eme}	5 ^{eme}	6 ^{eme}	7 ^{eme}	11 ^{eme}
Déplacement x-dir(mm)	1	2	3	5	7	9	11	13	21
Déplacement y-dir (mm)	1	3	5	7	10	13	17	20	32

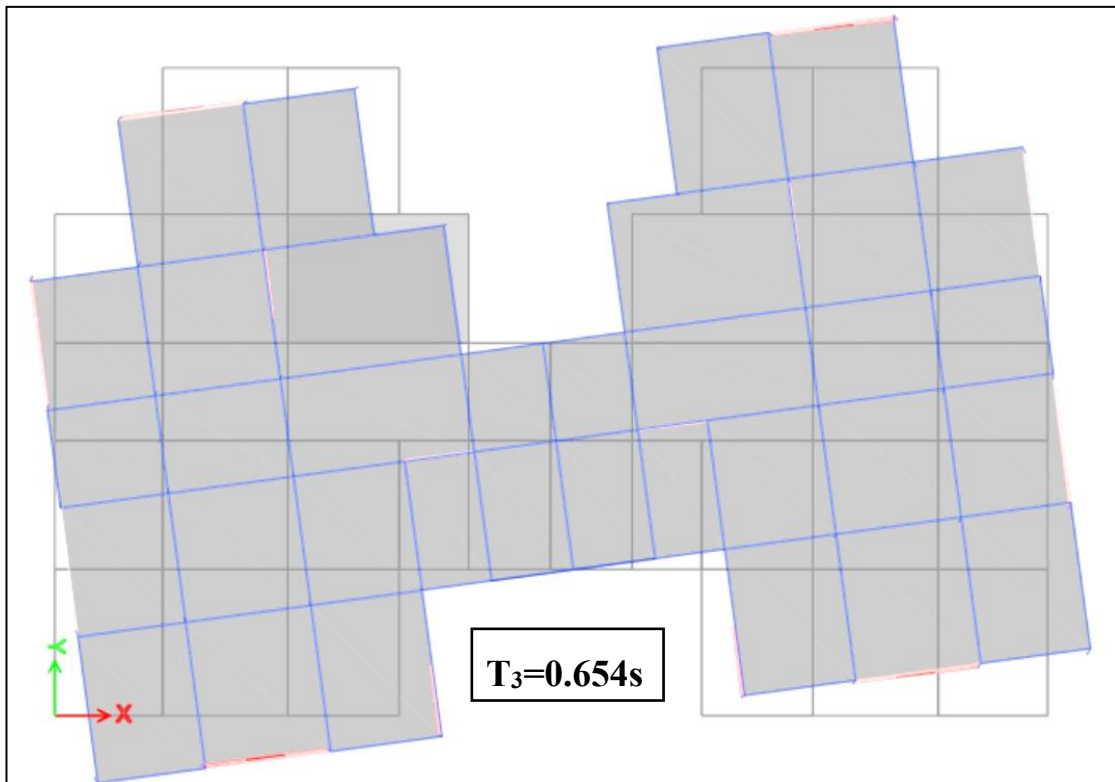


Figure V.6 : Déplacement des étage pour le mode 3

• **Résultante des forces sismiques de calcul :**

D'après l'Article 4.3.5 du RPA 2024, La résultante des forces sismiques a la base, V_t , obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques ($D_{dynamique} > 80\% D_{statique}$)

Tableau V-13: vérification de la force sismique

L'effort tranchant à la base	V statique		V dynamique	
	0.8 V _X	0.8 V _Y	V _X	V _Y
	6122.64KN	6122.64KN	6273,31KN	7263,69KN

La condition est vérifiée pour les deux sens

V.5.VÉRIFICATION DE L'HYPOTHÈSE INITIALE DU SYSTÈME DE CONTREVENTEMENT

$$\left(\frac{V_{voile}}{V_{tot}}\right)_{sens\ x} = \left(\frac{5087.29}{6273,31}\right)_{sens\ x} = 81\% > 65\%$$

$$\left(\frac{V_{voile}}{V_{tot}}\right)_{sens\ y} = \left(\frac{4740.27}{72643,69}\right)_{sens\ y} = 65.3\% > 65\%$$

Donc l'hypothèse de départ est correcte alors on maintien les valeurs du facteur de comportement initiale $R=4.5$

V.6.COMBINAISONS D' ACTIONS

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

V.6.1.Composantes horizontales de l'action sismique

Suivant l'Article 5.2.1 du RPA 2024: les actions sismiques horizontale E_x et E_y sont supposé indépendante mais ils sont combinés aux actions permanentes et aux actions variables à l'aide de la formule suivante:

$$\begin{cases} G + \psi Q + E_1 \\ G + \psi Q + E_2 \end{cases} \text{ Avec : } \begin{cases} E_1 = \pm E_x \pm 0,3E_y \\ E_2 = \pm 0,3E_x \pm E_y \end{cases} \quad (V - 9)$$

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

Donc les combinaisons d'action à considérer sont :

- $G + 0,3Q + E_x + 0,3E_y.$
- $G + 0,3Q + E_x - 0,3E_y.$
- $G + 0,3Q - E_x + 0,3E_y.$
- $G + 0,3Q - E_x - 0,3E_y.$
- $G + 0,3Q + 0.3E_x + E_y.$
- $G + 0,3Q + 0.3E_x - E_y.$
- $G + 0,3Q - 0.3E_x + E_y.$
- $G + 0,3Q - 0.3E_x - E_y.$

V.7.JUSTIFICATION DE LA SECURITE

V.7.1. Justification vis à vis des déplacement inter-étage

V.7.1.1 Justification de non-effondrement

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport un étage au-dessus sont calculés par la formule 5.11 de l'Article 5.10.1 du RPA2024 ils doivent respecter la condition suivante :

$$\Delta_k \leq \bar{\Delta}_k \tag{V - 10}$$

Avec $\bar{\Delta}_k = 0.0150 h_k$ (pour des bâtiments en béton armée) Voir tableau 5.2 du RPA 2024

Et d'après l'Article 4.5.2 du RPA 2024 : Le déplacement horizontal, à chaque niveau " k" , de la structure est calculé selon:

$$\delta_k = \frac{R}{Q_F} \delta_{ek} \tag{V - 11}$$

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 :

$$\Delta k = \delta k - (\delta k-1) \tag{V - 12}$$

- Les déplacements selon le sens X-X pour la force sismique suivant X

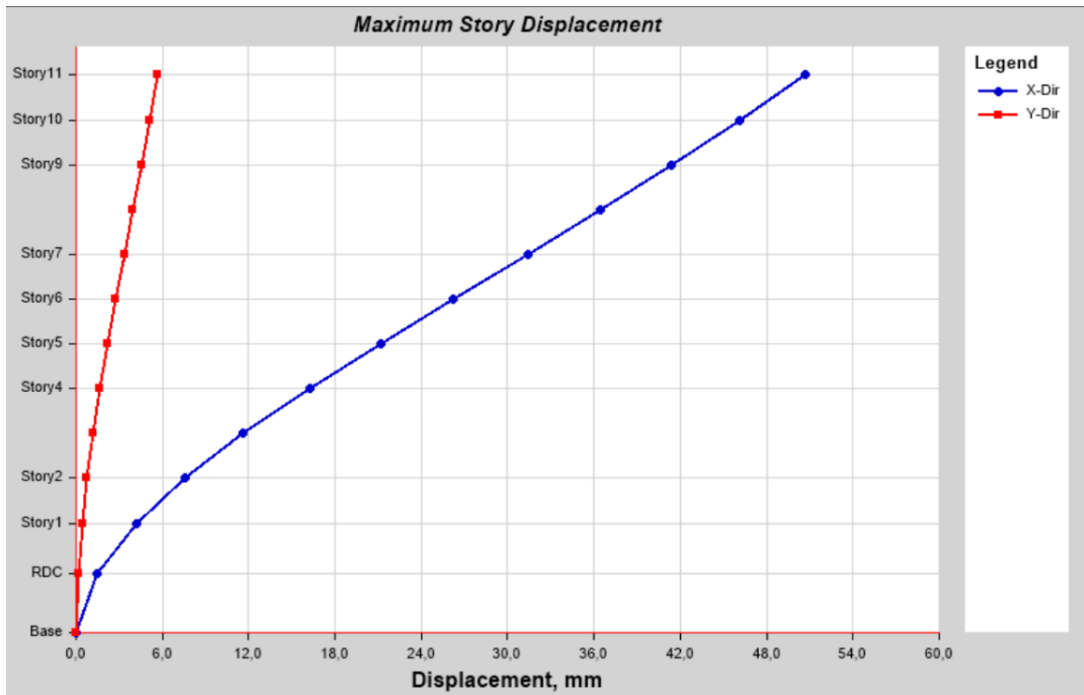


Figure V.7 : Déplacement inter étage suivant la direction X-X

Tableau V-14 : Vérification de la condition du non-effondrement suivant X-X

Niveau	Hauteur (m)	δ_{ek} (mm)	δ_k (mm)	Δ_k (mm)	$\bar{\Delta}_k$ (mm)	vérification
11-ème	3.06	50.70	217.31	19.59	45.90	CV
10-ème	3.06	46.13	197.71	20.33	45.90	CV
9-ème	3.06	41.39	177.39	21.10	45.90	CV
8-ème	3.06	36.47	156.29	21.83	45.90	CV
7-ème	3.06	31.37	134.46	21.94	45.90	CV
6-ème	3.06	26.25	112.52	21.86	45.90	CV
5-ème	3.06	21.15	90.66	21.17	45.90	CV
4-ème	3.06	16.21	69.49	19.76	45.90	CV
3-ème	3.06	11.61	49.74	17.40	45.90	CV
2-ème	3.06	7.55	32.34	14.24	45.90	CV
1 ^{er}	3.4	4.22	18.10	11.87	51.00	CV
RDC	4.08	1.45	6.23	6.23	61.20	CV

CV: Condition Vérifiée

- Les déplacements selon le sens Y-Y pour la force sismique suivant Y

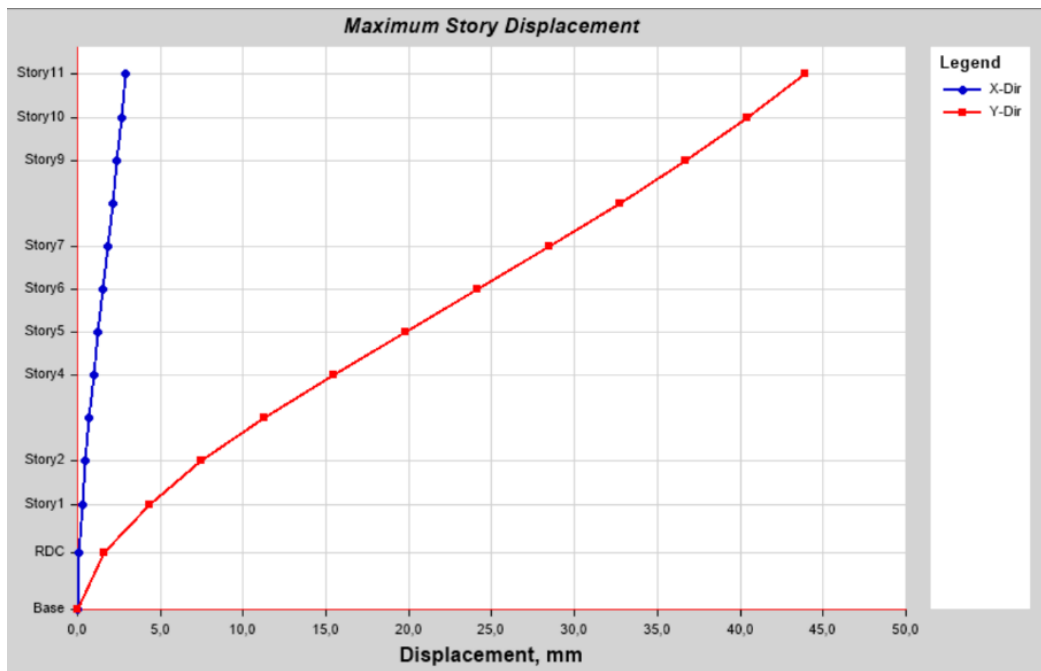


Figure V.8 : Déplacement inter étage suivant la direction Y-Y

Tableau V-15 : Vérification de la condition du non-effondrement suivant Y-Y

Niveau	Hauteur (m)	δ_{ek} (mm)	δ_k (mm)	Δ_k (mm)	$\bar{\Delta}_k$ (mm)	vérification
11-ème	3.06	43.88	188.05	14.93	45.90	CV
10-ème	3.06	40.40	173.13	15.96	45.90	CV
9-ème	3.06	36.67	157.17	17.06	45.90	CV
8-ème	3.06	32.69	140.11	18.11	45.90	CV

7 ^{-ème}	3.06	28.47	122.00	18.50	45.90	CV
6 ^{-ème}	3.06	24.15	103.50	18.82	45.90	CV
5 ^{-ème}	3.06	19.76	84.68	18.62	45.90	CV
4 ^{-ème}	3.06	15.41	66.06	17.79	45.90	CV
3 ^{-ème}	3.06	11.26	48.27	16.15	45.90	CV
2 ^{-ème}	3.06	7.49	32.12	13.56	45.90	CV
1 ^{er}	3.4	4.33	18.56	11.72	51.00	CV
RDC	4.08	1.60	6.84	6.84	61.20	CV

V.7.1.2 Justification de limitation des dommages

Conformément à l'Article 5.10.2 : Les déplacements relatifs latéraux, d'un étage par rapport à l'étage du dessous, tels que calculés selon § 4.5.2, ne doivent pas dépasser les limites suivantes: Pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux composés de matériaux fragiles fixes à la structure :

$$\nu_A \cdot \Delta_k \leq 0.005h_k \quad (V - 13)$$

Le coefficient réducteur ν_A , Il est pris égal à sa valeur moyenne selon Article 1.2 du RPA 2024
Donc $\nu_A = 0.5$.

- **Suivant X-X :**

Le tableau V-16 résume la vérification des déplacement inter étage (Justification de limitation des dommage) dans la direction X-X

Tableau V-16 : vérification de la condition des limitation des dommages suivant X-X

Sens X					
Niveau	hauteur (m)	Δ_k (mm)	$\nu_A \cdot \Delta_k$	0.005 h_k (mm)	vérification
11 ^{-ème}	3.06	19.59	9.80	15.30	CV
10 ^{-ème}	3.06	20.33	10.16	15.30	CV
9 ^{-ème}	3.06	21.10	10.55	15.30	CV
8 ^{-ème}	3.06	21.83	10.91	15.30	CV
7 ^{-ème}	3.06	21.94	10.97	15.30	CV
6 ^{-ème}	3.06	21.86	10.93	15.30	CV
5 ^{-ème}	3.06	21.17	10.58	15.30	CV
4 ^{-ème}	3.06	19.76	9.88	15.30	CV
3 ^{-ème}	3.06	17.40	8.70	15.30	CV
2 ^{-ème}	3.06	14.24	7.12	15.30	CV
1 ^{er}	3.4	11.87	5.93	17.00	CV
RDC	4.08	6.23	3.11	20.40	CV

- **Suivant Y-Y**

Le tableau V-17 résume la vérification des déplacement inter étage (Justification de limitation des dommage) dans la direction Y-Y

Tableau V-17: vérification de la condition des limitation des dommages suivant Y-Y

Sens Y					
Niveau	hauteur (m)	Δ_k (mm)	$v_A \cdot \Delta_k$	$0.005 h_k$ (mm)	vérification
11-ème	3.06	14.93	7.46	15.30	CV
10-ème	3.06	15.96	7.98	15.30	CV
9-ème	3.06	17.06	8.53	15.30	CV
8-ème	3.06	18.11	9.05	15.30	CV
7-ème	3.06	18.50	9.25	15.30	CV
6-ème	3.06	18.82	9.41	15.30	CV
5-ème	3.06	18.62	9.31	15.30	CV
4-ème	3.06	17.79	8.89	15.30	CV
3-ème	3.06	16.15	8.07	15.30	CV
2-ème	3.06	13.56	6.78	15.30	CV
1 ^{er}	3.4	11.72	5.86	17.00	CV
RDC	4.08	6.84	3.42	20.40	CV

V.7.2. Justification vis à vis de l'effet P-Δ

A partir de l'Article 5.9 du RPA 2024 : *Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :*

$$\left(\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \right) \leq 0,10 \tag{V - 14}$$

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 »

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i \tag{V - 15}$$

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 , il convient de considérer que:

- Si $(0.10 \leq \theta_k \leq 0.20)$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte, de manière approchée, en amplifiant les effets de l' action sismique calculés au moyen d' une analyse élastique du 1° ordre par le facteur
- Si $(\theta_k \geq 0.20)$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les tableaux V-18 résumant la justification vis à vis l'effet effets P-Δ dans les deux directions orthogonales

- **Pour le sens X-X**

Tableau V-18: justification vis-à-vis l'effet P-Δ suivant X-X

Sens X						
Niveau	hauteur (m)	Δ_k (mm)	V_k (KN)	P_k (KN)	θ_k	vérification
11-ème	3.06	19.59	1030.64	4608.47	0.03	CV
10-ème	3.06	20.33	1734.76	8928.69	0.03	CV

9-ème	3.06	21.10	2244.25	13248.92	0.04	CV
8-ème	3.06	21.83	2637.07	17569.15	0.05	CV
7-ème	3.06	21.94	2965.17	22214.57	0.05	CV
6-ème	3.06	21.86	3262.90	26860.00	0.06	CV
5-ème	3.06	21.17	3553.57	31505.43	0.06	CV
4-ème	3.06	19.76	3843.37	36150.85	0.06	CV
3-ème	3.06	17.40	4119.21	40796.28	0.06	CV
2-ème	3.06	14.24	4358.81	45894.73	0.05	CV
1 ^{er}	3.4	11.87	4601.53	52482.41	0.04	CV
RDC	4.08	6.23	4748.93	60025.92	0.02	CV

- Pour le sens Y-Y :

Tableau V-19: justification vis-à-vis de l'effet P- Δ suivant Y-Y

Sens Y						
Niveau	hauteur (m)	Δ_k (mm)	V_k (KN)	P_k (KN)	θ_k	vérification
11-ème	3.06	14.93	1030.64	4608.47	0.02	CV
10-ème	3.06	15.96	1734.76	8928.69	0.03	CV
9-ème	3.06	17.06	2244.25	13248.92	0.03	CV
8-ème	3.06	18.11	2637.07	17569.15	0.04	CV
7-ème	3.06	18.50	2965.17	22214.57	0.05	CV
6-ème	3.06	18.82	3262.90	26860.00	0.05	CV
5-ème	3.06	18.62	3553.57	31505.43	0.05	CV
4-ème	3.06	17.79	3843.37	36150.85	0.05	CV
3-ème	3.06	16.15	4119.21	40796.28	0.05	CV
2-ème	3.06	13.56	4358.81	45894.73	0.05	CV
1 ^{er}	3.4	11.72	4601.53	52482.41	0.04	CV
RDC	4.08	6.84	4748.93	60025.92	0.02	CV

V.8.CONCLUSION :

L'étude sismique a permis d'analyser et de comparer le comportement dynamique du bâtiment selon les deux approches RPA 2003 et RPA 2024, nous avons abouti au calcul des valeurs propres de notre structure en appliquant la méthode statique équivalent et la méthode d'analyse modale spectrale. Toutes les vérifications de sécurité exigées par le RPA2024 ont été vérifiées, notre structure est stable vis à vis de l'action sismique. La méthode par accélérogrammes n'a pas été retenue en raison de sa complexité et des moyens avancés qu'elle nécessite. Les résultats obtenus dans ce chapitre seront utilisés pour déterminer les efforts dans la structure au cas de séisme.

CHAPITRE VI

ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

VI.1.INTRODUCTION

Les portiques et les voiles, assurant la stabilité de la structure en cas de séisme doivent être correctement armés, afin de garantir leur efficacité. Notre structure est modélisée à l'aide du logiciel ETABS, pour le calcul des efforts internes agissant sur chaque élément, sous l'effet de diverses combinaisons de charges, prescrite par le règlement RPA 2024 et le BAEL99.

VI.2. CALCUL DES POTEAUX

Les poteaux assurent la transmission des charges verticales et des efforts horizontaux vers les fondations. Soumis à des efforts normaux et a des moments fléchissant, ils sont dimensionnés en flexion composée conformément aux prescriptions parasismiques.

VI.2.1.Combinaisons d'actions :

La section d'armature sera déterminée en considérant la section correspondant aux sollicitations maximales, c'est-à-dire en retenant le cas le plus défavorable parmi les différentes combinaisons d'efforts internes suivantes :

- $N_{max} \rightarrow M_{corr}$ sous $(1,35G+1.5Q)$.
- $N_{max} \rightarrow M_{corr}$ sous $(G+0.3Q \pm E_x \pm 0.3E_y)$ et $(G+0.3Q \pm 0.3E_x \pm E_y)$.
- $M_{max} \rightarrow N_{corr}$ sous $(G+0.3Q \pm E_x \pm 0.3E_y)$ et $(G+0.3Q \pm 0.3E_x \pm E_y)$.

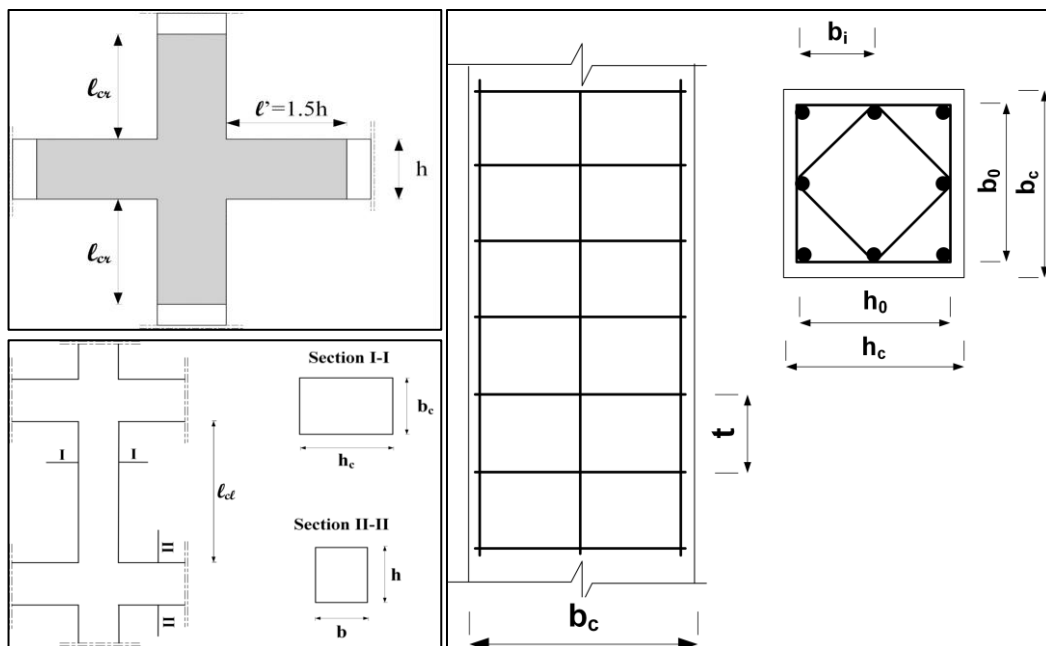


Figure VI.1 : Détails d'armatures longitudinales des poteaux RPA 2024

VI.2.2.Ferrailage des poteaux :

Suivant les recommandations du RPA2024 article 7.4.2 et le BAEL99 :

- **Armatures longitudinales**
 - Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droite et sans crochets
 - La section minimale $A_{s\ min} = 1\% a*b$ (zone VI).
 - La section maximale en zone courante $A_{s\ max} = 4\% a*b$
 - La section maximale en zone de recouvrement $A_{s\ max} = 8\% a*b$.
 - Le diamètre minimum est de :12mm.
 - La longueur minimale de recouvrement de barres longitudinales est de $60 \phi l$ (zone VI).

- La distance entre les barres verticales, dans une face du poteau ne doit pas dépasser 15cm en zone VI.
- La zone nodale est constituée par le nœud poteau-poutre, proprement dit, et les extrémités des éléments qui y concourent (voir figure VI.1) les longueurs à prendre en compte, pour chaque barre, sont données par : $l_{cr} = \max\left(1,5h_c; \frac{l_{cl}}{6}; 60cm\right)$ (voir figure VI.3)
- **Armature transversale :**
 - Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_c f_e} \quad (VI - 1)$$

Avec : ρ_a : coefficient correcteur (mode de rupture fragile) $\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$

t : l'espacement des armatures transversale (voir figure VI.2)

- La quantité des armatures transversale minimale est donne comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.3\% \quad \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \quad \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Sinon Faire une interpolation entre les 2 valeurs limites precedentes} \end{array} \right.$$

Avec : λ_g : élancement géométrique du poteau

- Le diamètre des armatures transversales est calculé pas la formule :

$$\varphi_t \geq \frac{\phi_{lmax}}{3} \quad (VI - 2)$$

- Les espacements en zone nodale est en zone courante sont détailler sur la figure VI.2

VI.2.3. Vérifications spécifiques au ferrailage des poteaux :

➤ Vérifications des sollicitations normales

Dans le but d'éviter le risque de rupture fragile sous les sollicitations du séisme en flexion composée sous combinaisons sismiques la condition suivante doit vérifier la formule:

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.35 \quad (VI - 3)$$

➤ Vérifications des sollicitations tangentes

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} , sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite, $\overline{\tau_{bu}}$

$$\overline{\tau_{bu}} = \rho_d \cdot f_{c28} \quad \text{où: } \rho_d = \begin{cases} 0,0075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad (VI - 4)$$

VI.2.4.Exemple de calcul :

Pour le poteau centrale nommé C31 (voir figure VI.2) de section (40x40) situé dans les étages supérieur (8,9,10,11^{ème} étage)

➤ **Sollicitations dans le poteau C31**

- **1^{er} cas :** $N_{max} = 585.68 \text{ KN} \rightarrow M_{corr} = 7.33 \text{ KN.m}$ sous (1,35G+1.5Q).
- **2^{ème} cas :** $N_{max} = 394.40 \text{ KN} \rightarrow M_{corr} = 21.87 \text{ KN.m}$ sous (G+0.3Q+0.3E_x+E_y).
- **3^{ème} cas :** $M_{max} = 46.54 \text{ KN.m} \rightarrow N_{corr} = 394.30 \text{ KN}$ sous (G+0.3Q+E_x+0.3E_y).

➤ **Détermination des armatures longitudinales**

En utilisant le logiciel SOCOTEC pour la section requis et les coefficients $\gamma_b = 1.2, \gamma_s = 1$, (voir RPA 2024 Article 7.3.2) et une fissuration préjudiciable, l'enrobage $c=3\text{cm}$ (BAEL99), $h/6=40/6=6.67\text{cm}$, on trouve les sections d'armatures suivantes :

- **1^{er} cas :** $A_s = 0 \text{ cm}^2$ (SEC-Section Entièrement Comprimée car $\frac{M}{N} = \frac{7.33}{585.68} * 100 = 1.25\text{cm} < h/6$)
- **2^{ème} cas :** $A_s = 0 \text{ cm}^2$ (SEC-Section Entièrement Comprimée car $\frac{M}{N} = \frac{21.87}{394.40} * 100 = 5.54\text{cm} < h/6$)
- **3^{ème} cas :** $A_s = 0 \text{ cm}^2$ (SPC-Section Partiellement Comprimée car $\frac{M}{N} = \frac{46.54}{394.3} * 100 = 11.8\text{cm} > h/6$)

Le ferrailage se fait avec le minimum requis par le RPA2024 tels que : $A_{smin} = 0.01*40*40=16 \text{ cm}^2$. On opte alors pour des barres de 8 HA 16 avec $A_s = 16.08 \text{ cm}^2$. Le ferrailage détaillé de tous les poteaux aux différents étages est donné au tableau (VI-1).

➤ **Armatures transversales :**

- Le diamètre des armatures transversale suivant la loi (VI – 2)

$$\varphi_t \geq \frac{25}{3} = 8.3$$

On prend $\varphi_t=10\text{mm}$

- L'espacement en zone nodale : $t \leq \min\left(\frac{b_0}{3}; 10 \text{ cm}; 6\varphi_1\right)$ en zone VI

$$t \leq \min(18.33; 10 \text{ cm}; 15\text{cm}) \dots \dots \dots t \leq 10 \text{ cm}$$

On prend : $t=5\text{cm}$

- L'espacement en zone courante $t' \leq \min\left(\frac{b_c}{2}; \frac{h_c}{2}; 10\varphi_1\right)$ en zone VI

$$t' \leq \min(30 \text{ cm}; 30 \text{ cm}; 25 \text{ cm}) \dots \dots \dots t' \leq 25\text{cm}$$

On prend : $t'=15 \text{ cm}$

➤ **Calcul de la longueur de recouvrement de barre longitudinale**

$$L_r = 60 \phi l = 60 \cdot 25 = 1500 \text{ mm} = 1,50 \text{ m}$$

On prend $L_r = 150 \text{ cm}$

➤ **Vérifications des sollicitations normales**

$$v = \frac{2041,70 \cdot 10^{-3}}{0,6 \cdot 0,6 \cdot 30} = 0.20 \leq 0.35 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$v = \frac{2570,14 \cdot 10^{-3}}{0,6 \cdot 0,6 \cdot 30} = 0.24 \leq 0.35 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$v = \frac{1377,16 \cdot 10^{-3}}{0,6 \cdot 0,6 \cdot 30} = 0.13 \leq 0.35 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérfications des sollicitations tangentes**

$$\tau_{bu} = \frac{62,24}{0,54 \cdot 0,6} = 0.19 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_{bu} 0.04 \cdot 30 = 1.2 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte de cisaillement est vérifiée pour le poteau centrale C31 de section (60 x60)

VI.2.5.Détails de ferrailage :

À titre d'exemple, trois poteaux caractéristiques ont été analysés : un poteau central (**C31**), un poteau de rive (**C04**) et un poteau d'angle (**C22**) (Annexe A6). Les sollicitations normales (N_{max}) et les moments fléchissant (M_{corr}) ont été déterminés pour chaque poteau en tenant compte des combinaisons ELU et les combinaisons sismiques définies par le RPA 2024 (voir tableau VI-1)

➤ **Armatures longitudinales**

Tableau VI-1 : Sollicitations dans les poteaux et sections d'armatures longitudinales

étages	Poteau	Type de Section	Combinaisons	N (KN)	M(KN.m)	As calculé (cm²)
RDC 1 ^{er} ,2 ^{eme} étage (60 x 60)	C31	SEC	1.35G+1.5Q	2041.70	2.98	8.5
		SEC	G+0.3Q+E _x +0.3E _y	2570.14	25.87	
		SEC	G+0.3Q+0.3E _x +E _y	1377.16	30.76	
	C04	SEC	1.35G+1.5Q	1035.83	4.54	12.8
		SEC	G+0.3Q+E _x +0.3E _y	1187.49	93.46	
		SEC	G+0.3Q+0.3E _x +E _y	1252.92	88.33	
	C22	SEC	1.35G+1.5Q	866.93	5.58	10.5
		SEC	G+0.3Q+E _x +0.3E _y	1302.75	28.73	
		SEC	G+0.3Q+0.3E _x +E _y	1286.81	79.85	
3,4,5,6,7 ^{eme} étage (50 x 50)	C31	SEC	1.35G+1.5Q	1385.45	5.78	7.8
		SEC	G+0.3Q+E _x +0.3E _y	962.25	24.24	
		SEC	G+0.3Q+0.3E _x +E _y	946.69	60.12	
	C04	SEC	1.35G+1.5Q	619.63	9.12	6.5
		SEC	G+0.3Q+E _x +0.3E _y	843.94	11.07	
		SEC	G+0.3Q+0.3E _x +E _y	918.75	40.66	
	C22	SEC	1.35G+1.5Q	586.36	8.06	7.2
		SEC	G+0.3Q+E _x +0.3E _y	976.67	12.96	
		SEC	G+0.3Q+0.3E _x +E _y	973.57	42.80	
8,9,10,11 ^{eme} étage (40 x 40)	C31	SEC	1.35G+1.5Q	585.68	7.33	6.4
		SPC	G+0.3Q+E _x +0.3E _y	394.30	46.54	
		SEC	G+0.3Q+0.3E _x +E _y	394.40	21.87	
	C04	SEC	1.35G+1.5Q	254.56	6.03	5.1
		SPC	G+0.3Q+E _x +0.3E _y	368.14	30.34	
		SEC	G+0.3Q+0.3E _x +E _y	328.24	8.98	
	C22	SEC	1.35G+1.5Q	238.66	7.40	5.6
		SPC	G+0.3Q+E _x +0.3E _y	390.47	27.46	
		SEC	G+0.3Q+0.3E _x +E _y	381.74	9.28	

Tableau VI-2 : Ferrailage longitudinale des poteaux

Niveau	Section (cm ²)	$A_{s\ min}$ (cm ²)	$A_{s\ max}$ zone courante (cm ²)	$A_{s\ max}$ Zone de recouvrement (cm ²)	Ferrailage longitudinale choisi	
					Choix	Section (cm ²)
8,9,10,11 ^{eme} étage	(40 x 40)	16	64	128	8 HA16	16.08
3,4,5,6,7 ^{eme} étage	(50 x 50)	25	100	200	8 HA 20	25.13
RDC 1er étage 2 ^{eme} étage	(60 x 60)	36	144	288	8 HA 25	39.27

➤ Armatures transversales

Tableau VI-3 : Ferrailage transversale des poteaux

Etage	h(cm)	V_u (KN)	λ_g	ρ_a	A_t (cm ²)	t (cm)	t'(cm)
11 ^{eme} étage	40	64.93	4.86	3.75	1.22	5	15
10 ^{eme} étage	40	48.31	4.86	3.75	0.91	5	15
9 ^{eme} étage	40	54.00	4.86	3.75	1.01	5	15
8 ^{eme} étage	40	49.01	4.86	3.75	0.92	5	15
7 ^{eme} étage	50	73.95	3.88	3.75	1.11	5	15
6 ^{eme} étage	50	65.97	3.88	3.75	0.99	5	15
5 ^{eme} étage	50	66.22	3.88	3.75	0.99	5	15
4 ^{eme} étage	50	68.48	3.88	3.75	1.03	5	15
3 ^{eme} étage	50	75.95	3.88	3.75	1.14	5	15
2 ^{eme} étage	60	95.63	3.24	3.75	1.20	5	15
1 ^{er} étage	60	111.25	3.63	3.75	1.39	5	15
RDC	60	135.88	4.43	3.75	1.70	5	15

➤ Calcul des longueurs de recouvrement de barres longitudinales

Tableau VI-4 : longueurs de recouvrement des barres longitudinales des poteaux

ϕl (mm)	L_r (cm)	L_r adopter (cm)
25	150	150
20	120	100
16	96	100

➤ Vérifications des sollicitation normales

Tableau VI-5 : vérification des sollicitation normale des poteaux

Étage	Section du poteau (cm ²)	N _d (KN)	ν	vérification
11 ^{eme} étage	40 x 40	205,02	0.04	CV
10 ^{eme} étage	40 x 40	371,48	0.08	CV
9 ^{eme} étage	40 x 40	474,67	0.10	CV
8 ^{eme} étage	40 x 40	585,67	0.12	CV
7 ^{eme} étage	50 x 50	741,30	0.10	CV
6 ^{eme} étage	50 x 50	897,98	0.12	CV
5 ^{eme} étage	50 x 50	1060,36	0.14	CV
4 ^{eme} étage	50 x 50	1381,59	0.18	CV
3 ^{eme} étage	50 x 50	1825,49	0.24	CV
2 ^{eme} étage	60 x 60	1856,27	0.17	CV
1 ^{er} étage	60 x 60	2219,12	0.21	CV
RDC	60 x 60	2570,14	0.24	CV

➤ Vérifications des sollicitations tangentés

Tableau VI-6 : Vérifications des sollicitations tangentés

Étage	λ_g	ρ_d	τ_{bu}	$\overline{\tau}_{bu}$	vérification
11 ^{eme} étage	4.86	0.04	0.2	1.2	CV
10 ^{eme} étage	4.86	0.04	0.2	1.2	CV
9 ^{eme} étage	4.86	0.04	0.2	1.2	CV
8 ^{eme} étage	4.86	0.04	0.2	1.2	CV
7 ^{eme} étage	3.88	0.04	0.19	1.2	CV
6 ^{eme} étage	3.88	0.04	0.19	1.2	CV
5 ^{eme} étage	3.88	0.04	0.19	1.2	CV
4 ^{eme} étage	3.88	0.04	0.19	1.2	CV
3 ^{eme} étage	3.88	0.04	0.19	1.2	CV
2 ^{eme} étage	3.24	0.04	0.19	1.2	CV
1 ^{er} étage	3.63	0.04	0.19	1.2	CV
RDC	4.43	0.04	0.19	1.2	CV

VI.3.CALCUL DES POUTRES :

Les poutres sont des éléments principalement sollicités en flexion simple, sous l'effet d'un moment fléchissant et d'un effort tranchant. Le moment fléchissant permet de dimensionner les armatures longitudinales, tandis que l'effort tranchant détermine les armatures transversales. Après la détermination des sollicitations, le ferrailage est réalisé en conformité avec les prescriptions du RPA2024 et du BAEL 99.

Pour la structure étudiée on distingue deux types de poutre, des poutres principales avec une section (40cm x 30cm) et des poutres secondaires avec une section (30cm x 25cm)

VI.3.1.Combinaison de charges :

La section d'armature sera dimensionnée en fonction des sollicitations maximales, en choisissant la combinaison d'efforts internes la plus défavorable parmi les cas suivants :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \dots\dots\dots ELU \\ G + Q \dots\dots\dots ELS \\ G + 0.3 Q + E_1 \dots\dots\dots RPA 2024 \\ G + 0.3 Q + E_2 \dots\dots\dots RPA 2024 \end{array} \right.$$

VI.3.2.Ferraillage des poutres :

Suivant les recommandations de l’RPA2024 article 7.5.2 (voir figure VI.2)

➤ **Armatures longitudinales**

- Au moins deux barres d’aciers longitudinaux à haute adhérence de diamètre 12mm (dans les zones IV, V et VI), doivent être placés sur les faces supérieurs et inférieurs, sur la longueur totale de la poutre.
- Un quart de la section maximale d’armatures sur appuis est prolongée sur toute la longueur de la poutre.
- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est de 0.5% en toute la section transversale de la poutre.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de 4% en zone courantes, et de 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 60 Ø (zone VI).

➤ **Armatures transversales**

- Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales est donné par :

$$\phi^t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{35}; \phi^L \right) \quad \text{(VI – 5)}$$

- La quantité d’armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003 \cdot S \cdot B$

Avec : b : la largeur de la section ; s : espacement des armatures transversales

- L’espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans les zones critiques :

$$s = \min \left(\frac{h}{4}; 24\phi_t; 17,5\text{cm}; 6\phi_1 \right) \quad \text{(VI – 6a)}$$

En dehors de la zone critique :

$$s' = \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_1 \right) \leq \frac{H}{2} \quad \text{(VI – 6b)}$$

Ø₁ : le plus petit diamètre utilise des armatures longitudinales

VI.3.3.Vérifications spécifiques aux poutres

➤ **Vérification au cisaillement**

La poutre doit vérifier la condition suivante :

$$\tau = \frac{V}{bd} \leq \tau_{adm} = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right) \quad \text{(VI – 7)}$$

➤ **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche dans une poutre isostatique consista à assurer que la déforme verticale maximale sous l’effet des charges ne dépasse pas la flèche admissible qui est de L/500

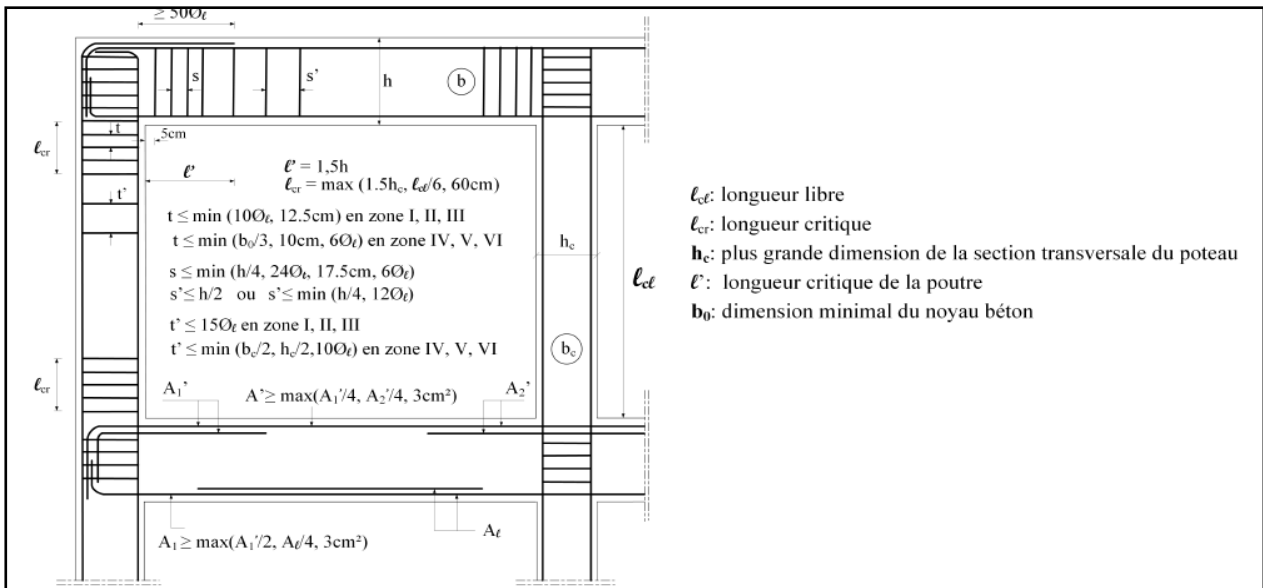


Figure VI.2: Détail d'un croquis d'armatures transversales de la zone nodale RPA 2024

VI.3.4. Exemple de calcul

On se place dans le cas le plus défavorable pour la poutre principale du RDC. La poutre B53 (voir Figure A6-2 Annexe A6) s'avère être la plus sollicitée sous la combinaison sismique donnée par le RPA 2024 (sous $G + 0.3Q + E_2$). Le ferrailage sera donc réalisé en se basant sur cette combinaison.

$$b = 30\text{cm} ; h = 40\text{cm} ; d = 0.9 \times h = 36\text{cm}$$

➤ Condition imposée par RPA

En zone courante :

$$A_{\max RPA} = 4 \% . b . h = 48 \text{ cm}^2$$

En zone de recouvrement :

$$A_{\max RPA} = 6 \% . b . h = 72 \text{ cm}^2$$

La section minimale :

$$A_{\max RPA} = 0.5 \% . b . h = 6 \text{ cm}^2$$

➤ Les sollicitations dans la poutre B53

- $M_{\text{appuis}} = -47.79 \text{ KN.m}$, $M_{\text{travée}} = 40,58 \text{ KN.m}$ sous $(1,35G+1.5Q)$.
- $M_{\text{appuis}} = -51.12 \text{ KN.m}$, $M_{\text{travée}} = 32.01 \text{ KN.m}$ sous $(G+Q)$.
- $M_{\text{appuis}} = -64,89 \text{ KN.m}$, $M_{\text{travée}} = 107,42 \text{ KN.m}$ sous $(G+0.3Q \pm E_x \pm 0.3E_y)$.
- $M_{\text{appuis}} = -183.55 \text{ KN.m}$, $M_{\text{travée}} = 177.50 \text{ KN.m}$ sous $(G+0.3Q \pm 0.3E_x \pm E_y)$.

➤ Les armatures longitudinales (SOCOTEC).

- Sous $(1,35G+1.5Q)$ $A_s \text{ appuis} = 2,74 \text{ cm}^2$, $A_s \text{ travée} = 2,31 \text{ cm}^2$
- Sous $(G+Q)$ $A_s \text{ appuis} = 2,94 \text{ cm}^2$, $A_s \text{ travée} = 6,43 \text{ cm}^2$
- Sous $(G+0.3Q \pm E_x \pm 0.3E_y)$ $A_s \text{ appuis} = 3,76 \text{ cm}^2$, $A_s \text{ travée} = 1,82 \text{ cm}^2$
- Sous $(G+0.3Q \pm 0.3E_x \pm E_y)$ $A_s \text{ appuis} = 11,74 \text{ cm}^2$, $A_s \text{ travée} = 11,29 \text{ cm}^2$

On considère alors la section d'armatures obtenus sous combinaison $G+0.3Q \pm 0.3E_x \pm E_y$

Donc le choix des barres est : **6 HA 16** en travée et sur appuis avec $A_s = 12.06 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification de la Contrainte tangentielle maximale**

$V_U = 104.98 \text{ KN/m}$

$$\tau_u = \frac{V_U}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{1.2} \times 30, 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{104.98 \cdot 10^{-3}}{0.3 \times 0.36} = 0.97 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{1.2} \times 30, 5 \text{ MPa} \right\} = 5 \text{ MPa}$$

Donc $\tau_u = 0.97 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée.

➤ **Vérification de l'armature inférieure minimale en appui d'après l'article (5.1, 312) du BAEL99**

$$A_s = \frac{V_u \cdot \gamma_s}{f_e} = \frac{104.98 \cdot 10^{-3} \times 1}{500} = 209.96 \text{ mm}^2$$

$A_s = 2.09 \text{ cm}^2 < A_s = 12.06 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée.

➤ **Armatures transversales**

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par (VI – 5)

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1.6 \right) = 1.6 \text{ cm}$$

donc on prend $\varphi_t = 8 \text{ mm}$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé par la formule (VI – 6a) *et* (VI – 6b):

Dans les zones critiques :

$$s = \min(10 ; 19.2 ; 17.5 \text{ cm} ; 9.6) = 9.6 \text{ cm}$$

On prend $S = 10 \text{ cm}$

En dehors de la zone critique :

$$s' = \min(10 ; 12\varphi_t) \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}$$

On prend $S' = 20 \text{ cm}$

VI.3.5. Détails de ferrailage

Le ferrailage des poutres principales (voir Annexe A6) est présenté de manière détaillée dans les tableaux VI-7 (sollicitations), VI-8 (dispositions d'armature) et VI-9 (vérification des sections). En ce qui concerne les poutres secondaires (voir Annexe A6), leurs ferrillages est exposé dans les tableaux VI-10, VI-11 et VI-12.

VI.3.5.1 Ferrailage des poutres principales

Tableau VI-7 : Sollicitations dans les poutres principales

Etage	Combinaisons	Moment max (KN.m)		As calculé	
		Appuis	Travée	Appuis	Travée
8,9,10,11 ^{eme}	1.35G+1.5Q	-60.19	43.80	3,48	2,5
	G+Q	-43.69	31.76	2,5	1,8
	G+0.3Q±E _x ±0.3E _y	-105.30	149.42	6,29	9,26
	G+0.3Q±0.3E_x±E_y	-220.90	218.73	14,69	14,51
3,4,5,6,7 ^{eme}	1.35G+1.5Q	-47.56	38.13	2,73	2,17
	G+Q	-34.49	27.47	1,96	1,55
	G+0.3Q±E _x ±0.3E _y	-119.29	163.28	7,21	10,25
	G+0.3Q±0.3E_x±E_y	-241.16	239.24	16,42	16,25
RDC, 1 ^{er} ,2 ^{eme}	1.35G+1.5Q	-47.79	40,567	2,74	2,31
	G+Q	-51.12	32.01	2,94	1,82
	G+0.3Q±E _x ±0.3E _y	-64,89	107,42	3,76	6,43
	G+0.3Q±0.3E_x±E_y	-183.55	177.50	11,74	11,29

Tableau VI-8 : ferrailage longitudinale et transversale des poutres principales

Etage		Ferrailage longitudinale					Ferrailage transversale		
		A _{min} (cm ²)	As calculé (cm ²)	Choix des armatures	As adopté (cm ²)	L _r (m)	φ _t (mm)	S (mm)	s' (mm)
8,9,10,11 ^{eme}	Travée	6	14.51	3 HA 16 FIL 3 HA 20 RNF	15.46	1.2	8	10	20
	Appuis		14.69	3 HA 16 FIL 3 HA 20 RNF	15.46	1.2	8	10	20
3,4,5,6,7 ^{eme}	Travée		16.25	6 HA 20	18.85	1.2	8	10	20
	Appuis		16.42	6 HA 20	18.85	1.2	8	10	20
RDC, 1 ^{er} ,2 ^{eme}	Travée		11.29	6 HA 16	12.06	0.96	8	10	20
	Appuis		11.74	6 HA 16	12.06	0.96	8	10	20

Tableau VI-9 : vérifications des poutres principales

Etage	V à l'ELU (KN)	τ (MPa)	τ _{adm} (MPa)	Vérification	flèche calculé (mm)	flèche admissible (mm)	Vérification
8.9.10.11 ^{eme}	65.28	0.60	5	CV	2.324	8.4	CV
3.4.5.6.7 ^{eme}	50.97	0.47	5	CV	1.75	8.4	CV
RDC. 1 ^{er} .2 ^{eme}	104.98	0.97	5	CV	2.705	8.4	CV

VI.3.5.2 Ferrailage des poutres secondaires

Tableau VI-10 : Sollicitations dans les poutres secondaires

Etage	Combinaisons	Moment max (KN.m)		As calculé	
		Appuis	Travée	Appuis	Travée
8,9,10,11 ^{eme}	1.35G+1.5Q	-63.01	43.39	5,14	3,42
	G+Q	-46.05	31.72	3,65	2,46
	G+0.3Q±E_x±0.3E_y	-109.29	89.09	9,83	7,65
	G+0.3Q±0.3E _x ±E _y	-55.09	43.25	4,43	3,41
3,4,5,6,7 ^{eme}	1.35G+1.5Q	-57.37	39.99	4,63	3,14
	G+Q	-41.61	29.00	3,27	2,24
	G+0.3Q±E_x±0.3E_y	-112.85	97.37	10,24	8,51
	G+0.3Q±0.3E _x ±E _y	-54.05	41.68	4,34	3,28
RDC, 1 ^{er} ,2 ^{eme}	1.35G+1.5Q	-69.32	54.99	5,72	4,42
	G+Q	-49.12	39.13	3,91	3,07
	G+0.3Q±E_x±0.3E_y	-65.83	64.17	5,4	5,25
	G+0.3Q±0.3E _x ±E _y	-40.02	33.11	3,14	2,57

Tableau VI-11 : ferrailage longitudinale et transversale des poutres secondaires

Etage		Ferrailage longitudinale					Ferrailage transversale		
		A _{min} (cm ²)	As calculé (cm ²)	Choix des armatures	As adopté (cm ²)	L _r (m)	φ _t (mm)	S (mm)	s' (mm)
8,9,10,11 ^{eme}	Travée	6	7,65	6 HA 14	9.24	0.84	8	10	20
	Appuis		9,83	3 HA 14 FIL 3 HA 16 RNF	10.65	0.84	8	10	20
3,4,5,6,7 ^{eme}	Travée		8,51	6 HA 14	9.24	0.84	8	10	20
	Appuis		10,24	3 HA 14 FIL 3 H1 16 RNF	10.65	0.84	8	10	20
RDC, 1 ^{er} ,2 ^{eme}	Travée		5,25	6 HA 14	9.24	0.72	8	10	20
	Appuis		5,4	6 HA 14	9.24	0.72	8	10	20

Tableau VI-12 : vérifications des poutres secondaires

Etage	V à l'ELU (KN)	τ (MPa)	τ _{adm} (MPa)	Vérification	flèche calculé (mm)	flèche admissible (mm)	Vérification
8.9.10.11 ^{eme}	88.21	1.31	5	CV	5,45	7,2	CV
3.4.5.6.7 ^{eme}	82.46	1.22	5	CV	4,90	7,2	CV
RDC. 1 ^{er} .2 ^{eme}	124.00	1.84	5	CV	7	7,2	CV

VI.4.CALCUL DES VOILES DE CONTREVENTEMENT :

Le voile est soumis à des forces verticales et des forces horizontales dues à l'action sismique le voile est donc sollicité par :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Un effort normal résultant de la combinaison des charges permanentes, des charges d'exploitation et de la charge sismique.

Donc les voiles de contreventement et les trumeaux seront calculer en flexion composée avec l'effort tranchant. L'effort normal de compression de calcul dans les deux directions horizontale tout en respectant les prescriptions fixées par l'article 7.7.4 et 7.7.1 du RPA 2024

VI.4.1.Combinaison de charges :

$$\text{Combinaison accidentelles : } \begin{cases} G + 0.3 Q \pm Ex \pm 0.3Ey \\ G + 0.3 Q \pm 0.3 Ex \pm Ey \end{cases}$$

VI.4.2.Ferraillage des voiles de contreventement :

➤ Ferraillage des éléments de rive :

Conformément à l'article 7.7.4 du RPA2024 :

- Le béton situe aux extrémités des voiles (éléments de rive) est confine sur une longueur l_c mesurée à partir du bord du voile jusqu'au point correspondant à une déformation critique du béton prise égale à $\xi_{cu} = 0.35\%$ (voir figure VI.3)
- Le pourcentage des armatures longitudinales dans les éléments de rive doit rester au moins égal à 0.5% de la surface de la zone confinée
- Les armatures verticales des éléments de rive devraient être confinées avec des cadres et/ou des étriers horizontaux dont l'espacement vertical doit satisfaire la condition suivante:

$$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{b_0}{3}; 12.5 \text{ cm}; 6\phi l \right) \text{ avec } \phi l \geq 12\text{mm} \quad (\text{VI} - 8)$$

- La section des armatures de confinement dans les éléments de rive. (A_t) mesurée dans le sens parallèle à l'épaisseur du voile doit être présente sur la hauteur (h_{cr}) et doit satisfaire les conditions :

$$A_t \geq 0.09b_0 \frac{f_{c28}}{f_e} \quad \text{et} \quad A_t \geq 0.3 \cdot b_0 \cdot \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_{c28}}{f_e} \quad (\text{VI} - 9)$$

Où : b_0 représente la largeur du noyau confinée de l'élément de rive.

$\frac{A_g}{A_c}$: c'est le rapport de la surface total de l'élément de rive sur sa surface confinée.

- Respecter la condition de ductilité locale (voir Article 7.7.5)

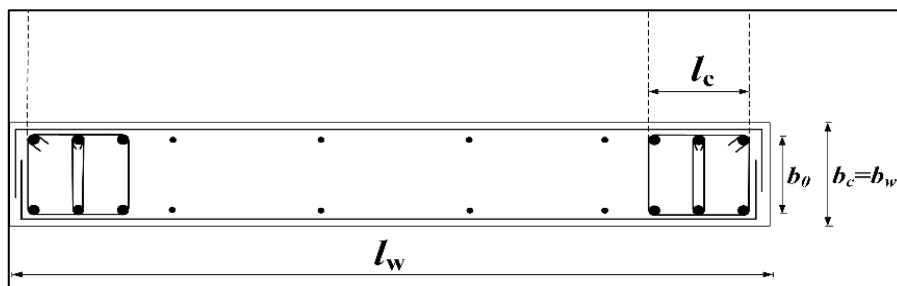


Figure VI.3 : Elément de rive pour les voiles

➤ **Ferraillage de l'âme :**

Conformément à l'article 7.7.4 du RPA2024 :

- Le diamètre des aciers verticaux ϕ^{\max} doit respecter la condition : $8mm \leq \phi^{\max} \leq \frac{b\omega}{8}$.
- L'espacement des armatures d'âme ne doit pas être supérieur à 250mm ou 25fois ϕ
- Le ferraillage horizontal. (Résistance a l'effort tranchant) soit satisfaire :

$$A_h \geq \frac{\bar{V} \cdot s}{z \cdot f_e} \quad (\text{VI} - 10)$$

Avec \bar{V} : l'effort tranchant de calcul. $\bar{V}=1.5v_u$; z : la distance entre le centre de gravité des armatures des deux extrémités confinées.

VI.4.3. Vérifications spécifiques au ferraillage des voiles :

Selon l'article 7.7.2 de RPA 2024

➤ **Vérifications des sollicitations normales**

Dans le but d'éviter le risque de rupture fragile sous les sollicitations du séisme en flexion composée sous combinaisons sismiques la condition suivante doit être vérifiée :

$$v_d = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.40 \quad (\text{VI} - 11)$$

➤ **Vérifications des contraintes limites de cisaillement**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon l'équations suivantes :

$$\tau_b \leq 0.2f_{c28} \quad \text{ou} \quad \tau_b = \frac{\bar{V}}{b_w \cdot d} \quad (\text{VI} - 12)$$

Avec : $\bar{V}=1.4v_u$; b_w : épaisseur du linteau ou du voile ; d : Hauteur utile avec $d = 0.9h$: h : hauteur totale de la section brute

VI.4.4. Exemple de calcul:

On prendra un exemple de ferraillage du voile V_{x3} (voir figure III.11)

➤ **Ferraillage des éléments de rive :**

L'élément de rive du voile V_{x3} est de dimension 50 x 50 (voir chapitre III § III.2.6)

- **La section d'armature longitudinale A_s**

$$\left. \begin{array}{l} N_u = 893.94 \text{ KN} \\ M_u = 3412.18 \text{ KN} \end{array} \right\} \text{ Donc: } A_s = 22.12 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\min} = 0.5\% \cdot 0.5 \cdot 0.5 = 12.5 \text{ cm}^2$$

Alors le choix d'armature est : 4 HA 20 + 8 HA 16 la section d'armature longitudinale adopter est 28.65cm^2

- **L'armature verticale :**

$$S_T \leq \text{Min} \left(\frac{45}{3}; 12.5 \text{ cm}; 6 * 1.6 \right) = 10\text{cm}$$

On prend $S_t=10\text{cm}$

- **La section d'armature confiné A_t**

$$A_t \geq 2.43\text{cm}^2 \quad \text{et} \quad A_t \geq 1.9 \text{ cm}^2 \quad \text{voir loi (VI} - 9)$$

Donc : $A_t \geq 2.43\text{cm}^2$ alors le choix se porte sur des armatures de diamètre $\phi_t=8\text{mm}$

➤ **Ferraillage de l'âme du voile :**

- **Acier verticaux :**

On trouve $8mm \leq \phi^{max} \leq 22.5 cm$ donc

On prend $\phi=10mm$

L'espacement entre les armatures verticale est de $S_t \leq \text{Min}(250 mm ; 25 * 10mm)$

Donc $S_t = 15mm$

- **Acier horizontaux :** Selon la loi (VI – 10) on trouve $A_h=0.72 cm^2$

➤ **Vérifications des sollicitation normales** (voir loi (VI – 11))

$$v_d = \frac{893.94 \cdot 10^{-3}}{0.5 \cdot 0.5 \cdot 30} = 0.12 \leq 0.40 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérifications des contraintes limites de cisaillement** (voir loi (VI – 12))

$$\tau_b = \frac{1.4 \cdot 213.55}{0.18 \cdot 1.5} = 2.5 \text{ MPa} < 6 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

VI.4.5. Détails de ferraillage

VI.4.5.1 Ferraillage des voiles des étages inférieurs

Étant donné que les voiles de la structure sont considérés comme élancés ($\frac{hw}{lw} > 2.0$) conformément aux exigences de l'article 7.7.4 du RPA 2024, le diagramme du moment fléchissant de calcul en fonction de la hauteur est défini par une enveloppe linéaire du diagramme de moment fléchissant obtenu par le modèle de calcul (ETABS), et déplacé verticalement d'une distance égale à la hauteur h_{cr} correspondant à la zone critique du voile.

Les tableaux en Annexe A6 représentent :

- Les valeurs numériques des moments fléchissant pour chaque niveau, issues de l'analyse structurelle réalisée sur ETABS.
- Les valeurs des moments de calcul translatsés d'une hauteur h_{cr} soit les moments de calcul

Les moments ont été extraits sous les combinaisons de charges appropriées :

- $G + 0.3 Q + \pm Ex \pm 0.3Ey$
- $G + 0.3 Q \pm 0.3 Ex \pm Ey$

Les graphs associés aux tableaux représentent l'enveloppe linéaire des moments de calcul pour chaque voile de la structure.

➤ **Ferraillage des éléments de rive :**

Le ferraillage des éléments de rive des étages inférieurs, à savoir le rez-de-chaussée, le premier et le deuxième étage, est présenté dans le tableau VI-13 ainsi que dans Annexe A6, pour les plans correspondants.

Tableau VI-13 : Ferrailage longitudinales des élément de rive des voiles (les étages inférieurs)

Etage	Voiles	Dimensions (m)		N _u (KN)	M _u (KN)	As Calculé (cm ²)	Choix des barres	As adopté (cm ²)
RDC 1 ^{er} étage Et 2 ^{eme} étage	V _{x1}	4.30	0.50	2282.83	14513.16	56.12	8HA25 + 6HA20	58.12
	V _{x2}	4.30	0.50	2279.28	14512.88	56.15	8HA25 + 6HA20	58.12
	V _{x3}	2.50	0.50	893.94	3412.18	22.12	4HA20 + 6HA16	24.63
	V _{x4}	2.50	0.50	935.02	3520.19	22.75	4HA20 + 6HA16	24.63
	V _{x5}	4.30	0.50	1714.94	15074.84	65.02	14HA25	68.72
	V _{x6}	4.30	0.50	1709.65	15069.95	65.04	14HA25	68.72
	V _{y1}	4.40	0.50	3553,82	16263,5	51,74	8 HA25 + 4 HA20	51.84
	V _{y2}	4.40	0.50	3848,28	16257,59	49,06	12 HA25	58.90
	V _{y3}	2.50	0.50	3087,65	3827,38	23.48	4HA20 + 6HA16	24.63
	V _{y4}	2.50	0.50	168.05	3810.46	33.46	10 HA 25	49.09
	V _{y5}	2.50	0.50	164.34	3814.14	33.54	4HA25 + 6HA20	38.48
	V _{y6}	2.50	0.50	1217.49	3897.80	23.59	6HA20 + 6HA16	30.91
	V _{y7}	4.40	0.50	3588,19	16449,87	52,67	8 HA25 + 6HA20	58.12
	V _{y8}	4.40	0.50	3870,74	16292,01	49,05	14 HA 25	68.72

➤ Ferrailage de l'âme du voile :

On généralise pour tous les voiles on prend $\varnothing=10\text{mm}$ pour les aciers longitudinales et transversales avec un espacement de 15cm

Tableau VI-14 Vérification des voiles de contreventement pour les étages inférieurs

Voiles	L'effort tranchant (KN)	Vérifications normales		Vérifications tangentes	
		v_d	Vérifications	τ_b	Vérifications
V _{x1}	859.25	0.22	CV	2.48	CV
V _{x2}	859.41	0.22	CV	2.48	CV
V _{x3}	213.55	0.12	CV	1.23	CV
V _{x4}	342.44	0.09	CV	0.99	CV
V _{x5}	824.04	0.16	CV	2.37	CV
V _{x6}	825.95	0.16	CV	2.38	CV
V _{y1}	1226.24	0.09	CV	3.53	CV
V _{y2}	1222.59	0.02	CV	3.52	CV
V _{y3}	429.16	0.16	CV	2.47	CV
V _{y4}	421.92	0.02	CV	2.43	CV
V _{y5}	421.53	0.02	CV	2.43	CV
V _{y6}	428.66	0.16	CV	2.47	CV
V _{y7}	1262.63	0.09	CV	3.64	CV
V _{y8}	1223.01	0.02	CV	3.52	CV

VI.4.5.2 Ferrailage des voiles des étages supérieurs

Un ferrailage identique est adopté pour les voiles des étages allant du 4^{ème} au 7^{ème} étage, ainsi que pour ceux allant du 8^{ème} au 11^{ème} étage, tout en appliquant une dégressivité des armatures en fonction de la hauteur de la structure. Le détail du ferrailage correspondant est présenté dans le tableau VI-15 et le tableau VI-17, et les plans de ferrailage associés en Annexe A6

Tableau VI-15 Ferrailage longitudinales des élément de rive des voiles 3eme au 7eme étage

Etage	Voiles	Dimensions (m)		N _U (KN)	M _u (KN)	As Calculé (cm ²)	Choix des barres	As adopté (cm ²)
Du 3 ^{ème} au 7 ^{ème} étage	V _{x1}	4.10	0.50	1224.73	13374.69	64,02	14 HA 25	68.72
	V _{x2}	4.10	0.50	1222.04	13374.30	64,05	14 HA 25	68.72
	V _{x3}	2.00	0.50	546.66	3154.60	31,38	10 HA 20	31.42
	V _{x4}	2.00	0.50	553.33	3154.32	31,07	10 HA 20	31.42
	V _{x5}	4.10	0.50	975.82	13620.29	68	14 HA 25	68.72
	V _{x6}	4.10	0.50	973.36	13620.81	68	14 HA 25	68.72
	V _{y1}	4.20	0.50	2385.25	15010.80	60,4	12 HA 25	58.90
	V _{y2}	4.20	0.50	2617.59	14993.66	58,05	12 HA 25	58.90
	V _{y3}	2.00	0.50	1905.19	3540.90	23,23	4HA20 + 6HA16	24.63
	V _{y4}	2.00	0.50	27.14	3520.37	41,15	10 HA 25	49.09
	V _{y5}	2.00	0.50	30.39	3523.90	41,16	10 HA 25	49.09
	V _{y6}	2.00	0.50	881.74	3603.61	33,8	12 HA 20	37.70
	V _{y7}	4.20	0.50	2400.32	15182.45	61,31	14 HA 25	58.12
V _{y8}	4.20	0.50	2634.00	15063.13	58,32	14 HA 25	68.72	

➤ **Vérifications des sollicitation normales et tangente**

Tableau VI-16 Vérification des voiles de contreventement 3eme au 7eme étage

Voiles	L'effort tranchant (KN)	Vérifications normales		Vérifications tangentes	
		v_d	Vérifications	τ_b	Vérifications
V _{x1}	571.57	0.15	CV	1.65	CV
V _{x2}	569.08	0.13	CV	1.64	CV
V _{x3}	236.58	0.08	CV	1.36	CV
V _{x4}	474.26	0.06	CV	1.37	CV
V _{x5}	803.60	0.10	CV	2.31	CV
V _{x6}	833.10	0.10	CV	2.40	CV
V _{y1}	1063.75	0.05	CV	3.06	CV
V _{y2}	1005.59	0.01	CV	2.90	CV
V _{y3}	211.33	0.09	CV	1.22	CV
V _{y4}	241.93	0.00	CV	1.39	CV
V _{y5}	242.34	0.00	CV	1.40	CV
V _{y6}	212.37	0.09	CV	1.22	CV
V _{y7}	1070.33	0.05	CV	3.08	CV
V _{y8}	1012.48	0.01	CV	2.92	CV

Tableau VI-17 Ferrailage longitudinales des éléments de rive des voiles 8eme au 11eme étage

Etage	Voiles	Dimensions (m)		N _u (KN)	M _u (KN)	A _s Calculé (cm ²)	Choix des barres	A _s adopté (cm ²)
Du 8 ^{eme} au 11 ^{eme} étage	V _{x1}	4.00	0.40	435.08	7682.33	40,19	14 HA 20	43.98
	V _{x2}	4.00	0.40	434.36	7681.38	40,19	14 HA 20	43.98
	V _{x3}	1.90	0.40	397.85	1866.69	18,79	10 HA 16	20.11
	V _{x4}	1.90	0.40	381.27	1924.98	19,72	10 HA 16	20.11
	V _{x5}	4.00	0.40	370.72	7937.54	42,03	14 HA 20	43.98
	V _{x6}	4.00	0.40	370.71	7869.71	41,62	14 HA 20	43.98
	V _{y1}	4.10	0.40	830.90	8746.02	40,88	12 HA 25	58.90
	V _{y2}	4.10	0.40	885.54	8673.99	39,89	12 HA 25	58.90
	V _{y3}	1.90	0.40	609.19	2108.51	19,82	10 HA 16	20.11
	V _{y4}	1.90	0.40	81.48	2069.91	24,67	10 HA 20	31.42
	V _{y5}	1.90	0.40	79.72	2072.67	24,73	10 HA 20	31.42
	V _{y6}	1.90	0.40	463.55	2132.66	21,61	12 HA 16	24.13
	V _{y7}	4.10	0.40	836.49	8845.37	41,42	14 HA 20	43.98
	V _{y8}	4.10	0.40	892.25	8715.02	40,07	14 HA 20	43.98

➤ Vérifications des sollicitation normales et tangente

Tableau VI-18 Vérification des voiles de contreventement 8eme au 11eme étage

Voiles	L'effort tranchant (KN)	Vérifications normales		Vérifications tangentes	
		v_d	Vérifications	τ_b	Vérifications
V _{x1}	188.22	0.15	CV	0.54	CV
V _{x2}	189.18	0.13	CV	0.54	CV
V _{x3}	124.72	0.08	CV	0.72	CV
V _{x4}	180.67	0.06	CV	0.52	CV
V _{x5}	223.84	0.10	CV	0.64	CV
V _{x6}	263.18	0.10	CV	0.76	CV
V _{y1}	370.49	0.05	CV	1.07	CV
V _{y2}	302.92	0.01	CV	0.87	CV
V _{y3}	136.27	0.09	CV	0.79	CV
V _{y4}	117.89	0.00	CV	0.68	CV
V _{y5}	118.06	0.00	CV	0.68	CV
V _{y6}	154.82	0.09	CV	0.89	CV
V _{y7}	374.45	0.05	CV	1.08	CV
V _{y8}	306.46	0.01	CV	0.88	CV

VI.4.7.Vérification de la ductilité locale

Selon l'Article 7.7.5 du RPA 2024, pour les voiles de section rectangulaire, le rapport mécanique en volume des armatures de confinement requises ω_{wd} dans les éléments de rive doit respecter la condition que nous citons ci-après. Cela signifie que l'on doit assurer un niveau minimal de confinement dans ces zones.

On s'intéresse au voile le plus sollicités suivant X-X, le voile V_{x5} et On calcul alors tous les coefficient nécessaire (voir RPA2024)

- **Le rapport mécanique en volume d'armatures de confinement requises :**

$$\omega_{wd} = \frac{v_{\text{armatures de confinement}}}{v_{\text{du noyau en béton}}} \times \frac{f_{yd}}{f_{Cd}} = \frac{v_{\text{armatures de confinement}}}{v_{\text{du noyau en béton}}} \times \frac{f_e}{f_{c28}} \times \frac{\gamma_b}{\gamma_s} \quad (\text{VI} - 13)$$

On calcul les volumes pour la hauteur critique $h_{cr} = 6.35\text{cm}$

$$\omega_{wd} = \frac{0.04363}{1.65} \cdot \frac{500}{30} \times \frac{1.2}{1} = \mathbf{0.53}$$

- **La valeur de la déformation à la limite élastique de l'acier :**

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_e}{E_s} \quad (\text{VI} - 14)$$

$$\varepsilon_{sy} = \frac{500}{200000} = \mathbf{2,5 \cdot 10^{-3}}$$

- **Pourcentage normalisé des armatures verticales d'âmes**

$$\omega_v = \frac{A_{sv}}{(l_w \cdot 2l_c) \times b_w} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{Cd}} \quad (\text{VI} - 15)$$

$$\omega_v = \frac{15,71}{(430 \cdot 2.50) \times 70} \cdot \frac{500}{30} \times \frac{1.2}{1} = \mathbf{0.014}$$

- **Le coefficient d'efficacité du confinement**

$$\begin{cases} \alpha_n = 1 - \sum_n \left(\frac{b_i^2}{6b_0 h_0} \right) \\ \alpha_s = \left(1 - \left(\frac{t}{2b_0} \right) \right) \left(1 - \left(\frac{t}{2h_0} \right) \right) \end{cases} \quad (\text{VI} - 16)$$

Avec : $n = 14$ barres, $b_i = 10\text{cm}$, $t = 5\text{cm}$, $b_0 = 44\text{cm}$, $h_0 = 64\text{cm}$

$$\text{Donc : } \begin{cases} \alpha_n = 1 - \left(14 \cdot \left(\frac{10^2}{6 \cdot 64 \cdot 44} \right) \right) = \mathbf{0.97} \\ \alpha_s = \left(1 - \left(\frac{5}{2 \cdot 64} \right) \right) \left(1 - \left(\frac{5}{2 \cdot 44} \right) \right) = \mathbf{0.91} \end{cases}$$

- **Calcul du moment résistant M_{RD} à partir d'ETABS**

Nous avons : $M_{ED} = 15074.84$ et $M_{RD} = 17867 \text{ KN.m.}$ (Voir figure VI.4) et $N = 1714.94 \text{ KN.}$

$$T_0 = 0.94 \text{ s}, T_2 = 0.6 \text{ s}, R = 4.5, Q = 1.05.$$

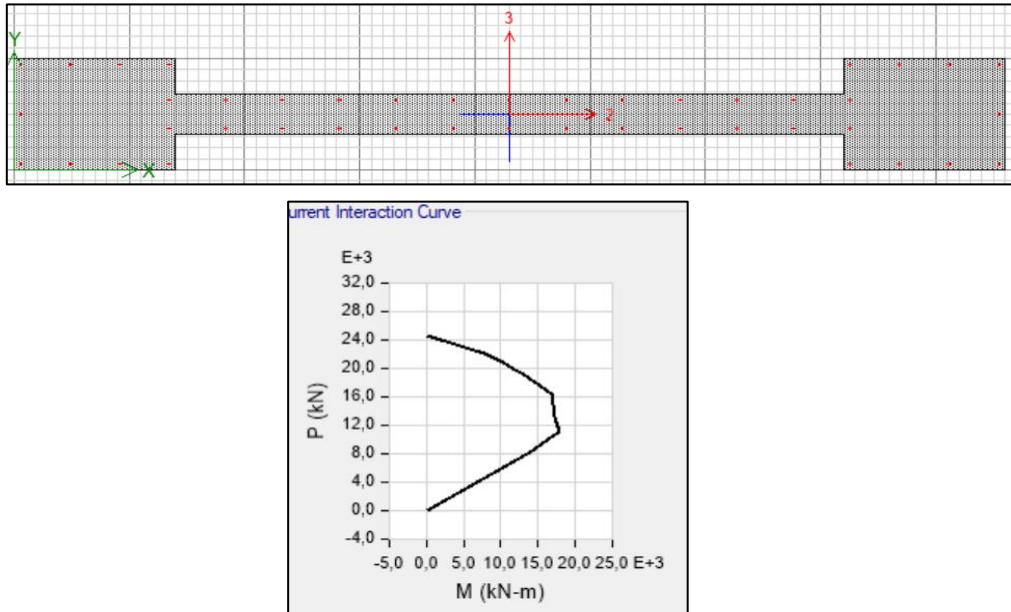


Figure VI.4 Courbe d'interaction (Mrd)

- **Le coefficient de ductilité en corbure**

$$\mu_{\phi} = \begin{cases} 2 \cdot \left(\frac{R}{Q_F} \times \frac{M_{ED}}{M_{RD}} \right) - 1 & \text{si } T_0 \geq T_2 \\ 1 + 2 \left(\left(\frac{R}{Q_F} \times \frac{M_{ED}}{M_{RD}} \right) - 1 \right) \frac{T_2}{T_0} & \text{si } T_0 < T_2 \end{cases} \quad (\text{VI} - 17)$$

Alors: $\mu_{\phi} = 2 \left(\frac{4.5}{1.05} \times \frac{15074.84}{17867} \right) - 1 = 6.23$

- **La position de l'axe neutre**

$$x_u = (v_d + \omega_v) \cdot \frac{l_w b_c}{b_0} = 0.20\text{m} = 20\text{cm}$$

- **Le raccourcissement limite**

$$\varepsilon_{cu,c} = 0,0035 + 0,1\alpha w_{wd} = 0.05332$$

Après avoir définis tous les paramètres précédents on obtient la longueur confinée de calcul :

$$l_{c,calcul} = x_u \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu,c}} \right) = 18,69 \text{ cm}$$

La longueur initiale de la zone de confinement $L_c = 70\text{cm}$ est donc suffisante.

VI.4.8. Vérification de glissement du voiles

Les aciers de couture sont des barres ancrées transversalement au joint de reprise de coulage (entre deux étage successive) alors l'effort tranchant doit être pris par ces aciers de couture dont la section doit être calculé avec la formule 7.40 de RPA 2024 :

$$A_{v_j} = 1,1 \cdot \left(\frac{\bar{v}}{f_e} \right) \quad (\text{VI} - 18)$$

On propose un exemple de vérification pour le voile V_{y7} :

$$A_{v_j} = 1,1 \cdot \left(\frac{1.4 * 1262.63}{500000} \right) = 3.88 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2 = 39 \text{ cm}^2$$

Donc les aciers de couture ont une section de **19.12 cm²** (l'écart), et construite d'armature de diamètre de 10mm minimum et un ancrage de $50 \phi_1$

VI.5.CONCLUSION

Ce chapitre nous a permis de procéder au calcul du ferrailage des principaux éléments structuraux du bâtiment, à savoir les poteaux, les poutres et les voiles de contreventement. L'ensemble des vérifications menées selon les exigences du RPA 2024 et du BAEL 99 ont démontré que tous nos éléments respectent les conditions de résistance et de stabilité en situation de séisme

PARTIE II
CALCUL DE L'INFRASTRUCTURE

CHAPITRE VII
ETUDE GEOTECHNIQUE
ET
FONDATIONS

VII.1.INTRODUCTION

L'étude géotechnique et le calcul des fondations constituent des phases indispensables dans la conception et la réalisation de toute construction. La première permet d'analyser les caractéristiques du sol, en identifiant ses propriétés mécaniques et sa capacité portante, afin d'évaluer son comportement face aux sollicitations structurelles. Ce chapitre regroupe ainsi ces deux aspects complémentaires, en s'appuyant sur les investigations géotechniques réalisées et en proposant un dimensionnement adapté des fondations selon le nouveau document technique réglementaire DTR-BC 2.33 relatif aux règles de conception et de calcul des fondations et des soutènements.

VII.2.ETUDE 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 tels que les sondages carottés, les essais SPT et 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.

VII.2.1. Situation géographique



Figure VII.1 : Localisation du projet

Le terrain étudié est situé dans la commune de Bir Mourad Rais wilaya d'Alger, Il se caractérise par une morphologie accidentée en pente.

VII.2.2.Compagne de reconnaissance géotechnique

Dans le cadre de l'étude géotechnique, le programme de prospection réalisé comporte :

- Cinq 05 sondages carottés numérotés SC-01 à SC-05, arrêtés à 30 mètres de profondeur dont deux (02) sous la structure projetée, afin de prélever des échantillons intacts et paraffinés pour analyse au laboratoire.
- Les sondages carottés sont accompagnés d'essai SPT (Standard Pénétration Test).
- Quatre (04) essais pressiométriques.
- Pose d'un (01) piézomètre au niveau du sondage N°01.

VII.2.3. Essai in-situ :

VII.2.3.1 Sondages carottés :

Il s'agit d'une reconnaissance profonde, qui consiste à réaliser un trou dans le sol au moyen d'un outil d'attaque fixé à un train de tiges. Ces forages servent au prélèvement d'échantillons intacts et remaniés à travers les couches traversées du terrain. Ces derniers serviront par la suite aussi à la détermination en laboratoire des caractéristique physico-mécanique et chimiques.

La réalisation des sondages carottés nous a permis de mettre en évidence, de haute en bas la succession lithologique pour chaque carotte ci-dessous :

- **Sondages carottés (SC-01/ SC-04/ SC-05)**

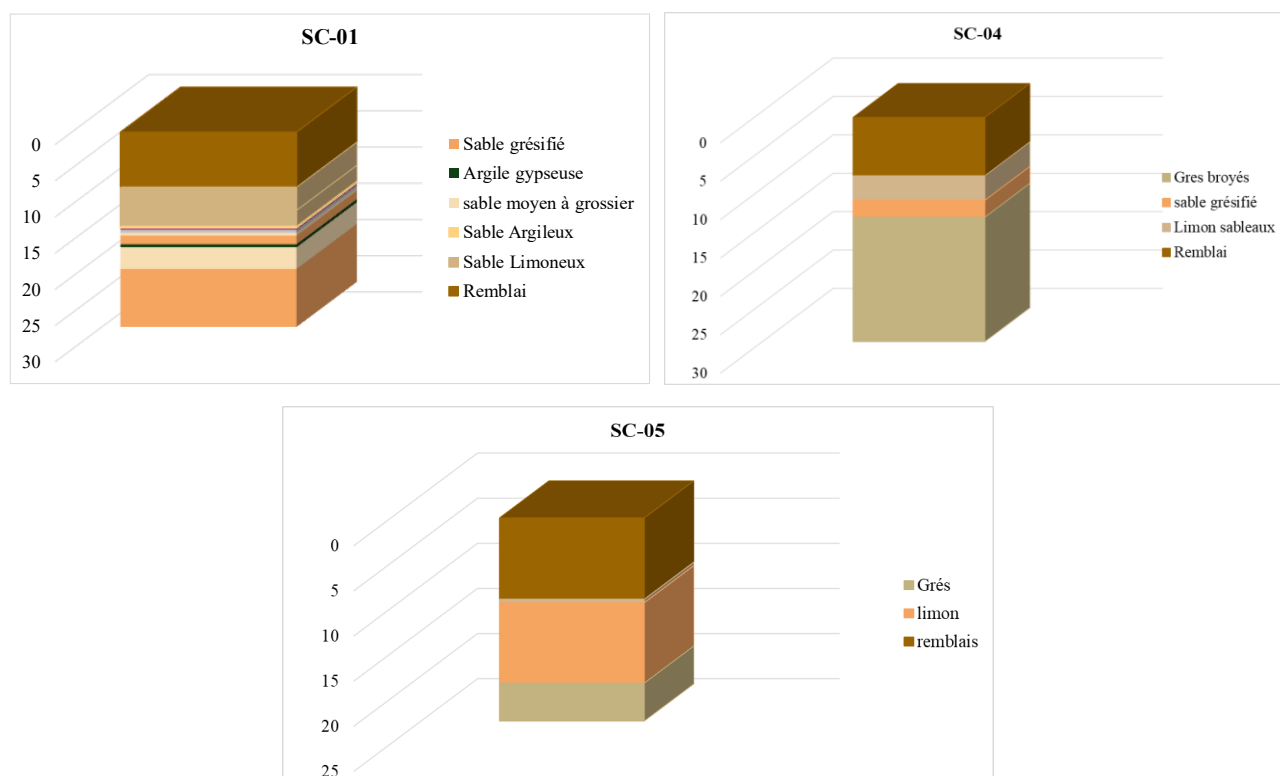


Figure VII.2 : lithologie des sondages carottés SC-01, SC-04, SC-05

- **Sondages carottés (SC-02/ SC-03):** ce sont des sondages destructifs avec essais SPT

VII.2.3.2 Essai de pénétrations au carottier SPT (Standart Pentaraion Test) NFP 94-116

En anglais 'Standard Penetration Test (SPT)' est un essai d'investigation simple et rapide. Son domaine d'application est limité aux sols fins ou grenus dont la taille n'excède pas 20 cm. Cet essai consiste à battre le sol, ou fond d'un forage, un carottier de caractéristiques et dimensions définies. Après avoir réalisé le forage maintenu par une boue ou par un tubage, le carottier y est descendu puis battu en trois étapes. Le nombre de coups de mouton N_i , nécessaires à chaque enfouissement de 15 cm est relevé, soit :

- N_0 : Enfouissement d'amorçage de 0 à 15 cm.
- N_1 : Premier, enfouissement d'essai de 15 à 30 cm.
- N_2 : Deuxième enfouissement d'essai de 30 à 45 cm.

Lorsqu'un nombre de coups à 50 ne permet pas d'obtenir un enfouissement de 15 cm, l'essai est arrêté et l'enfouissement correspondant est noté:

Tableau VII-1 : Compacité du sable

Valeurs de N (SPT)	Compacité de sable
<4	Très peu compact
4-10	Peu compact
10-30	Moyennement compact
30-50	Compact
>50	Très compact

Nous avons exploité les résultats selon la méthode de TERZAGUI et MEYERHOFF Le traitement des résultats est donné ci-après :

- N_1 : Nombre de coups de la première couche n'est pas pris en considération car il correspond à la couche remanié du sol.
- N_2 : Nombre de coups de la deuxième couche.
- N_3 : Nombre de coups de la troisième couche.
- N : Nombre de coups exact mesuré par l'essai SPT.

Pour les valeurs brutes obtenues N_1 , N_2 et N_3 de l'essai SPT réalisé , seules les valeurs N_2 et N_3 seront prises en considération , car la valeur N_1 correspond à la partie remaniée du sol et donc à éliminer , ainsi la valeur de N que nous prendrons en considération sera $N = N_2 + N_3$. Le nombre N est appelé **Resistance à la pénétration**. Les SPT ont permis de mettre en évidence la compacité de ces formations qui s'avèrent compactes à très compactes (voir la figure VII.3), nous avons pour l'ensemble des essais un nombre de coups supérieur à 50, avec un refus précoce pour la plupart des cas.

Nous avons également enregistré des valeurs inférieures à 50 ($N=20$), qui attestent de la présence de quelques passages tendres

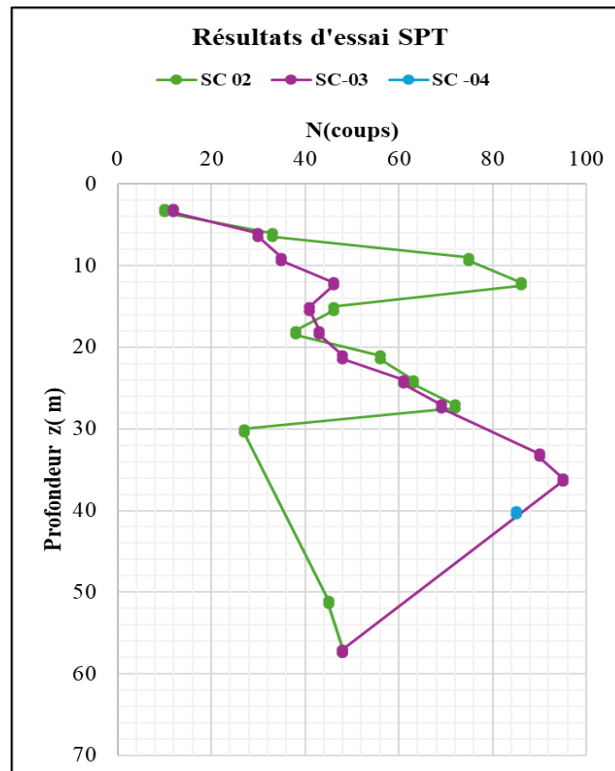


Figure VII.3 : Résultats d'essai SPT

VII.2.3.3 Essais pressiométriques

L'essai pressiométrique est un essai de chargement du sol in situ réalisé à pression contrôlée. Il consiste à injecter un fluide sous pression dans une sonde cylindrique dilatable radialement, placée dans un forage préalablement réalisé, afin de mesurer la réponse du sol à l'expansion de la sonde. Il est conçu pour évaluer à partir des diagrammes effort déformation les caractéristiques mécaniques du sol (évaluation de la pression limite de rupture PL en bars et du module de déformation E en bars) .

- **PI** : pression limite occasionnant un poinçonnement généralisé du sol .
- **E** : Module de déformation.

On peut identifier trois couches de sol comme suit :

- Couche (I): Sables limoneux.
- Couche (II): Sables grésifiés et grés
- Couche (III): Grés.

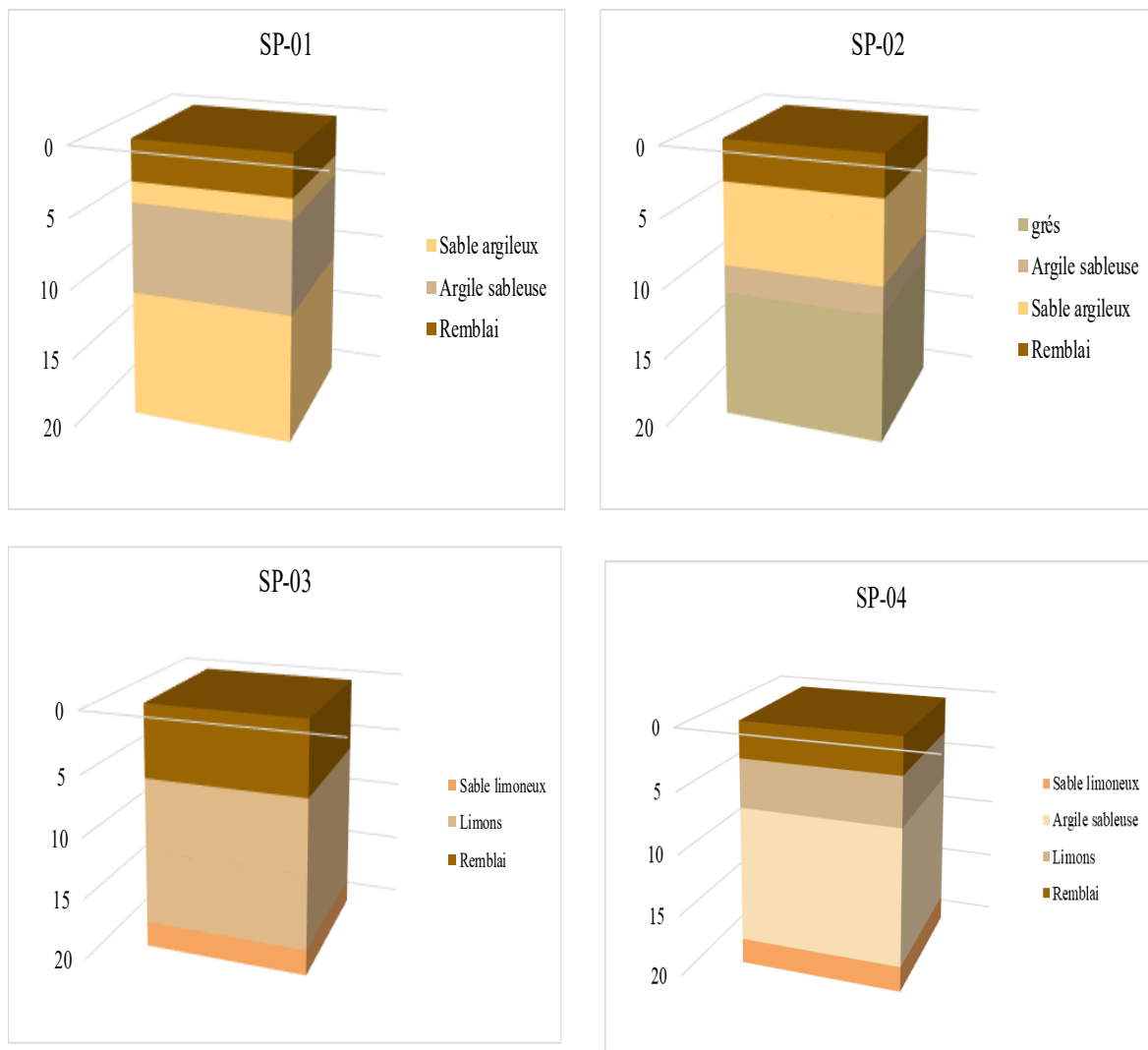


Figure VII.4 : Couche de sol des échantillons prélevés

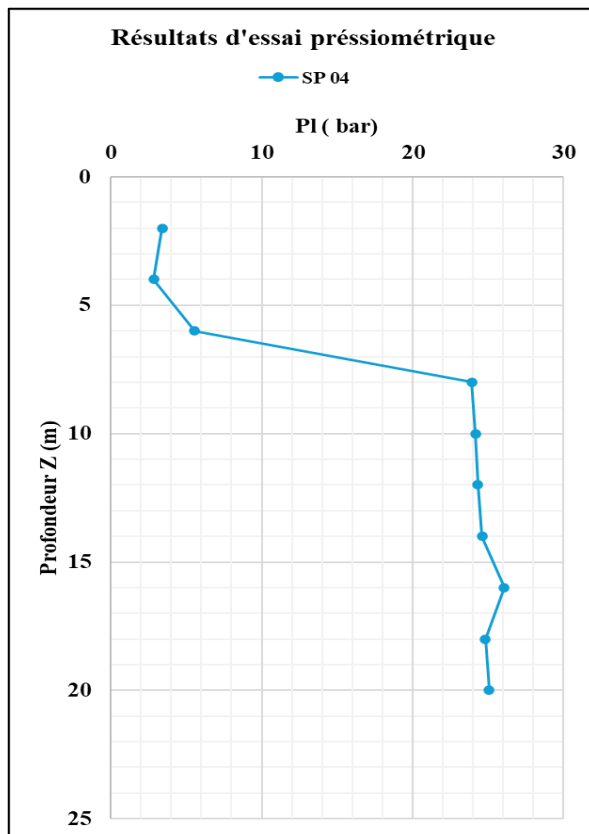
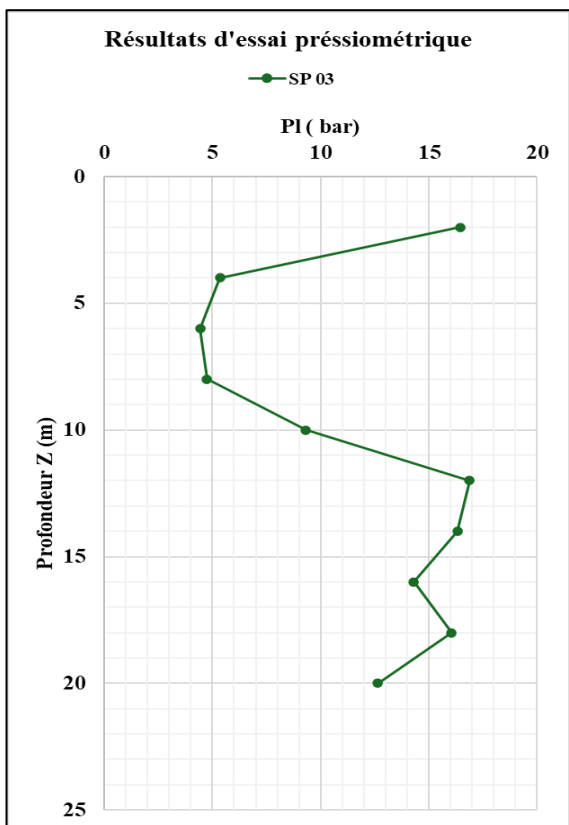
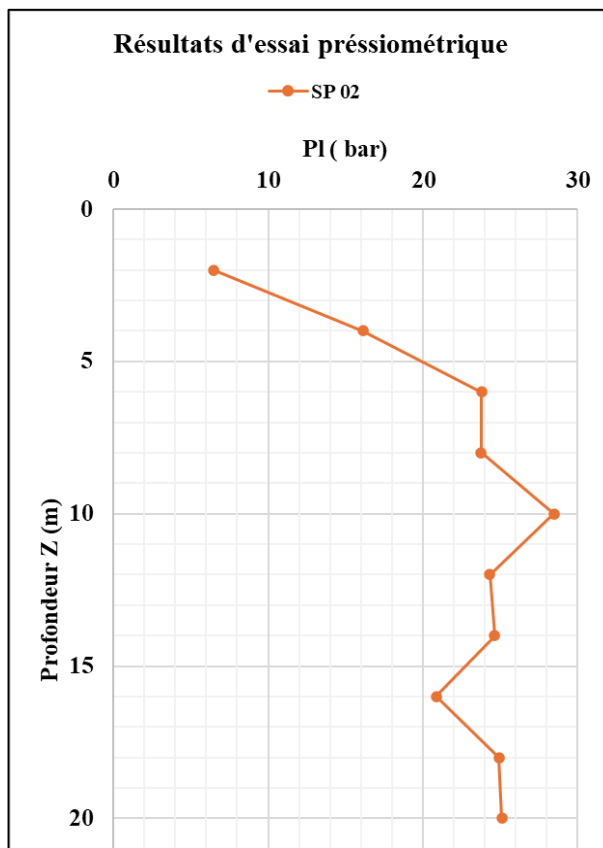
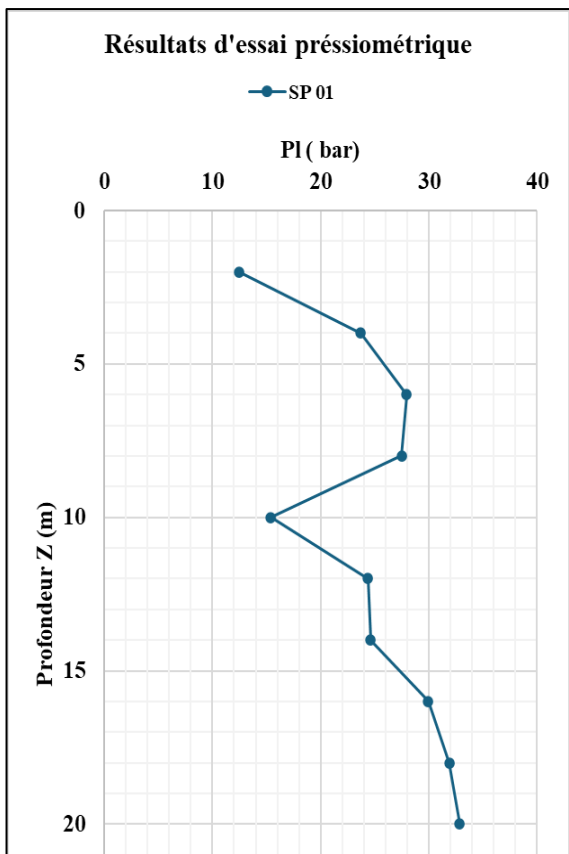


Figure VII.5 : les courbes pressiométriques

VII.2.4. Lectures piézométriques

La pose du piézomètre au niveau du sondage n°01 n'a pas révélé de présence d'eau au niveau de l'assiette du projet

VII.2.5. Essais aux laboratoires

Différents échantillons ont été prélevés à partir des sondages carottés et pressiométriques, sur ces échantillons nous avons effectué des essais au laboratoire:

- Des essais d'identification, afin de déterminer les caractéristiques physiques des sols
- Des essais mécaniques afin de prévoir le comportement d'un point de vue résistance et compressibilité de ces sols sous l'action de l'ouvrage.

VII.2.5.1 Essais physiques:

- **Humidité et teneur en eau**

Tableau VII-2 : teneur en eau

Sondage	Profondeur	$\omega(\%)$	$\gamma_h(t/m^3)$	$\gamma_d(t/m^3)$	$S_r(\%)$	Observations
SC01	1.30 à 1.45m	8.545	2.04	1.88	5.51	Sol légèrement humide
	2.20 à 2.30m	9.50	2.01	1.83	5.62	Sol légèrement humide
	4.00 à 4.40m	9.781	1.82	1.66	4.34	Sol légèrement humide
	6.00 à 6.40m	16.131	1.94	1.67	7.28	Sol légèrement humide
	10.00 à 10.70m	22.18	1.918	1.57	8.54	Sol légèrement humide
	21.00 à 21.30m	17.899	1.856	1.60	7.23	Sol légèrement humide

Avec ω : teneur en eau, γ_h : densité humide, γ_d : densité sèche , S_r degré de saturation

- **Granulométrie**

Tableau VII-3 : résultats granulométrique

Sondage	Profondeur (m)	% < 2 mm	% < 80 μ	Interprétation des résultats suivant la classification L.C.P.C
SC01	3.40-3.70	87.80	47.10	Sols grenus avec fines.
	6.00-6.40	92.30	67.70	Sol fin
	8.00-9.00	79.20	30.2	Sol grenus
	10.00-10.90	68.2	24.70	Sol grenus
	21.00-21.30	83.50	31.30	Sol grenus
SC04	8.00-10.00	97.50	69.00	Sol fin
SP01	9.00-12.00	99.00	73.80	Sol fin

	19.50-21.00	97.50	56.10	Sol fin
SP02	6.00- 9.00	95.90	65.70	Sol fin
	13.50-18.00	99.60	80.50	Sol fin
SP03	4.50- 6 00	95.87	51.91	Sol fin
	13.50-15.00	98.53	58.68	Sol fin
	18.00 -19.50	99.30	61.28	Sol fin
SP04	4.500- 6 00	97.60	45.80	Sol grenus
	16.00-18.00	96.71	64.86	Sol fin

- **Limites d'Atterberg**

Avec: L_L : Limite de liquidité, L_p : limite de plasticité, I_p : indice de plasticité

Tableau VII-4 : résultat de l'essai des limites d'Atterberg

Sondage N°	Profondeur (m)	L_L	L_p	I_p	Interprétation des résultats
SC01	3.00 - 3.40	23.73	15.47	8.26	Moyennement plastique
SC04	8.00 - 10.00	39.60	21.70	17.90	Plastique
SP01	11.50 12.50	23.87	13.97	9.90	Moyennement plastique
SP01	19.50 -21.50	27.38	15.43	11.95	Moyennement plastique
SP02	6.00 9.00	24.91	16.08	8.83	Moyennement plastique
SP02	13.50 - 18.00	25.03	14.78	10.25	Moyennement plastique
SP03	4.50-6.00	28.31	15.75	12.58	Moyennement plastique
SP03	13.5-15.00	25.98	16.16	9.82	Moyennement plastique
SP03	18.00-19.50	25.88	15.49	10.39	Moyennement plastique

VII.2.5.2 Essais mécaniques

- **Essais de cisaillement à la boîte de CASAGRANDE**

L'essai de cisaillement à court terme de type UU a donné les résultats donnés (tableau VII-5):

Tableau VII-5 : résultats de l'essai de cisaillement

Sondage N°	Profondeur (m)	Caractéristiques mécaniques			
		C	ϕ (°)	C_{moy}	ϕ_{moy} (°)
1	3.70 - 4.70	0.39	34.14	0.623	25
4	9.50 -10.80	0.81	20.37		
5	11.00 -12.00	0.67	20.1		

Avec : C : la cohésion (Kg /cm²), ϕ : Angle de frottement interne

VII.3. VERIFICATION DE LA CAPACITE PORTANTE DE LA FONDATION A PARTIR DES ESSAIS DE LABORATOIRES

Conformément à l'article 3.5.3.1 du DTR-BC 2.33 (voir Tableau n°1 Annexe A7), on se place au cas générale donc :

$$q_l = CN_c i_c S_c + q_0 N_q i_q S_q + 0,5 \gamma B' N_\gamma i_\gamma S_\gamma \quad (VII - 1)$$

- L = 30m, B = 21m
- $e_B = 6.5m, e_L = 6m$
- $A' = (B - 2e_B) (L - 2e_L) = (30 - 2 \times 6) (21 - 2 \times 6.5) = 144 \text{ m}^2$
- $C = 61.11 \text{ KN/m}^2$
- $q_0 = 18 \times 4 = 72 \text{ KPa}$
- V et H sont respectivement la valeur de calcul de l'effort normale parallèle au plan de la base de la fondation et vaut : $V = 62469,33 \text{ KN}$ $H = 7127.83 \text{ KN}$ à partir des chapitres VI.

	Surcharge	Cohésion	Surface
Portance	$N_q = 10.66$	$N_c = 20.72$	$N_\gamma = 9.01$
Inclinaison de la charge	$i_q = 0.86$	$i_c = 0.85$	$i_\gamma = 0.86$
Forme	$s_q = 1.19$	$s_c = 1.21$	$s_\gamma = 0.87$

Suivant l'équation (VII-1) :

$$q_l = 61.11 \times 20.72 \times 0.85 \times 1.21 + 72 \times 10.66 \times 0.86 \times 1.19 + 0,5 \times 18 \times 8 \times 9.01 \times 0.86 \times 0.87 = 2573.14 \text{ KN/m}^2 = \mathbf{25.73 \text{ bars}}$$

Conformément à l'article 3.5.2 du DTR-BC 2.33 une vérification de la capacité portante du terrain doit se faire, en comparant la pression verticale q transmise à la base de la fondation à la capacité portante du sol comme q_l suit :

$$q \leq \frac{1}{\gamma_R} (q_l - q_0) + q_0 \quad (VII - 2)$$

$$q = \frac{62469,33}{30 \times 21} = 99.15 \text{ KN/m}^2 = 0.99 \text{ bars}$$

$$\gamma_R = 2 \text{ (voir tableau 2-8 du DTR-BC 2.33)}$$

$$Q_{\text{admissible}} = \frac{1}{\gamma_R} (q_l - q_0) + q_0 = \frac{1}{2} (25.73 - 0.72) + 0.72 = 13.22 \text{ bars}$$

0.99 bars ≤ 13.22 bars.....**Condition vérifiée**

VII.4. VERIFICATION DE LA CAPACITE PORTANTE DE LA FONDATION A PARTIR DES ESSAIS IN-STU

VII.4.1. Essais pressiométriques

La contrainte de rupture du sol sous la base d'une fondation superficielle soumis à une charge verticale centrée à partir des résultats des essais pressiométrique est calculé comme suit:

$$q_l = k_p P_{l_e}^* i_\delta i_\beta + q_0 \quad (VII - 3)$$

Avec: $P_{l_e}^*$: pression limite nette équivalente.

q_0 : pression verticale des terres calculée au niveau des fondation $q_0 = 72 \text{ KPa}$

i_δ, i_β : sont respectivement le facteur de correction de la capacité portante nette en tannant compte de l'inclinaison de la charge et en tenant compte de la préséance d'un talus. Ils seront pris : $i_\delta = \frac{\pi}{4}$ et $i_\beta = 1$

L'encastrement D_e est calculé par la formule:

$$D_e = \frac{1}{p_{le}^*} \cdot \sum p_{lij}^* \Delta z_{ij} \quad (\text{VII} - 4)$$

La pression limite nette équivalent est calculé par la formule:

$$P_{le}^* = \sqrt[n]{P_{l1}^* P_{l2}^* \dots P_{ln}^*} \quad (\text{VII} - 5)$$

$$P_l^* = P_l(z) - P_0(z)$$

P_0 : Pression horizontale totale des terres au repos au moment de l'essai ($0.5 \times \sigma_{v0}$). σ_{v0} : la pression verticale des terres au niveau de la base de l'ouvrage ($\gamma \times D$).

Le facteur de portance dépendant de la nature du terrain est donné ci-dessous :

$$K_p = k_{po} + \left(a + b \cdot \frac{D_e}{B} \right) \cdot \left(1 - e^{-c \frac{D_e}{B}} \right) \quad (\text{VII} - 6)$$

Les coefficients a, b, c et k_{po} sont présente dans le tableau 3D.3 du DTR -BC 2.33 (voir tableaux n°2 Annexe A7). Le tableau VII-6 résume le calcul de la pression limite nette équivalente P_{le}^* , et la capacité portante q_l et le facteur de portance pressiométrique K_p

Tableau VII-6 : exemple de calcul de la capacité portante de l'essai pressiométrique SP04

SP04 (m)	P_L (bars)	P_0 (bars)	P_{ln}^* (bars)	P_{le}^* (bars)	De	a	0.30	K_p
2.00	3,42	0.36	16.07	3.41	7.30	b	0.50	1.20
4.00	2,84	0.36	4.98			c	2.00	
6.00	5,57	0.36	4.08			K_{p0}	1	
$q_l = 9.04 \text{ bars}$								

D'après l'équation (VII – 2). Les valeurs de la Contrainte admissible obtenues pour l'ensemble des pressiomètres réalisés sont présentées dans le tableau (tableau VII-7).

Tableau VII-7 : valeur de la contrainte admissible

	q_l (bars)	$Q_{admissible}$ (bars)	Q (bars)	Vérifications
SP 01	17.94	12.57	0.99	CV
SP 02	14.42	10.81		CV
SP 03	11.03	9.12		CV
SP 04	9.04	8.12		CV

VII.4.2. Essais de pénétration au carottier SPT

A partir du DTR BC 2.33 Article 3.5.3.2.

$$q_l = 31,42(N_{spt}^1)_{60} \left(C_{wq} \times \frac{D}{B} + C_{w\gamma} \right) B \tag{VII - 7}$$

$$c_N = 0,77 \log_{10} \left(\frac{2000}{\sigma_v'} \right) \quad \text{et} \quad c_{60} = \frac{ER(\%)}{60} \tag{VII - 8}$$

$$(N_{spt}^1)_{60} = C_N C_{60} N_{spt}^m \tag{VII - 9}$$

Sachant que :- $C_{wq}, C_{w\gamma}$ sont donnés en fonction du niveau de la nappe phréatique par rapport à la surface (Tableau 3-1 du DTR-BC 2.33)

- c_N est le facteur calculé en introduisant la contrainte calculé effective
- c_{60} est le rapport de correction d'énergie du battage (ER= 90%)
- $(N_{spt}^1)_{60}$ est le nombre de coups normalisé et corrigé

C_N	C_{60}	N_{spt}^m	$(N_{spt}^1)_{60}$	C_{wq}	$C_{w\gamma}$	Profondeur d'ancrage D (m)	Largeur B (m)	q (bars)
1.11	1.5	75	124.88	1	1	4	21	9.81

D'après l'équation (VII - 2)

$$q \leq \frac{1}{\gamma_R} (q_l - q_0) + q_0$$

$$Q_{admissible} = \frac{1}{\gamma_R} (q_l - q_0) + q_0 = \frac{1}{2} (9.81 - 0.72) + 0.72 = 5.26 \text{ bars}$$

0.99 bars \leq 5.26 barsCondition vérifiée

VII.5. CALCUL DU RADIER

Après analyse des résultats géotechniques et de la configuration structurale, le choix d'une fondation par radier général s'est imposé. La répartition des charges de la superstructure est relativement uniforme et d'intensité importante, ce qui rend inadaptée l'utilisation de semelles filantes ou croisées, lesquelles auraient nécessité de grandes largeurs en raison de la contrainte admissible du sol (8.12 bar à 4 m de profondeur). Cela aurait entraîné un chevauchement des zones d'influence entre semelles voisines, augmentant le risque d'instabilité. De plus, le sol en place, homogène et très compact ($N > 50$), se prête bien à un radier, qui permet une répartition homogène des efforts, limite les tassements différentiels, offre une bonne rigidité et facilite l'exécution du chantier

VII.5.1. Prédimensionnement du radier

Le radier est assimilé à un plancher nervuré renversé (figure VII.6) soumis à la réaction du sol. Son prédimensionnement doit satisfaire les conditions suivantes :

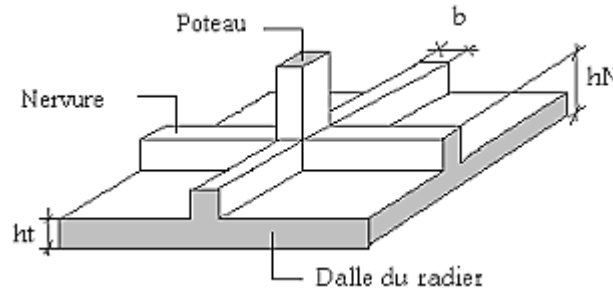


Figure VII.6 : Détails du radier nervuré

Pour la nervure qui prend une section en T, on a :

- La plus grande portée : $L_{max} = 4.2$ m.
- La largeur de la nervure : $b \geq b_{\text{poteau}}$ donc : $b \geq 0,60$ m, On adopte : $b = 0,60$ m.
- Épaisseur de la dalle : $h_t \geq \frac{L_{max}}{20}$ donc : $h_t \geq 0.21$ m, On adopte : $h_t = 0.40$ m.
- La hauteur de la nervure : $h_N \geq \frac{L_{max}}{10}$ donc : $h_N \geq 0.42$ m, On adopte : $h_N = 1.00$ m.

Pour le débord, s'il y a possibilité de le réaliser, les règles préconise des largeurs entre 50cm et 150cm, On prend un débord de 100cm. La condition de la longueur élastique pour assurer la rigidité du radier :

- La condition de la longueur élastique pour assurer la rigidité :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} l_e \quad (\text{VII} - 10a)$$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \quad (\text{VII} - 10b)$$

Avec : L_{max} : La portée max entre deux nervures successive (entre axe).

l_e : longueur élastique de la semelle, I : l'inertie de la semelle, b: largeur de la semelle

E : Module d'élasticité différé du béton

K : le coefficient de raideur du sol (ou module de réaction selon le modèle de Winkler)

$$K_{\text{sol}} = \frac{\sigma_{\text{adm}}}{\text{tassement}} \quad (\text{VII} - 11)$$

avec tassement = 4.9cm (donné dans le rapport de sol)

$$K_{\text{sol}} = \frac{8.12}{4.90} = 1657.1 \text{ t/m}^3$$

Afin de simplifier les calculs on considère dans ce qui suit que la nervure a une section rectangulaire de largeur $b = 60$ m et de hauteur h_N à déterminer comme suit :

$$L_{max} \leq \frac{\pi^4}{2} \sqrt{\frac{4EI}{kb}} \quad \text{donc : } L_{max}^4 \leq \left(\frac{\pi}{2}\right)^4 \frac{4EI}{kb} \quad (\text{VII} - 12)$$

Alors : $\frac{b h_N^3}{12} \geq \left(\frac{\pi}{2}\right)^{-4} \frac{kb}{4E} L_{max}^4$

$$h_N \geq \sqrt[3]{12 \left[\left(\frac{2}{\pi}\right)^4 \frac{k}{4E} \right] L_{max}^4} = 0.6 \text{ m}$$

$h_N = 1 \text{ m} > 0.60 \text{ m}$ Condition vérifiée.

VII.5.1. Ferrailage du radier

Notre radier est modélisé par le logiciel ETABS (Voir figure VII.7). Il est soumis aux combinaisons de charges données à l’Article 5.7 du RPA 2024.

$$\begin{cases} G + 0,3Q \pm 1,4E_1 \\ G + 0,3Q \pm 1,4E_2 \end{cases} \quad (\text{VII} - 13)$$

Où : **G** : charges permanentes, **Q** : charges d’exploitation, **E₁**, **E₂** : efforts sismiques selon les deux directions principales.

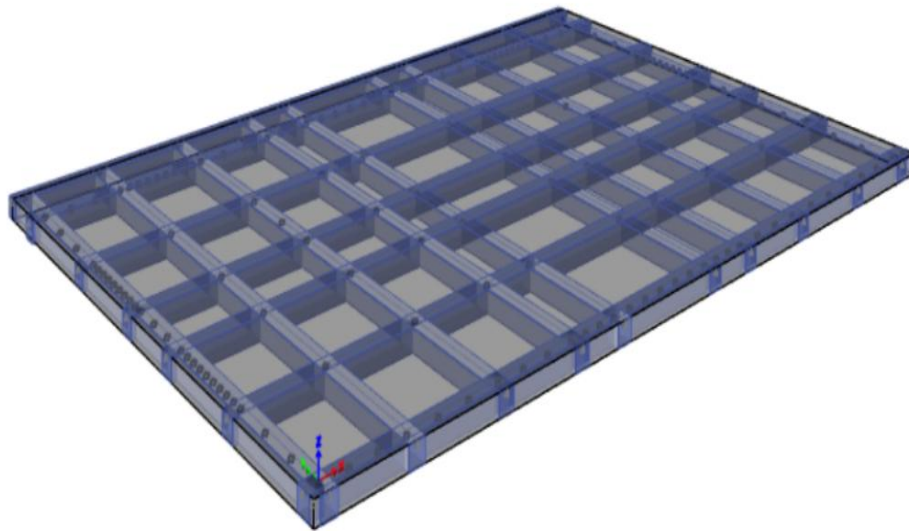


Figure VII.7 : Modèle numérique tridimensionnel du radier, réalisé avec ETABS

VII.5.1.1 Ferrailage de la dalle du radier

Le radier est considéré comme une dalle inversée reposant sur les quatre côtés. Elle est soumise à des efforts de flexion simples résultant principalement de la réaction du sol. Les sollicitations ont été extraites à partir du modèle numérique réalisé sous ETABS. Le calcul de ferrailage est effectué avec SOCOTEC pour une section de (1m, h_t), c.-à-d. sur une bande de 1 mètre de largeur et généralisé à l’ensemble de la dalle, pour une fissuration préjudiciable.

- Suivant l'axe X-X :

Tableau VII-8 : Ferrailage de la dalle du radier suivant X-X

Combinaisons	M (KN.m)		As cal (cm ² /ml)	
			As appuis	As travée
G+Q	Sur appuis	-10,71	0,6	1,68
	En travée	30,15		
1.35G+1.5Q	Sur appuis	-14,73	0,82	2,32
	En travée	41,42		
G + 0, 3Q ± 1, 4E ₁	Sur appuis	-10,51	0,59	1,5
	En travée	26,80		
G + 0, 3Q ± 1, 4E ₂	Sur appuis	-10,51	0,59	1,5
	En travée	26,789		

On considère alors le ferrailage pour la combinaison de charge ELU, on adopte le choix d'armatures de 3 HA12 en travée et sur appuis sur une bande de 1m

- Vérification à l'ELS

Vérification de la contrainte du béton $\sigma_b = 3,1 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{CV}$

Vérification des armatures supérieurs $\sigma_{ssup} = 12,3 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 500 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{CV}$

Vérification des armatures inférieurs $\sigma_{sinf} = 260,9 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 250 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{CNV}$

Alors on augmente la section d'armatures à **6 HA 12, As= 6.79 cm² /ml** pour que la contrainte des armatures inférieurs se vérifie $\sigma_{sinf} = 132,9 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$

- Suivant l'axe Y-Y :

Tableau VII-9 : Ferrailage de la dalle du radier suivant Y-Y

Combinaisons	M (KN.m)		As cal (cm ² /ml)	
			As appuis	As travée
G+Q	Sur appuis	-10,74	0,6	2,33
	En travée	41,56		
1.35G+1.5Q	Sur appuis	-14,76	0,82	3,2
	En travée	57,05		
G + 0, 3Q ± 1, 4E ₁	Sur appuis	-9,56	0,53	2,08
	En travée	37,16		
G + 0, 3Q ± 1, 4E ₂	Sur appuis	-9,56	0,53	2,08
	En travée	37,16		

On considère alors le ferrailage pour la combinaison de charge ELU, on adopte le choix des armatures de 3 HA 12 en travée et sur appuis pour une bande de 1m

• **Vérification à l'ELS**

Vérification de la contrainte du béton $\sigma_b = 4,27\text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{CV}$

Vérification des armatures supérieurs $\sigma_{ssup} = 17\text{MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 500 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{CV}$

Vérification des armatures inférieurs $\sigma_{sinf} = 359,7\text{MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 250 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{CNV}$

Alors on augmente la section d'armatures à **6 HA 12, $A_s = 6.79 \text{ cm}^2/\text{ml}$** pour que la contrainte des armatures inférieurs se vérifie $\sigma_{sinf} = 183,2\text{MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$

VII.5.1.2 Ferrailage de la nervure

On prend pour le calcul les nervures de section 60 x 100 cm², ils seront calculés en flexion simple pour une fissuration préjudiciable.

• **Disposition des armatures filantes :**

- **Selon le BAEL 99 :**

$$A_{\min \text{BAEL}} = 0.23 \frac{f_{t28} \cdot b_0 \cdot d}{f_e} = 0.23 \frac{2.4 \cdot 60 \cdot 90}{f_e} = 5.96 \text{ cm}^2$$

Alors pour toute la section on a $A_{\min} = 11.92 \text{ cm}^2$

- **Selon le RPA 2024 :**

$$A_{\min \text{RPA}} = 0.5\% \cdot b \cdot h = 30\text{cm}^2$$

Donc on prend $A_s = A_{\min \text{RPA}} = 30\text{cm}^2$

Pour la section totale on dispose de **6HA16** comme armatures supérieures et inférieures avec **3HA16** en armatures de peau sur chaque côté donc $A_s = 36.19 \text{ cm}^2$

Tableau VII-10 : Ferrailage des armatures filantes

		Sur appuis (armature inférieure)	En travée (armature supérieure)
M (KN.m)	ELU	-48,20	26,75
	ELS	-35,10	19,44
As cal (cm²)		1	0,55
Choix		On dispose alors uniquement des 6 HA 16 et 3 HA 16 en peau /ml	
Vérification de l'effort tranchant		$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{146,41}{0.6 \times 0.9} \leq \bar{\tau}_u = 5\text{MPa}$ $\tau_u = 0.27 \text{ MPa} < 5\text{MPa} \dots\dots\dots\text{CV}$	

Le plan de ferrailage du radier est en Figure A7.2,A7.3,A7.4, Annexe A7

VII.6. CALCUL DU VOILE PERIPHERIQUE

Le voile périphérique de notre structure s'étant sur la hauteur du sous-sol. Selon l'Article 10.1.2 du RPA 2024 le voile périphérique doit avoir les conditions suivantes :

- Une épaisseur minimale de 15cm
- Des armatures constituées en deux nappes

- Le pourcentage minimale d'armature dans les deux sens (horizontale et verticale) est de 0.1% soit $A_{\min} = 0.1\% \times 100 \times 20$
 - Les ouvertures de ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- Nous adoptons une épaisseur du voile périphérique de 'e= 20 cm', sa hauteur h=3.06 m (voir figure (VIII.8))

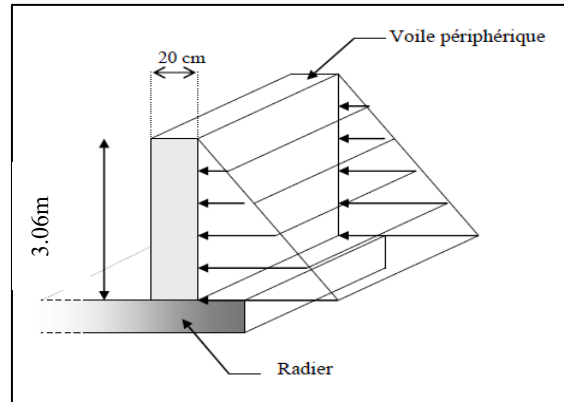


Figure VII.8 : Schéma explicatif du voile périphérique

On considère que notre voile périphérique est encasturé sur les 4 cotés (travaillant comme dalle pleine) dont les charges appliquées sont les poussées des terres. Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur. Sachant que : l'angle de frottement $\varphi = 25^\circ$, le poids des terres $\gamma_d = 18\text{KN/m}^3$.

VII.6.1 Calcul des forces de poussée des terres sur le voile périphérique

Selon l'Article 10.4 du RPA 2024, « Pour les structures rigides complètement empêchées de se mouvoir par rapport au sol (infrastructures rigides), de telle sorte qu'un état actif ne peut pas se produire dans le sol, et lorsque le mur est vertical et le remblai horizontal, la poussée dynamique totale, due à la poussée des terres, peut être prise comme étant égale à :

$$P_{ae} = P_0 + \Delta P_{ae} \quad (\text{VII} - 14\text{a})$$

Avec : P_0 : la poussée des terres au repos

ΔP_{ae} : est l'incrément de la poussée dynamique.

- Poussée des terres au repos

Cette charge varie selon la hauteur du voile selon la loi du RPA 2024 :

$$P_0 = \frac{1}{2} k_0 \cdot \gamma \cdot H^2 \quad (\text{VII} - 14\text{b})$$

k_0 : coefficient de poussée des terres au repos

$$k_0 = 1 - \sin \varphi = 0.58 \quad (\text{VII} - 14\text{c})$$

- Poussée des terres dynamique

$$\Delta P_{ae} = \frac{1}{2} k_h \cdot \gamma \cdot H^2 \quad (\text{VII} - 14\text{d})$$

k_h : coefficient de poussée des terres dynamique (horizontal)

$$k_h = A * I * S = 0.3 * 1 * 1.3 = 0.39 \quad (\text{VII} - 14\text{e})$$

Tableau VII-11 : Calcul des forces de poussées sur le voile périphérique

	Profondeur Z (m)	Poussé P (KN/m ²)
P₀	0 < z ≤ 1.02 m	$P(z = 1.02) = \frac{1}{2} \cdot 0.58 \times 18 \times 1.02^2 = 5.45$
	1.02 m < z ≤ 2.04 m	$P(z = 2.04) = \frac{1}{2} \cdot 0.58 \times 18 \times 2.04^2 = 21.72$
	2.04 m < z ≤ 3.06 m	$P(z = 3.06) = \frac{1}{2} \cdot 0.58 \times 18 \times 3.06^2 = 48.90$
ΔP_{ae}	0 < z ≤ 1.02 m	$P(z = 1.02) = \frac{1}{2} \cdot 0.39 \times 18 \times 1.02^2 = 3.65$
	1.02 m < z ≤ 2.04 m	$P(z = 2.04) = \frac{1}{2} \cdot 0.39 \times 18 \times 2.04^2 = 14.61$
	2.04 m < z ≤ 3.06 m	$P(z = 3.06) = \frac{1}{2} \cdot 0.39 \times 18 \times 3.06^2 = 32.90$
P_{ae}	0 < z ≤ 1.02 m	9.1
	1.02 m < z ≤ 2.04 m	36.33
	2.04 m < z ≤ 3.06 m	81.8

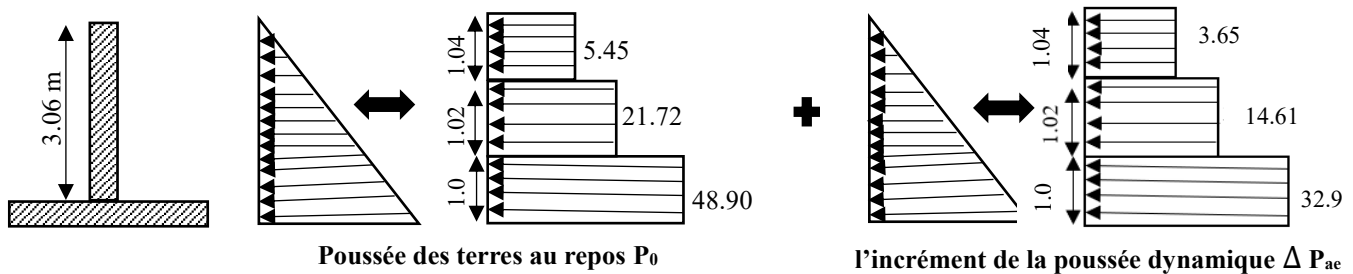


Figure VII.9 : Diagrammes des poussées sur le voile périphérique

VII.6.2 Ferrailage du voile périphérique

Nous modélisons le voile périphérique avec le logiciel ETABS, on obtient les moments fléchissant suivant pour les deux combinaisons ELU et ELS

Moment à l'ELU	Moment à l'ELS
$M_{11max} = 83.53 \text{ KN.m}$	$M_{11max} = 61,05 \text{ KN.m}$
$M_{22max} = 104,22 \text{ KN.m}$	$M_{22max} = 83,57 \text{ KN.m}$

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une section de (1m x 20cm) avec des fissuration préjudiciable (C=3cm)

➤ **Ferrailage verticale** : en considérant les moment M_{22} à l'ELU.

On obtient: $A_s = 13,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- Selon le BAEL 99 :

$$A_{\min \text{ BAEL}} = 0.23 \frac{f_{t28} \cdot b_0 \cdot d}{f_e} = 0.23 \frac{2.4 \cdot 1 \cdot 0.18}{500} = 16.9 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Selon le RPA 2024 :

$$A_{\min \text{ RPA}} = 0.1\% \cdot b \cdot h = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on prend $A_s = A_{\min \text{ BAEL}} = 16.9 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On opte pour un ferrailage de **9 HA16** (A_s adopté = 18.10 cm²/ml) en nappe inférieure

• **Vérification des contraintes à l'ELS**

$\sigma_b = 12,5MPa \leq \overline{\sigma_{bc}} = 18 MPa$ CV

$\sigma_{ssup} = 98,2 MPa \leq \overline{\sigma_s} = 500 MPa$CV

$\sigma_{sinf} = 315,9MPa \leq \overline{\sigma_s} = 250 MPa$ CNV

pour que la contrainte des armatures inferieurs se vérifie $\sigma_{sinf} = 230,3MPa \leq \overline{\sigma_s} = 250 MPa$ on augmente la section d'armatures à **9 HA 20** , $A_s= 28.13cm^2$ en nappe inferieur et en nappe supérieure A_s adopté = 6.28 cm²/ml donc **9 HA 10** avec un espacement de **15 cm**.

➤ **Ferrailage horizontale** : on prend en considération les moment M_{11} à l'ELU

On obtient: $A_s= 10,63 cm^2/ml$

- **Selon le BAEL 99 :**

$A_{min\ BAEL} = 0.23 \frac{f_{t28} \cdot b_0 \cdot d}{f_e} = 0.23 \frac{2.4 \cdot 1 \cdot 0.18}{500} = 16.9 cm^2/ml$

- **Selon le RPA 2024 :**

$A_{min\ RPA} = 0.1\% \cdot b \cdot h = 2cm^2/ml$

Donc on prend $A_s= A_{min\ BAEL} = 16.9 cm^2/ml$

On opte pour un ferrailage de **9 HA16** (A_s adopté = 18.10 cm²/ml) en nappe inférieure avec un espacement de **15 cm**, en nappe supérieure A_s adopté = 4.53 cm²/ml donc **9 HA 8**

• **Vérification à l'ELS**

$\sigma_b = 9,11MPa \leq \overline{\sigma_{bc}} = 18 MPa$ CV

$\sigma_{ssup} = 71,8MPa \leq \overline{\sigma_s} = 500 MPa$CV

$\sigma_{sinf} = 230,8 MPa \leq \overline{\sigma_s} = 250 MPa$ CV

Le plan de ferrailage du voile périphérique est en Figure A7.5, Annexe A7

VII.7 VERIFICATION DE LA STABILITE D'ENSEMBLE VIS-A-VIS DU RENVERSEMENT ET DU GLISSEMENT

Selon l'Article 5.5 du RPA 2024 : « Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement dus aux sollicitations résultant des combinaisons d'actions.

- **Chaque bâtiment doit être vérifié vis-vis de la stabilité au renversement par rapport au niveau de ses fondations.**
- **Le moment de renversement, au niveau des fondations, est égal à la somme des forces latérales, à chaque niveau, multipliées par la hauteur de chacune d'entre elles, depuis le niveau de fondation.**
- **Le coefficient de sécurité vis-à-vis du renversement doit être au minimum de 1.3.**
- **Le moment stabilisant doit être déterminé à partir des charges verticales qui sont considérées pour la détermination de la force sismique latérale.**
- **Les poids de la fondation et du sol, au-dessus, sont ajoutés à ces charges verticales.**

- *Le moment stabilisant doit être calculé au niveau bas de la fondation, par rapport au bord extrême.*
- *Pour **la stabilité au glissement**, dans le cas où sa vérification est nécessaire, le coefficient de sécurité à prendre est de **1.25** au minimum »*

Tableau VII-12 : vérification au glissements et au renversement

Formules	Vérification au glissement	Vérification au renversement
$M_{\text{stabilisant}} = W_{\text{tot}} \times \frac{(L_{\text{radier}} + \text{débord})}{2}$	$M_{\text{stabilisant}} = 62469.33 \times 10.5 = 655927.96 \text{ KN.m}$	
$M_{\text{renversant}} = P_{\text{ae}} \times Z + M_{\text{action sismique}}$	$M_{\text{renversant}} = 81.8 \times \left(\frac{3.06}{3} + 1\right) + 169249.63 = 169414.87 \text{ KN.m}$	
$F_s = \frac{M_{\text{stabilisant}}}{M_{\text{renversant}}}$	3.87 > 1.25	3.87 > 1.3

Avec : W_{tot} : est le poids de l'ensemble (Bâtiment+ fondation) (donné par ETABS), P_{ae} : est la poussée dynamique des terres (voir tableau VII.12), Z : bras de levier des forces latérales jusqu'à la base de la fondation, $M_{\text{actionsismique}}$ (donné par ETABS) selon les combinaisons (VII-12).

Donc la sécurité de l'ensemble (structure et infrastructure) vis-à-vis du renversement et du glissement est largement vérifiée.

VII.8.CONCLUSION:

L'étude a permis de caractériser précisément le sol et de vérifier sa capacité portante. Le choix du radier général, validé par le règlement DTR-BC 2.33 qui garantit la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. La fondation conçue est ainsi fiable et adaptée aux contraintes du site.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GÉNÉRALE

Au terme de ce projet de fin d'étude, nous avons abordé le calcul d'un bâtiment à usage multiple, conformément au nouveau 'Règlement Parasismique Algérien RPA 2024'. Par ailleurs, cette étude a permis de dégager un certain nombre de conclusions que nous citons ci-après :

- Le passage du RPA 2003 au RPA 2024 révèle des avancées significatives dans le calcul sismique du bâtiment, le RPA 2024 prends en considération de façon plus approfondie les effets du sol, la classification sismique et le comportement ductile (réel) des structures face aux séismes, ce qui permet une meilleure estimation des efforts sismiques pour plus de sécurité.
- Le choix des matériaux et des normes appliquées garantit la sécurité et la résistance du bâtiment. La qualité du béton et des armatures, associée à une structure bien contreventée, assure une résistance et une stabilité nécessaire aux conditions sismiques.
- Pour pouvoir dimensionner correctement une structure, il est nécessaire de bien comprendre le comportement des différents éléments structuraux à savoir les poteaux, les poutres et les voiles de contreventement. La disposition et le dimensionnement des voiles de contreventement jouent un rôle très important dans la stabilité des structures.
- Une étude géotechnique détaillée est une étape essentielle pour la reconnaissance du sol, particulièrement en contexte sismique ce qui est indispensable à la bonne conception des fondations.

Ce modeste travail constitue pour nous une première immersion à la recherche, et une occasion pour une mise en application de l'ensemble des connaissances théoriques, techniques et pratiques acquises durant notre formation d'élèves ingénieurs en travaux Publics à l'ENSTP'. Tous cela, nous a permis de développer notre capacité à comprendre, comparer et analyser les différentes réglementations. Nous aspirons à renforcer et à consolider ce bagage scientifique dans un cadre académique ou professionnel, ultérieurement.

Références 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:

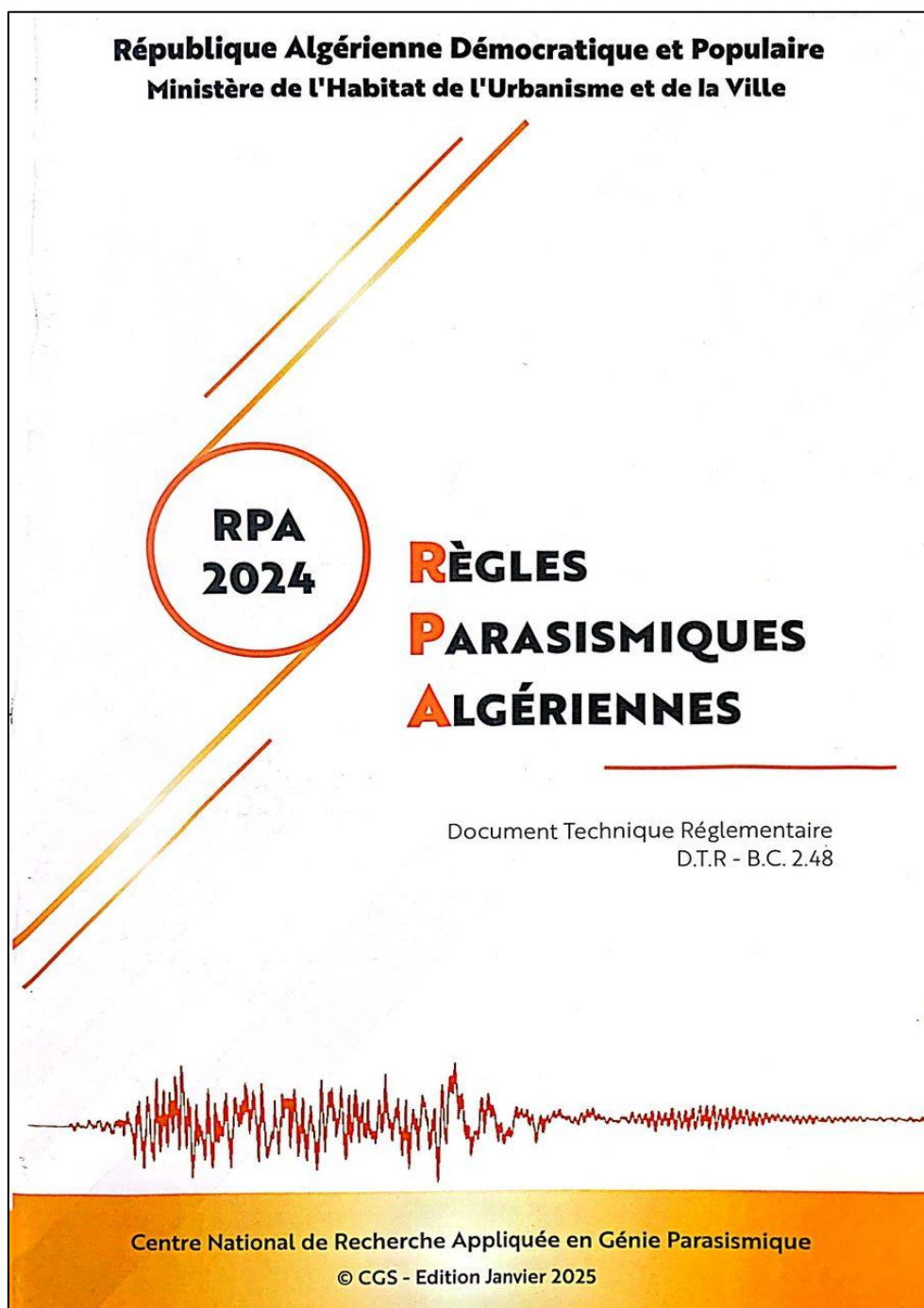
- Cours de Bâtiment 4^{ème} année (ENSTP).
- Cours de Mécaniques des Sols 4^{ème} année (ENSTP).
- Cours de Mécanique des Structures 4^{ème} année (ENSTP).
- Cours de béton armée 4^{ème} année (ENSTP).

Thèses de fin d'étude :

- **Boughoual, C.** (2023). *‘Étude d'un bâtiment R+14 avec 2 sous-sols implanté à Boumerdes.’* 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., & Sadjji, Z.** (2023). *‘Étude d'un bâtiment R+8 en béton armé.’*Université de Tlemcen.
- **Zeraib, N., & Boufeninza, M.** (2022). *‘Modélisation et analyse du comportement d'une structure à contreventement mixte voiles-portiques R+11 avec sous-sol.’* Université de Jijel.

ANNEXES

ANNEXES A1



ANNEXES A1: Règlement Parasismique Algérien (RPA 2003 / 2024)

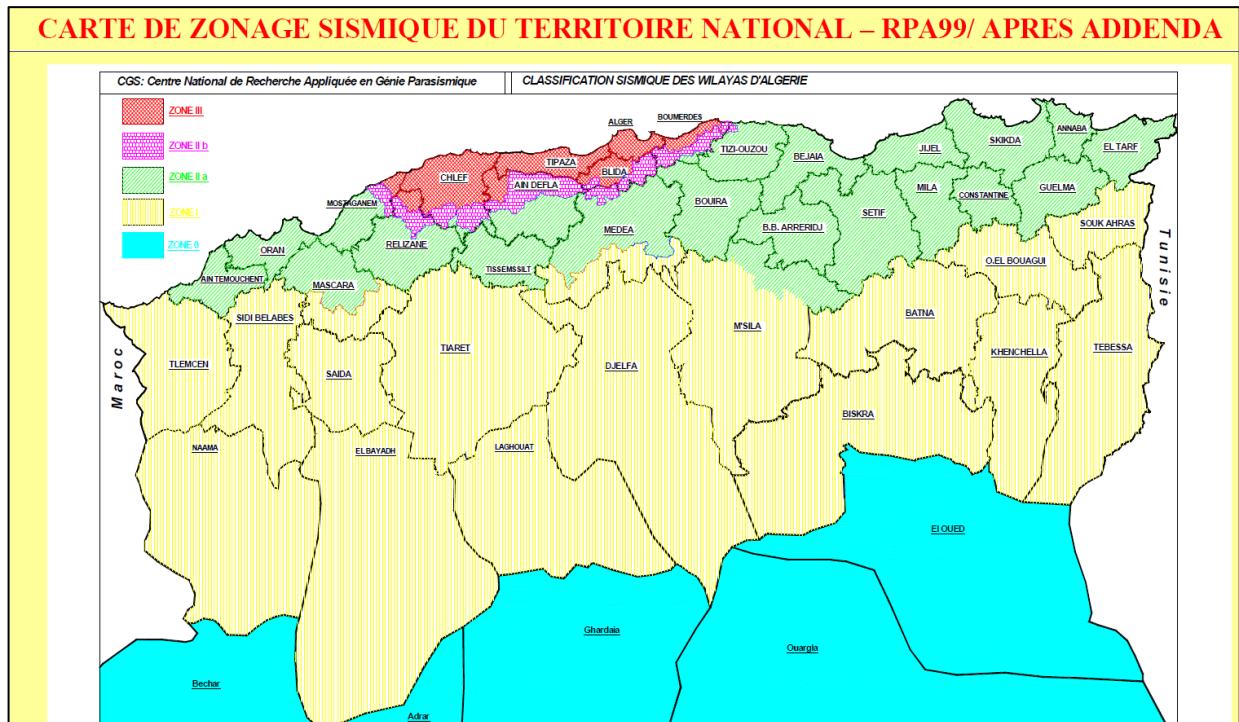


Figure A1-1 : Carte de zonage sismique du territoire national RPA 2003

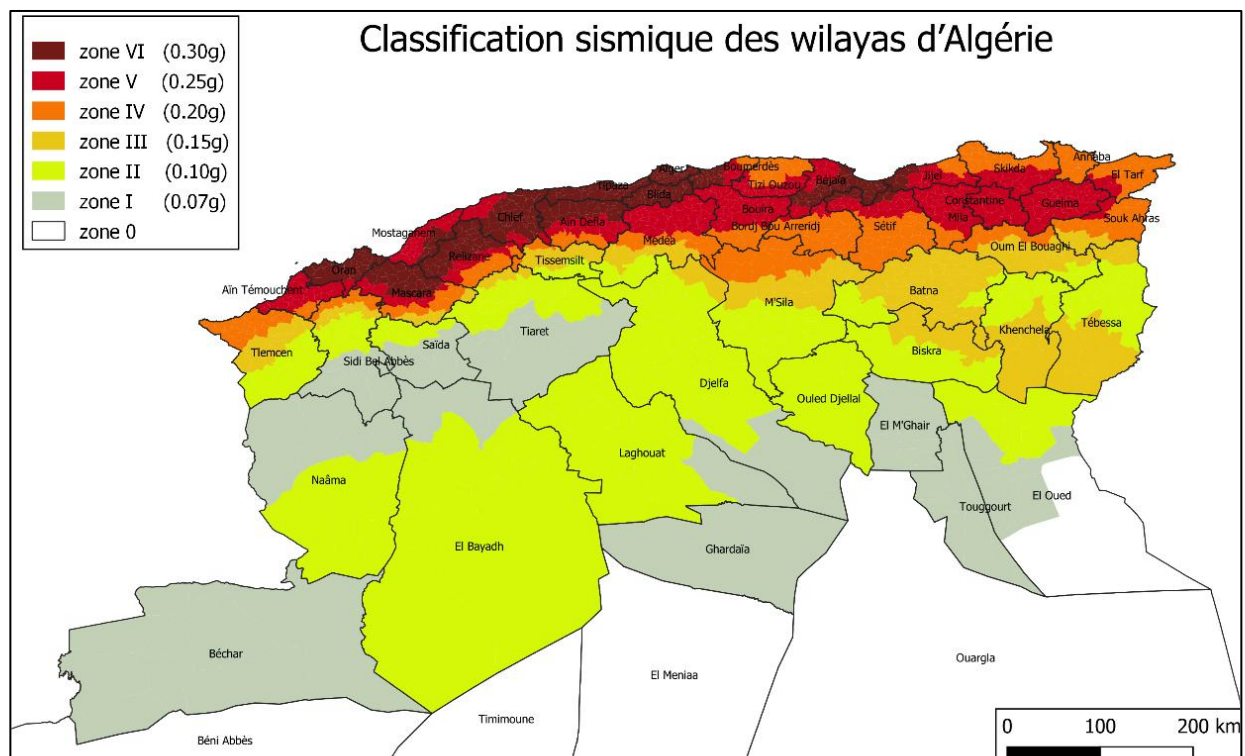


Figure A1-2 : Zonage sismique de l'Algérie : zoom sur les zones sismique I à VI RPA 2024

Tableau A1-1 : Classification sismique des wilayas et communes d'Algérie RPA2003

N°	WILAYAS OU COMMUNES	ZONE SISMIQUE	
16	ALGER	III	
31	ORAN	IIa	
44	AIN DEFLA		
	Groupe de communes A Tacheta, Zougagha, El Abadia, Ain Bouyahia, El Attaf		III
	Groupe de communes B El Amra, Mekhtaria, Arib, Rouina, Ain Defla, Bourashed, Zeddine, Tiberkanine, Sen Allah, Meliana, Ain Torki ,Hammam Righa,Ain Benian, Houceinia, Boumadfaa		IIb
	Groupe de communes C Toutes les communes autres que celles figurant au groupe de communes A et B	IIa	

Tableau A1-2 : Classification sismique des wilayas et communes d'Algérie RPA2024

Code	WILAYAS OU COMMUNES	ZONE SISMIQUE	
16	ALGER	VI	
31	ORAN		
	Groupe de communes A Toutes les communes autres que celles figurant au groupe de communes B		VI
	Groupe de communes B Tafraoui	V	
44	AIN DEFLA		
	Groupe de communes A Toutes les communes autres que celles figurant aux groupes de communes B et C		VI
	Groupe de communes B Djelida, El Maine, Zeddine, Bourached, Oued Djemaa, Ain Lachiakh, Djemaa Ouled Cheikh, Birbouche, Oued Chorfa, Bordj Emir Khaled, Ain Soltane, Bir Ouled Khelifa		V
	Groupe de communes C Tarik Ibn Ziad, El Hassania, Bathia, Belaas	IV	

Tableau A1-3 : Valeurs du coefficient de comportement R RPA 2024

Cat	Description du système de contreventement	Valeur de R
A) Structures en béton arme		
1	Système a ossature	5.5 ^(a)
2	Système a contreventement mixte, équivalent a une ossature	5.5 ^(a)
3	Système a ossature ou mixte équivalent à ossature avec remplissage en maçonnerie rigide	3.5 ^(a)
4	Système a contreventement mixte, équivalent a des voiles	4.5 ^(b)
5	Système de contreventement constitue par des voiles	4.5 ^(b)
6	Système a ossature a noyau ou a effet noyau	3 ^(b)
7	Système fonctionnant en console verticale a masses reparties prédominantes	3 ^(b)
8	Système en pendule inverse	2 ^(c)
9	Système de voiles de grandes dimensions en béton peu arme	1.5 ^(c)

ANNEXES A2 : Plans architecturaux



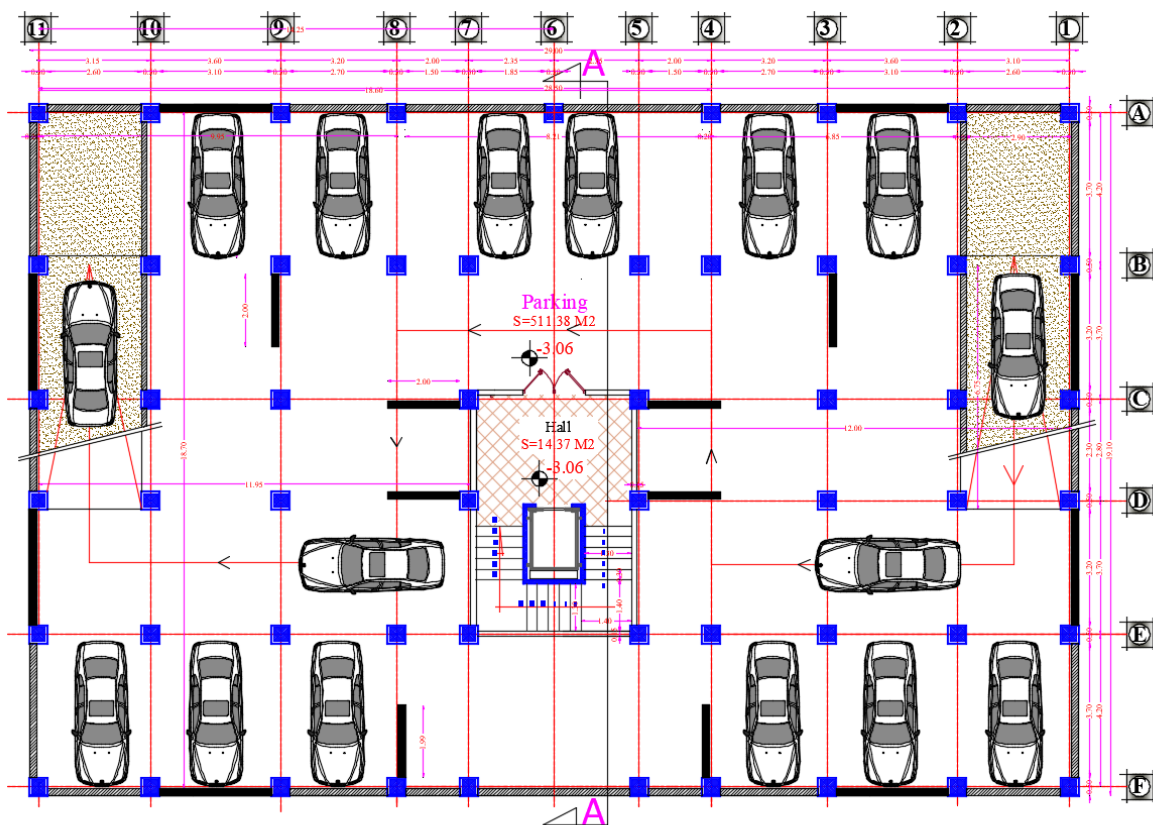
-Façade postérieure

ECH:1/200



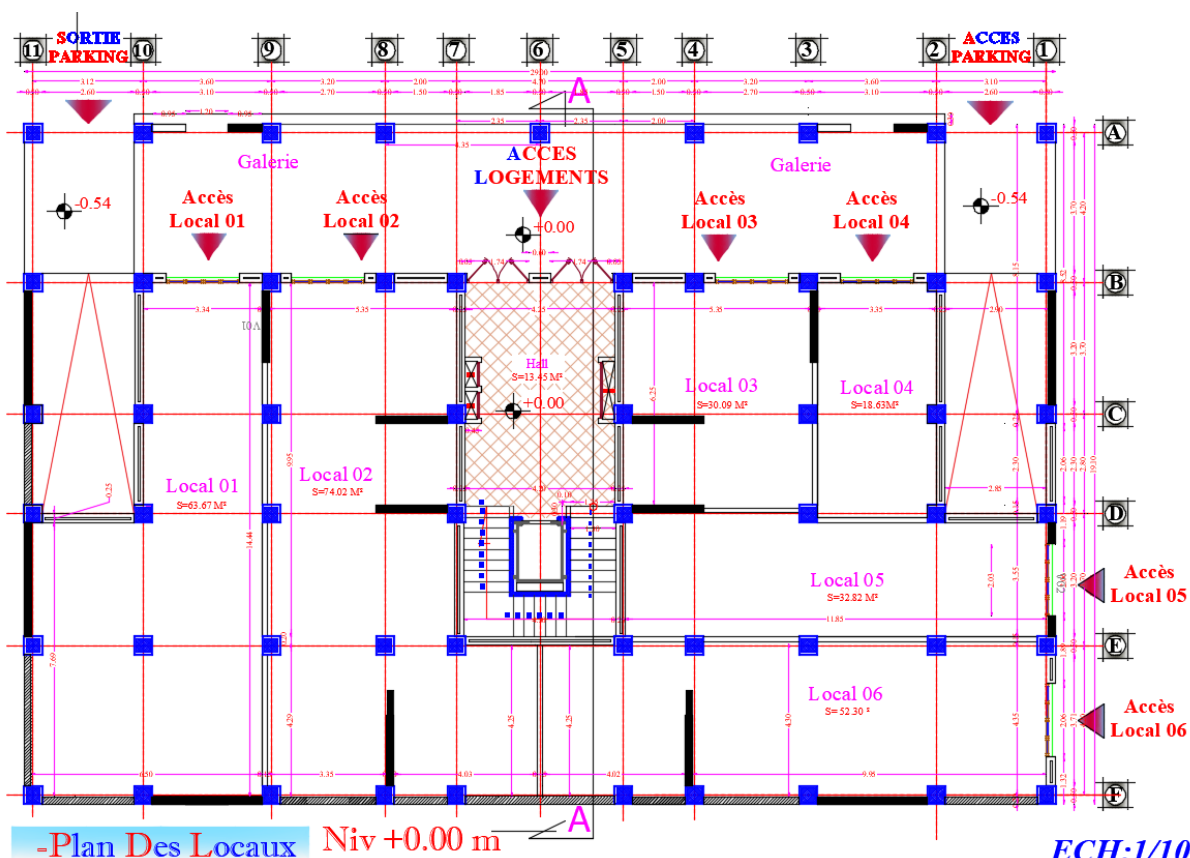
-Façade principale

ECH:1/200



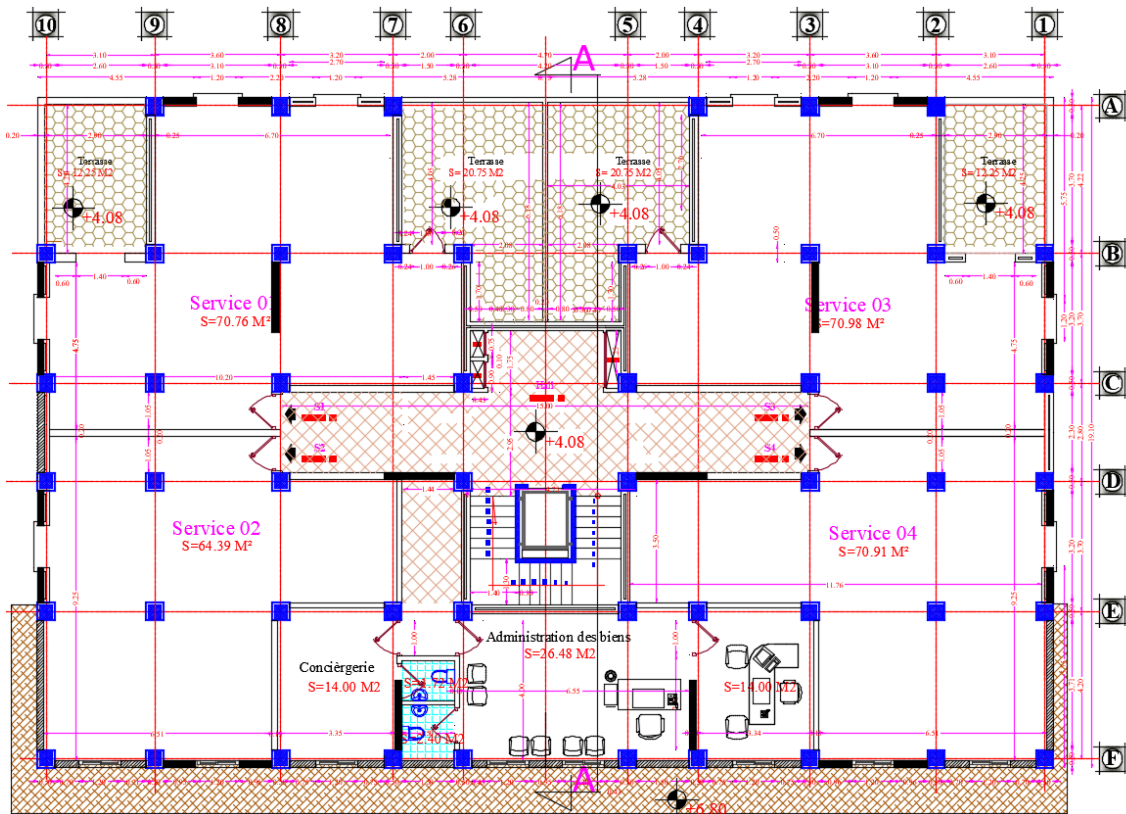
-Plan Sous Sol Niv=-3.06 m

ECH:1/100



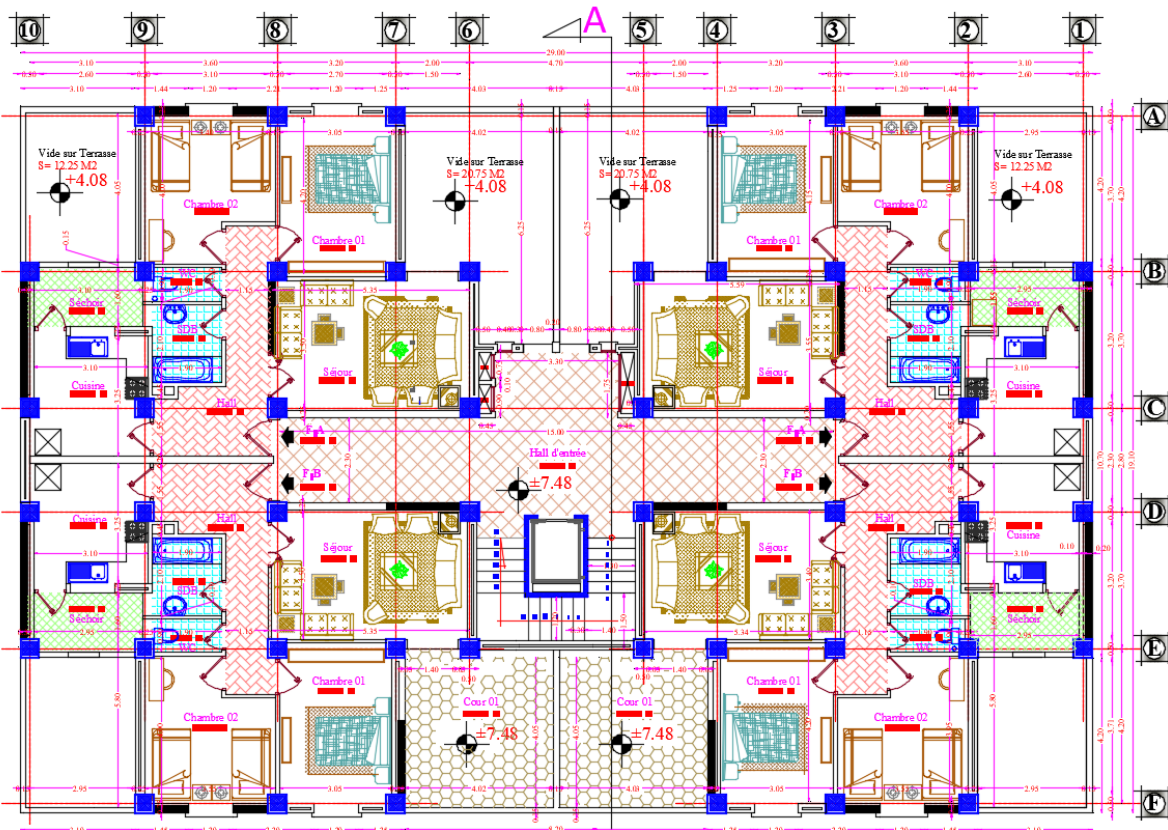
-Plan Des Locaux Niv +0.00 m

ECH:1/100



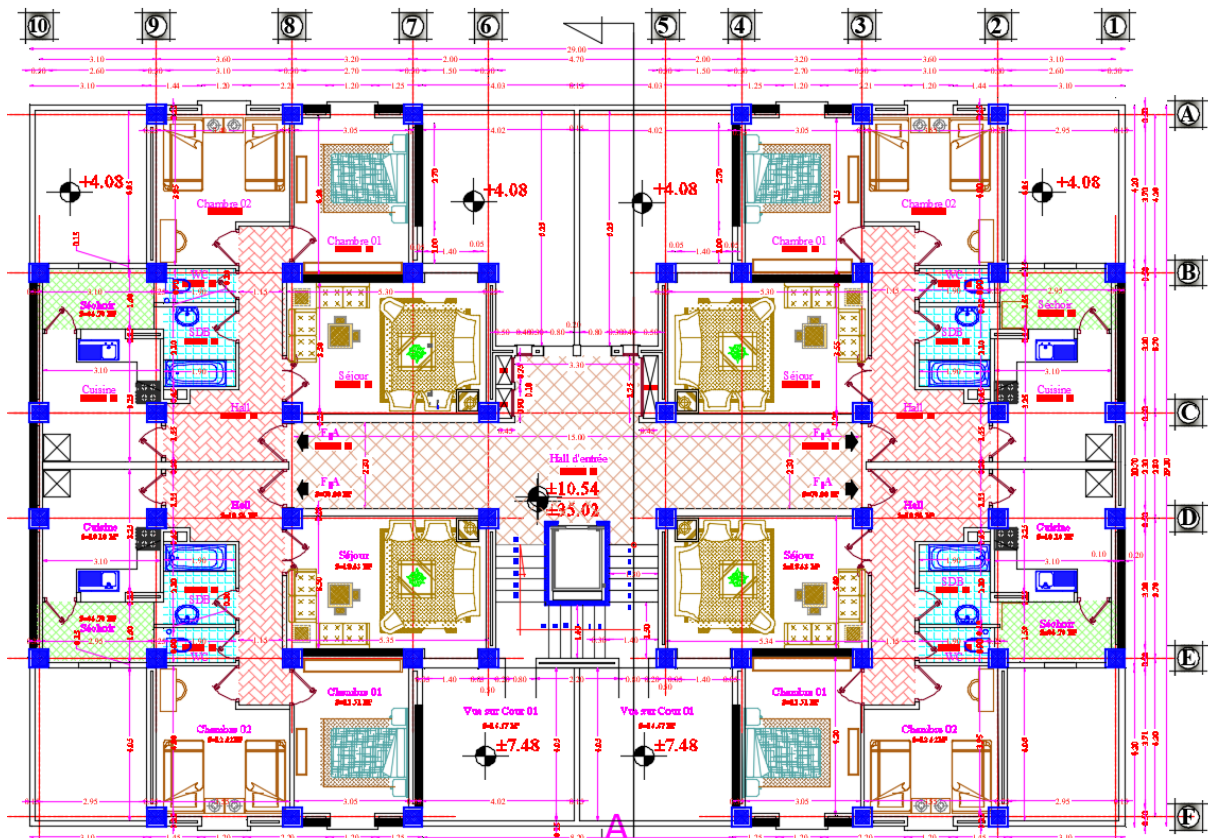
-Plan Des Services Niv +4.08 m

ECH:1/100



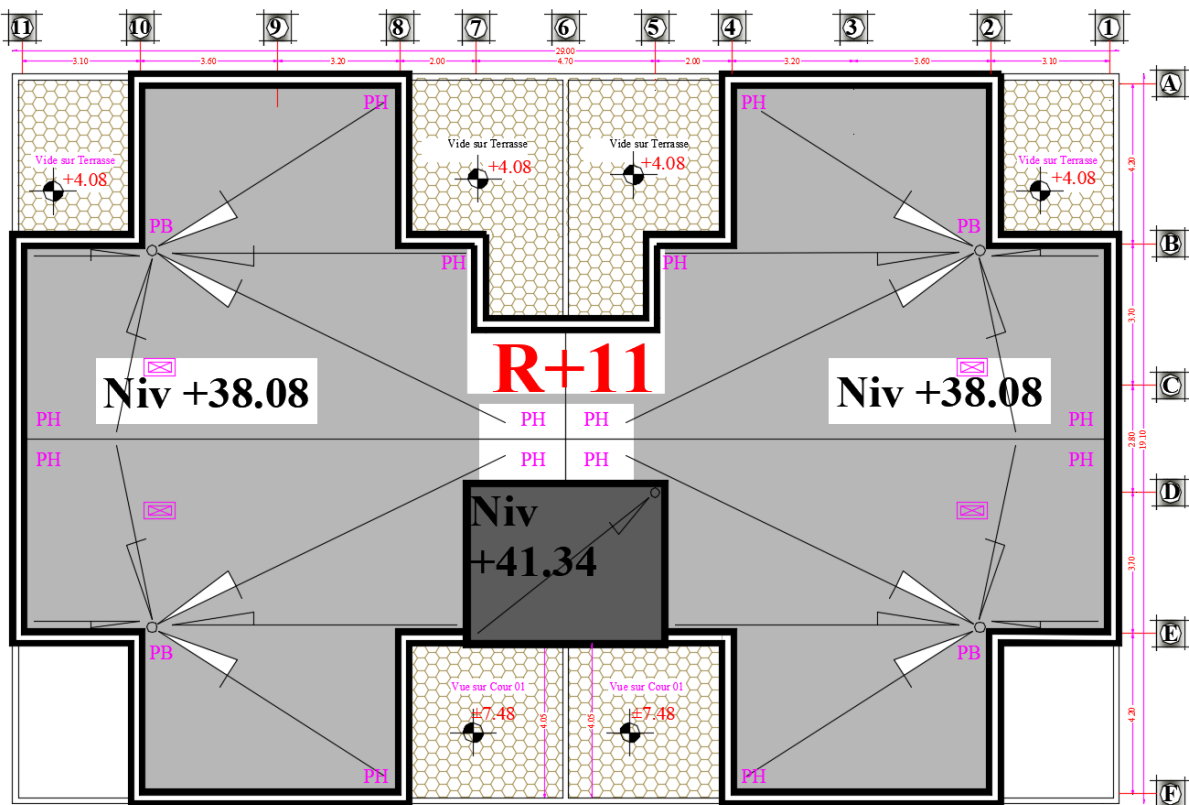
-Plan des Logements Niv +7.48 m

ECH:1/100



-Plan des logements -étage Courant-

ECH:1/100



-Plan De Toiture

ECH:1/100

ANNEXE A3: Prédimensionnement et descente de charge

Tableau A3-1 charge permanent et d'exploitation du poteau de rive

Niveau \ charges	G(t)	Q(t)
Sous-sol parking	5.37	1.356
RDC	5.37	2.71
1 ^{er} étage	5.37	2.71
Étage courant 2 ^{ème} au 11 ^{ème} étage	5.37	0.814
Terrasse inaccessible	5.97	0.54

Tableau A3-2 dégraissons des charges d'exploitation pour le poteau de rive

Niveau	Q (t)	Q après dégraissons (t)
Terrasse	0.54	0.54
11 ^{ème} étage	0.814	1.354
10 ^{ème} étage	0.814	2.0866
9 ^{ème} étage	0.814	2.7378
8 ^{ème} étage	0.814	3.3076
7 ^{ème} étage	0.814	3.796
6 ^{ème} étage	0.814	4.203
5 ^{ème} étage	0.814	4.61
4 ^{ème} étage	0.814	5.017
3 ^{ème} étage	0.814	5.424
2 ^{ème} étage	0.814	5.831
1 ^{er} étage	2.71	7.4445
RDC	2.71	9.015
Sous-Sol	1.356	9.719

Tableau A3-3 valeur de l'effort normale ultime du poteau de rive Nu

Niveau	G (t)	N_G (t)	Q(t)	N_Q (t)	N_u (MN)
Terrasse	5.97	5.97	0.54	0.54	0.09
11 ^{ème} étage	5.37	11.34	0.81	1.35	0.17
10 ^{ème} étage	5.37	16.71	0.81	2.09	0.26
9 ^{ème} étage	5.37	22.08	0.81	2.74	0.34
8 ^{ème} étage	5.37	27.45	0.81	3.31	0.42
7 ^{ème} étage	5.37	32.82	0.81	3.80	0.50
6 ^{ème} étage	5.37	38.19	0.81	4.20	0.58
5 ^{ème} étage	5.37	43.56	0.81	4.61	0.65
4 ^{ème} étage	5.37	48.93	0.81	5.02	0.74
3 ^{ème} étage	5.37	54.30	0.81	5.42	0.81
2 ^{ème} étage	5.37	59.67	0.81	5.83	0.89
1 ^{er} étage	5.37	65.04	2.71	7.44	0.99
RDC	5.37	70.41	2.71	9.02	1.09
Sous-Sol	5.37	75.78	1.36	9.72	1.17

Tableau A3-4 prédimensionnement du poteau de rive

Niveau	N_U (MN)	Br (m ²)	a_r (m)	a (m)	Section du poteau choisi
11 ^{ème} étage	0.09	0.00	0.07	0.09	40 x 40
10 ^{ème} étage	0.17	0.01	0.10	0.12	40 x 40
9 ^{ème} étage	0.26	0.01	0.12	0.14	40 x 40
8 ^{ème} étage	0.34	0.02	0.13	0.15	40 x 40
7 ^{ème} étage	0.42	0.02	0.15	0.17	50 x 50
6 ^{ème} étage	0.50	0.03	0.16	0.18	50 x 50
5 ^{ème} étage	0.58	0.03	0.18	0.20	50 x 50
4 ^{ème} étage	0.65	0.03	0.19	0.21	50 x 50
3 ^{ème} étage	0.74	0.04	0.20	0.22	50 x 50
2 ^{ème} étage	0.81	0.04	0.21	0.23	60 x 60
1 ^{er} étage	0.89	0.05	0.22	0.24	60 x 60
RDC	0.99	0.05	0.23	0.25	60 x 60
Sous-Sol	1.09	0.06	0.24	0.26	60 x 60

Tableau A3-5 vérification suivant RPA 2024 du poteau du rive

Niveau	b x h	Lcl (m)	Lcl /20	h/b	Vérifications
11 ^{ème} étage	40 x 40	3.06	0.153	1	Vérifiée
10 ^{ème} étage	40 x 40	3.06	0.153	1	Vérifiée
9 ^{ème} étage	40 x 40	3.06	0.153	1	Vérifiée
8 ^{ème} étage	40 x 40	3.06	0.153	1	Vérifiée
7 ^{ème} étage	50 x 50	3.06	0.153	1	Vérifiée
6 ^{ème} étage	50 x 50	3.06	0.153	1	Vérifiée
5 ^{ème} étage	50 x 50	3.06	0.153	1	Vérifiée
4 ^{ème} étage	50 x 50	3.06	0.153	1	Vérifiée
3 ^{ème} étage	50 x 50	3.06	0.153	1	Vérifiée
2 ^{ème} étage	60 x 60	3.06	0.153	1	Vérifiée
1 ^{er} étage	60 x 60	3.40	0.17	1	Vérifiée
RDC	60 x 60	4.08	0.204	1	Vérifiée
Sous-Sol	60 x 60	3.06	0.153	1	Vérifiée

Tableau A3-6 charge permanent et d'exploitations du poteau d'angle

Niveau	charges	G(t)	Q(t)
Sous-sol parking		4.1608	0.814
RDC		4.1608	1.627
1 ^{er} étage		4.1608	1.627

Tableau A3-7 Dégression des charges d'exploitation pour le poteau d'angle

Niveau	Q (t)	Q après dégrissions (t)
1 ^{er} étage	0.814	0.814
RDC	1.627	2.441
Sous-Sol	1.627	3.9053

Tableau A3-8 calcul de l'effort normal ultime pour le poteau d'angle

Niveau	G (t)	N_G (t)	Q(t)	N_Q (t)	N_u (MN)
1er étage	4.1608	4.1608	0.814	0.814	0.068
RDC	4.1608	8.3216	1.627	2.441	0.148
Sous-Sol	4.1608	12.4824	1.627	3.9053	0.2270

Tableau A3-9 : prédimensionnement du poteau d'angle

Niveau	N_u (MN)	Br (cm ²)	ar (cm)	a (cm)	Section du poteau choisi
1er étage	0.89	36.38	6.03	0.89	60 x 60
RDC	0.99	79.24	8.90	0.99	60 x 60
Sous-Sol	1.09	120.81	10.99	1.09	60 x 60

Tableau A3-10 vérification suivant le RPA 2024 pour le poteau d'angle

Niveau	b x h	Lcl (m)	Lcl /20	h/b	Vérifications
1er étage	60 x 60	3.40	0.17	1	Vérifiée
RDC	60 x 60	4.08	0.204	1	Vérifiée
Sous-Sol	60 x 60	3.06	0.153	1	Vérifiée

ANNEXE A4: Plan de ferrailage des éléments secondaires

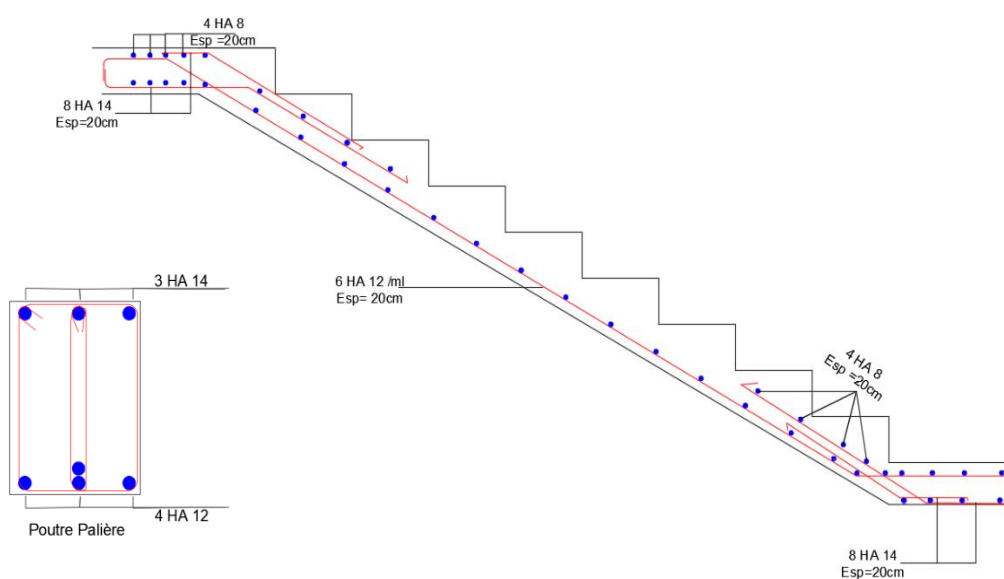


Figure A4-1 : Plan de ferrailage des escaliers

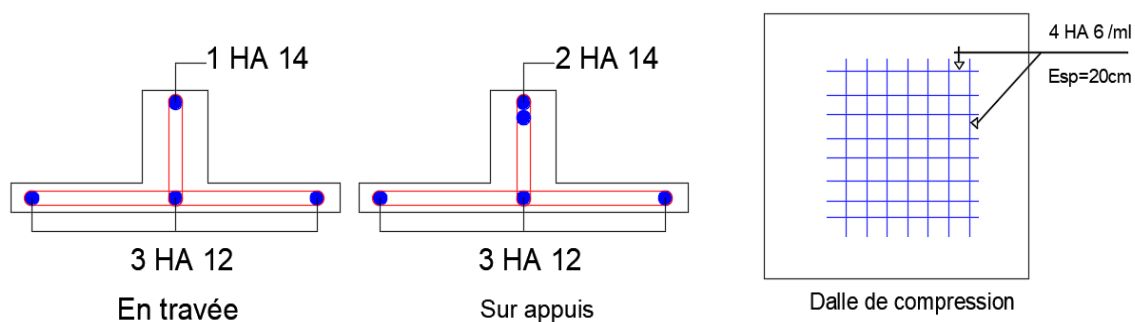


Figure A4-2 : Plan de ferrailage des poutrelles et dalle de compression

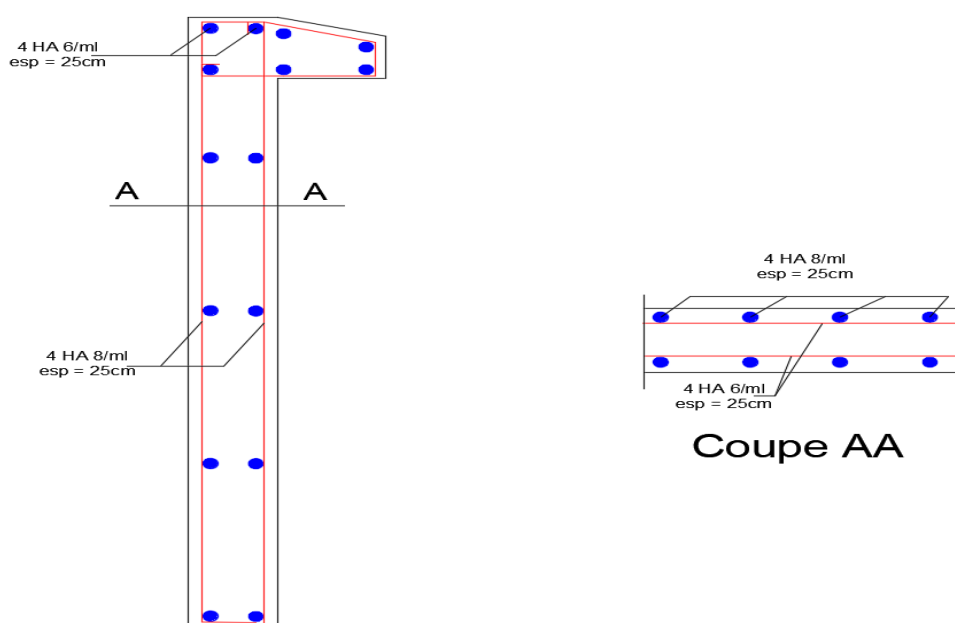


Figure A4-3 : Plan de ferrailage de l'acrotère

ANNEXE A6 : Ferrailages des élément structuraux

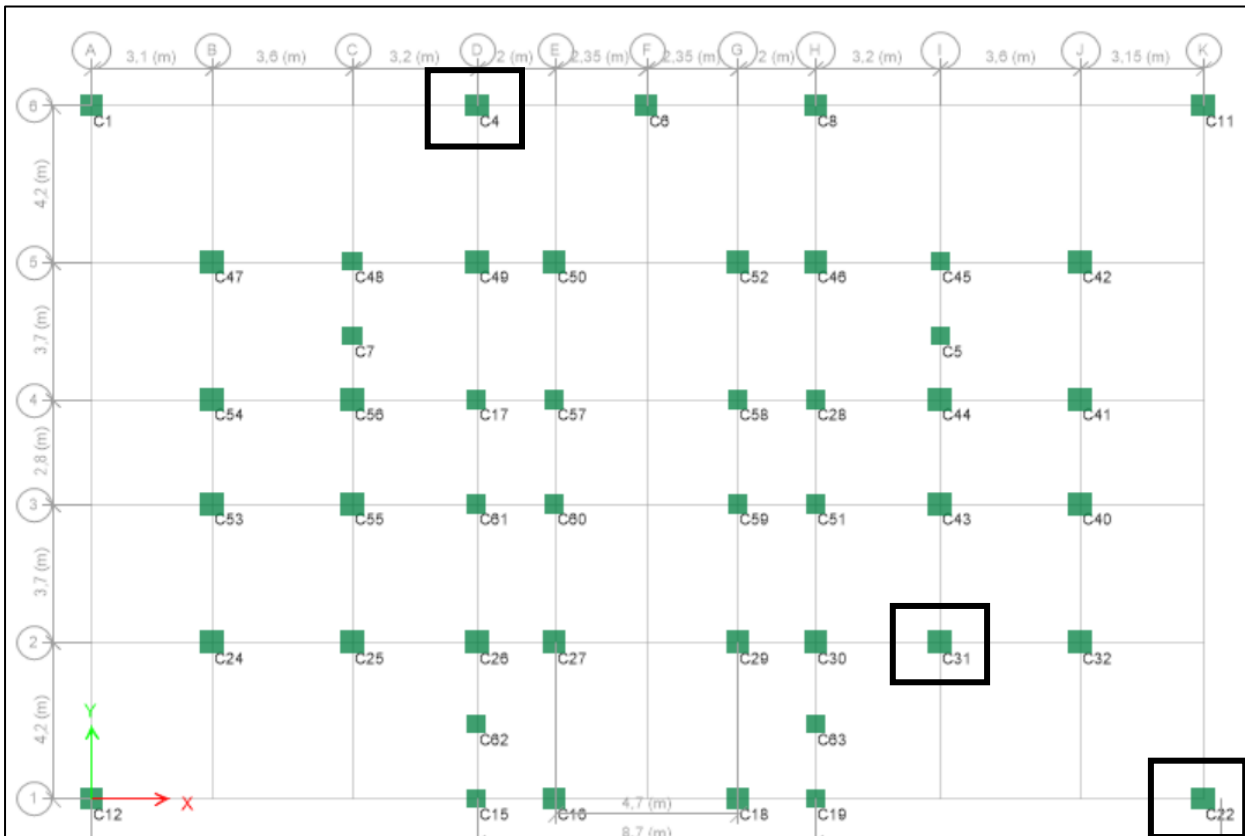


Figure A6-1 : Exemples de poteaux (Centrale C31, angle C22, de rive C04)

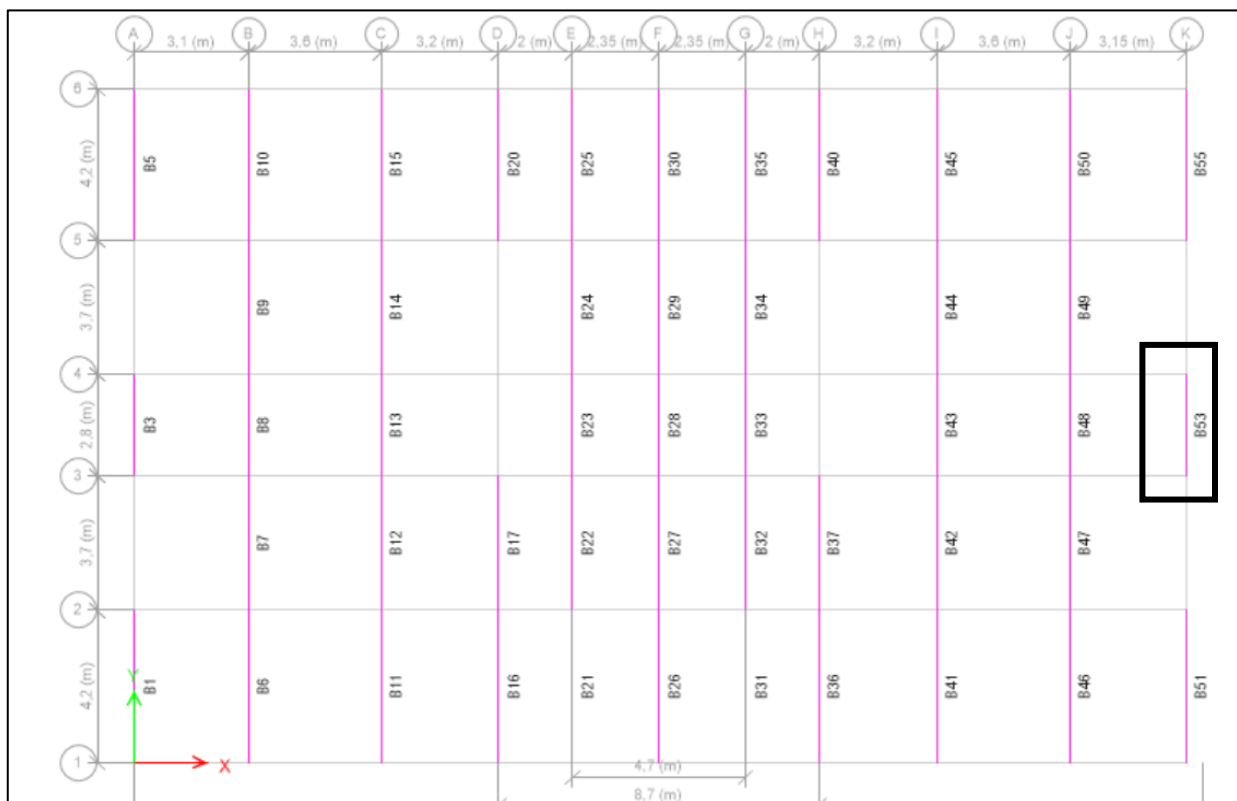


Figure A6-2 : Disposition des poutres principales au RDC (Exemple B53)



Figure A6-3 : Disposition des poutres secondaires au RDC

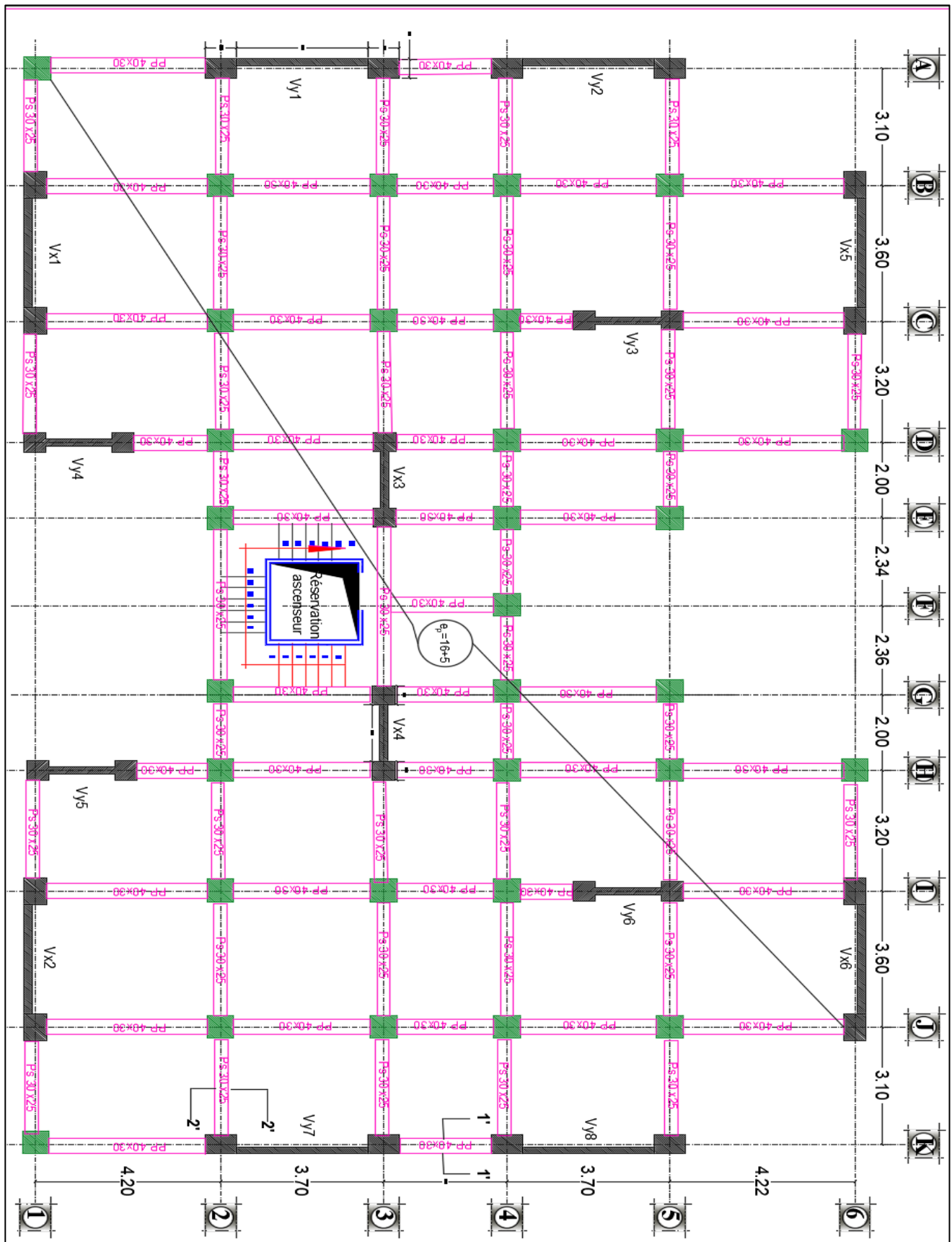


Figure A6-4 : Plan de coffrage de l'étage courant

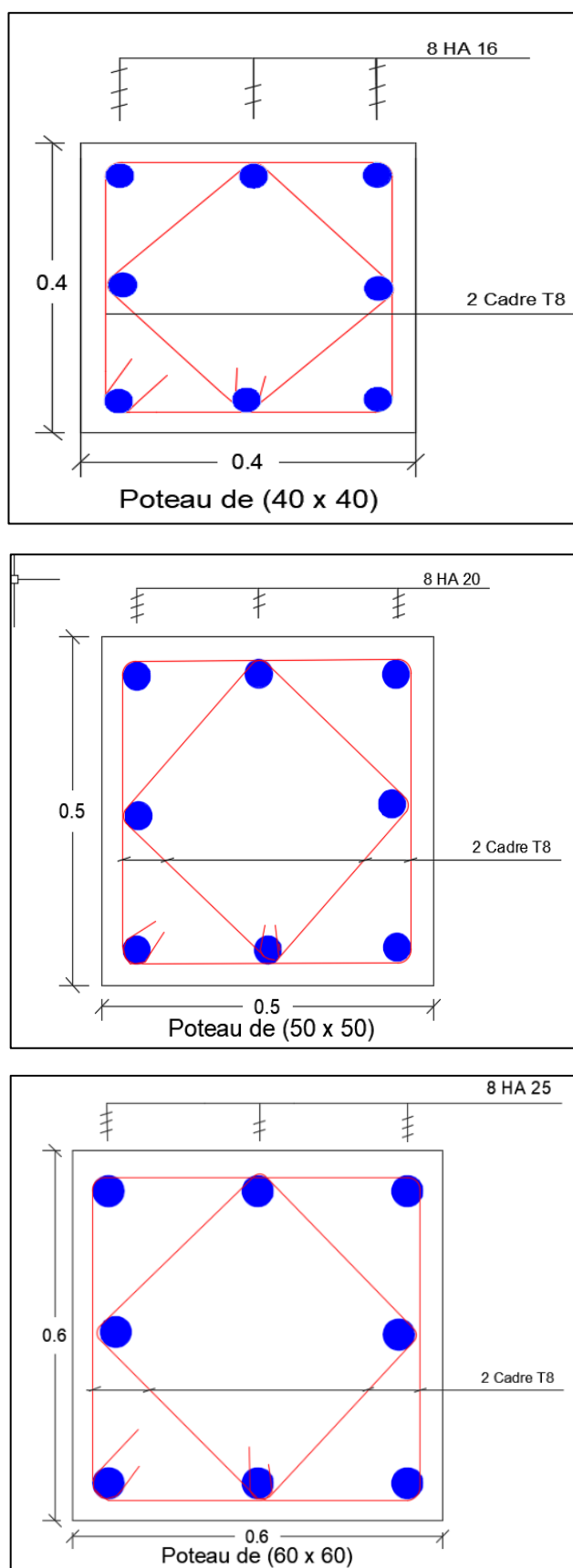


Figure A6-5 : Plan de ferrailage en coupe transversale des poteaux

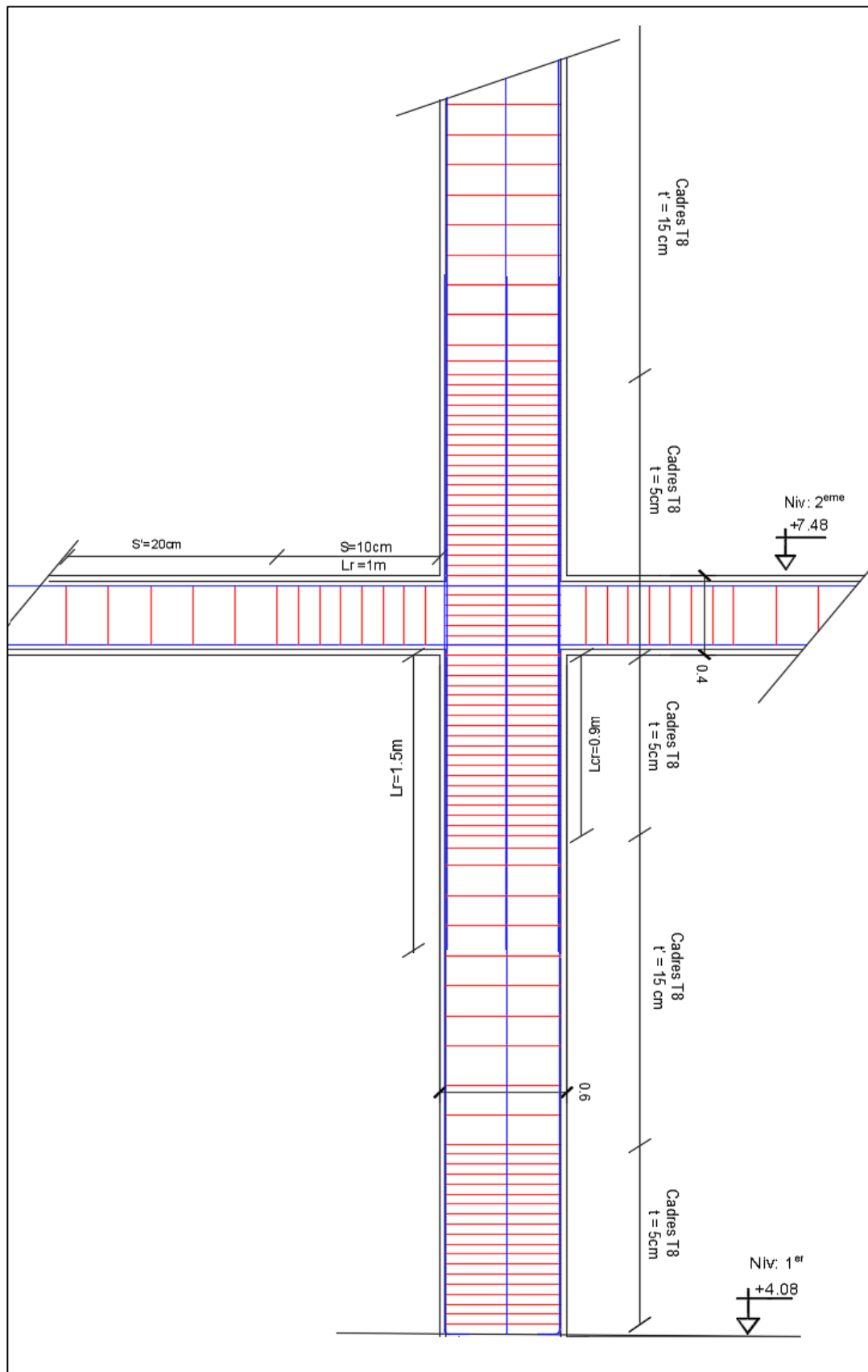
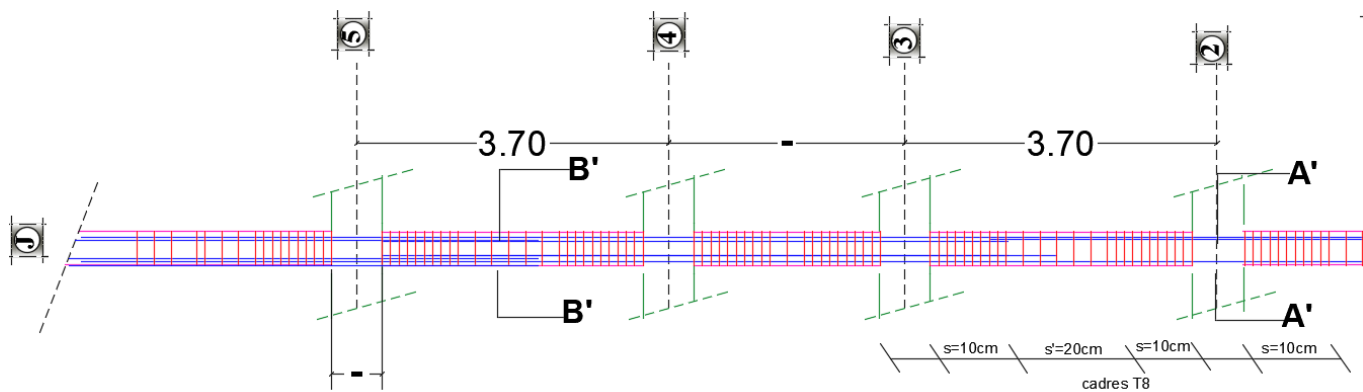
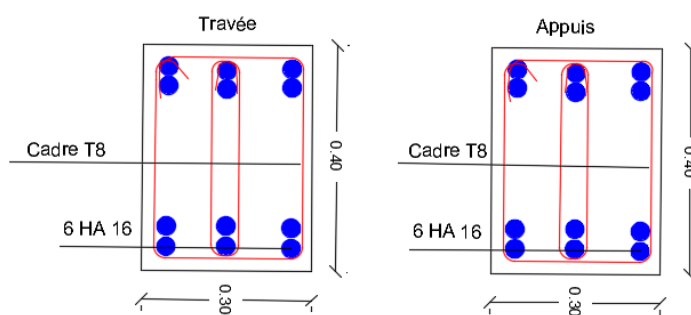


Figure A6-6 : Plan de ferrailage en coupe longitudinale d'un poteau (60 × 60) reliant le 1er et le 2e étage, avec détail de la poutre associée

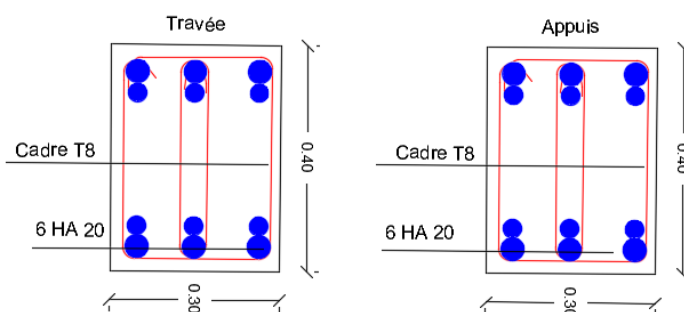


Coupe 1' - 1'

Poutres Principales RDC 1^{ER} 2^{EME}



Poutres Principales du 3^{eme} au 7^{eme}



Poutres Principales du 8^{eme} au 11^{eme}

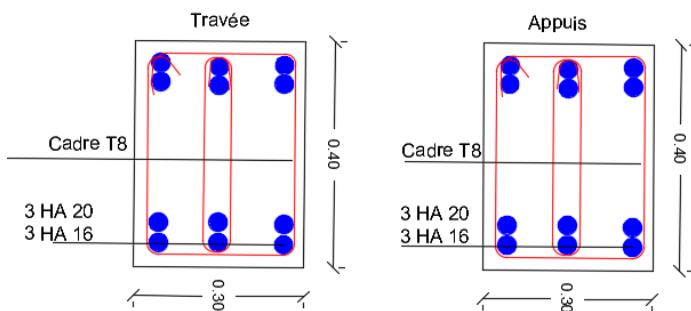
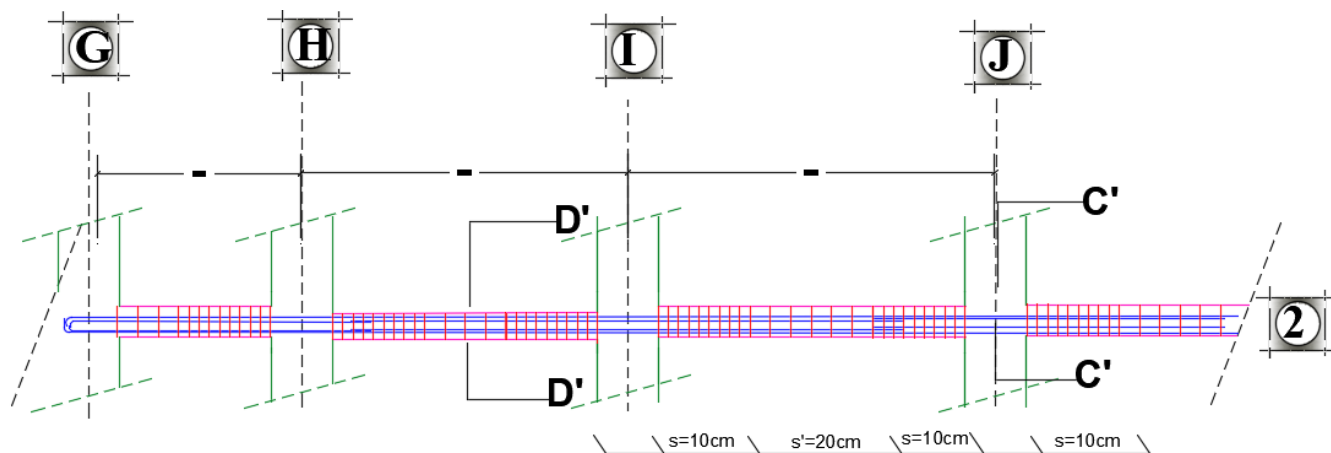
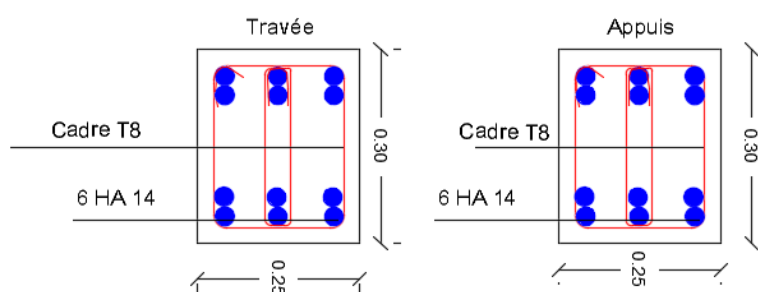


Figure A6-7 : détails de ferrailage de la poutres principales



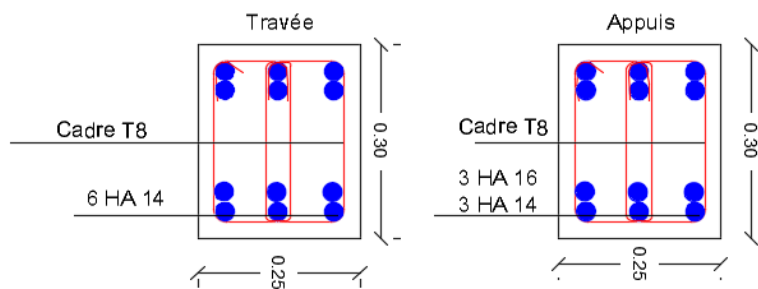
Coupe 2' - 2'

Poutres Secondaires RDC 1^{ER} 2^{EME}



Coupe 2' - 2'

Poutres Secondaires du 3^{eme} au 7^{eme}



Coupe 2' - 2'

Poutres secondaires du 8^{eme} au 11^{eme}

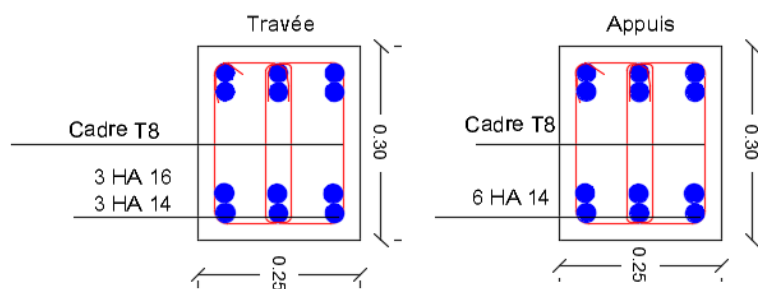
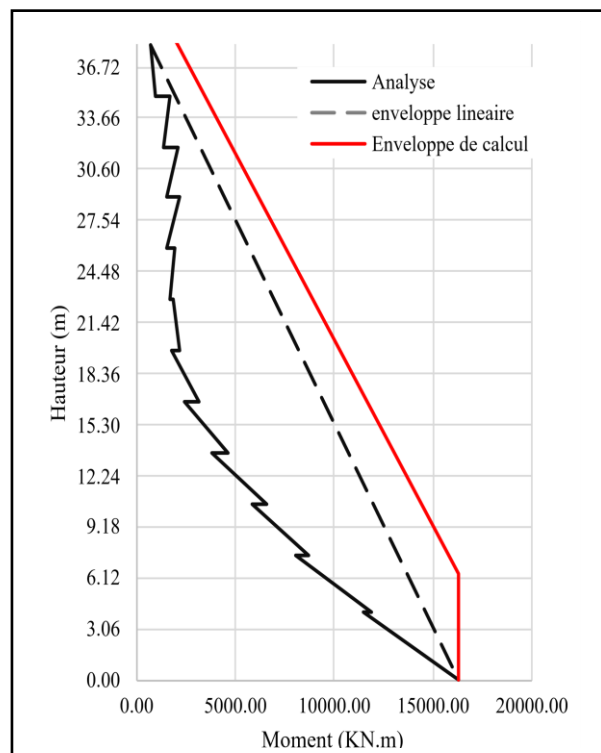


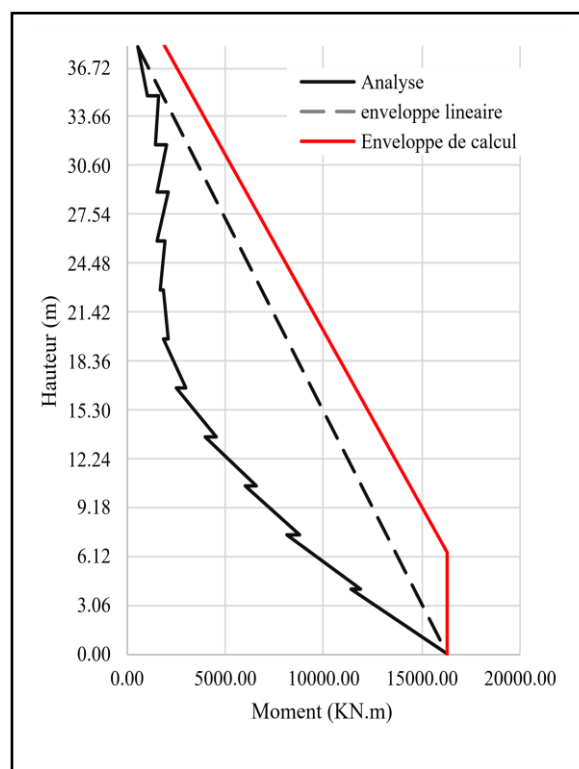
Figure A6-8 : détails de ferrailage de la poutres secondaires

Tableaux A6-1 : Courbes enveloppes pour les moments fléchissant

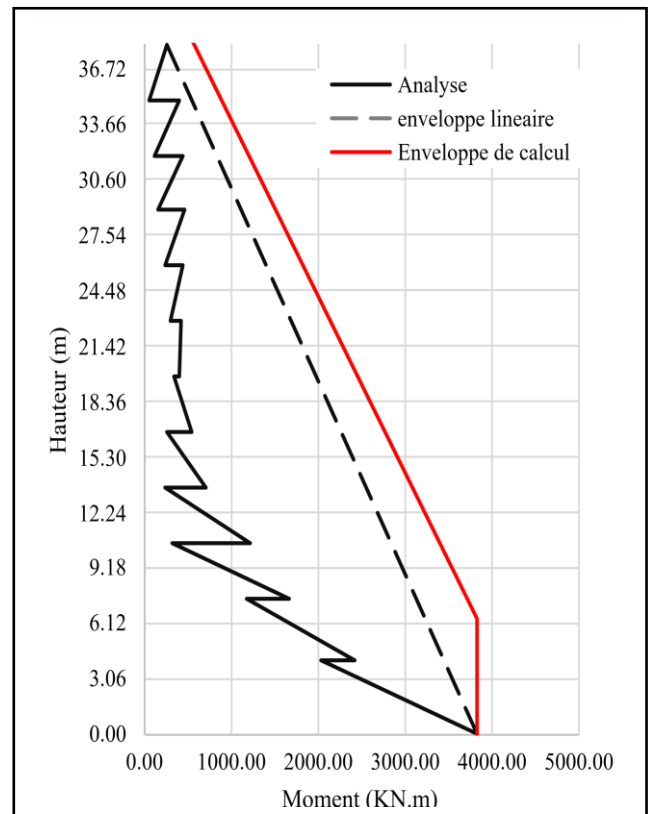
Voile V _{Y1} Sous combinaison G+0.3Q+E ₂					
story		Z (m)	P (kN)	M ₃	M _{env}
STORY11	Top	38.08	193.68	671.40	671.40
STORY11	Bottom	35.02	269.11	941.44	6240.10
STORY10	Top	35.02	470.73	1695.38	
STORY10	Bottom	31.96	546.15	1370.81	7493.06
STORY9	Top	31.96	755.47	2112.38	
STORY9	Bottom	28.90	830.90	1490.59	8746.02
STORY8	Top	28.90	1048.17	2168.91	
STORY8	Bottom	25.84	1123.60	1491.20	9998.98
STORY7	Top	25.84	1347.89	1965.37	
STORY7	Bottom	22.78	1437.09	1691.24	11251.93
STORY6	Top	22.78	1665.45	1853.69	
STORY6	Bottom	19.72	1754.65	2177.12	12504.89
STORY5	Top	19.72	1983.16	1791.63	
STORY5	Bottom	16.66	2072.36	3128.31	13757.85
STORY4	Top	16.66	2296.05	2404.78	
STORY4	Bottom	13.60	2385.25	4605.74	15010.80
STORY3	Top	13.60	2597.90	3793.29	
STORY3	Bottom	10.54	2687.10	6595.76	16263.76
STORY2	Top	10.54	2882.37	5839.83	
STORY2	Bottom	7.48	2986.86	8716.96	16263.76
STORY1	Top	7.48	3165.82	8076.30	
STORY1	Bottom	4.08	3272.49	11861.35	16263.76
RDC	Top	4.08	3425.81	11443.54	
RDC	Bottom	0.00	3553.82	16263.76	



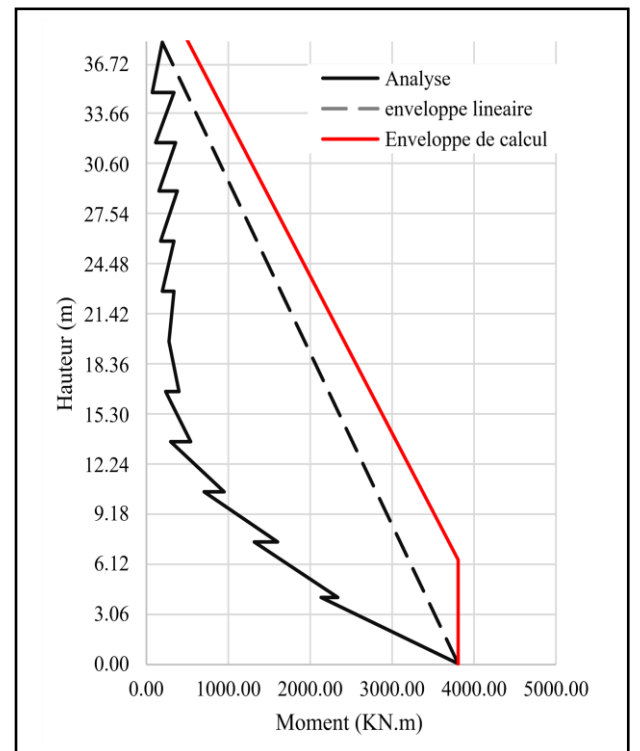
Voile V _{Y2} Sous combinaison G+0.3Q+E ₂					
STORY		Z (m)	P (kN)	M ₃	M _{env}
STORY11	Top	38.08	202.92	528.64	528.64
STORY11	Bottom	35.02	278.35	1023.14	6146.12
STORY10	Top	35.02	501.07	1601.72	
STORY10	Bottom	31.96	576.50	1451.93	7410.06
STORY9	Top	31.96	810.11	2025.48	
STORY9	Bottom	28.90	885.54	1558.21	8673.99
STORY8	Top	28.90	1130.93	2088.11	
STORY8	Bottom	25.84	1206.36	1517.35	9937.92
STORY7	Top	25.84	1465.38	1889.60	
STORY7	Bottom	22.78	1554.58	1663.99	11201.86
STORY6	Top	22.78	1821.29	1811.45	
STORY6	Bottom	19.72	1910.49	2101.14	12465.79
STORY5	Top	19.72	2177.79	1833.61	
STORY5	Bottom	16.66	2266.99	3027.02	13729.72
STORY4	Top	16.66	2528.39	2508.94	
STORY4	Bottom	13.60	2617.59	4509.93	14993.66
STORY3	Top	13.60	2864.24	3925.88	
STORY3	Bottom	10.54	2953.44	6550.31	16257.59
STORY2	Top	10.54	3176.73	6007.25	
STORY2	Bottom	7.48	3281.23	8775.47	16257.59
STORY1	Top	7.48	3462.96	8099.74	
STORY1	Bottom	4.08	3569.64	11889.67	16257.59
RDC	Top	4.08	3720.27	11426.72	
RDC	Bottom	0.00	3848.28	16257.59	



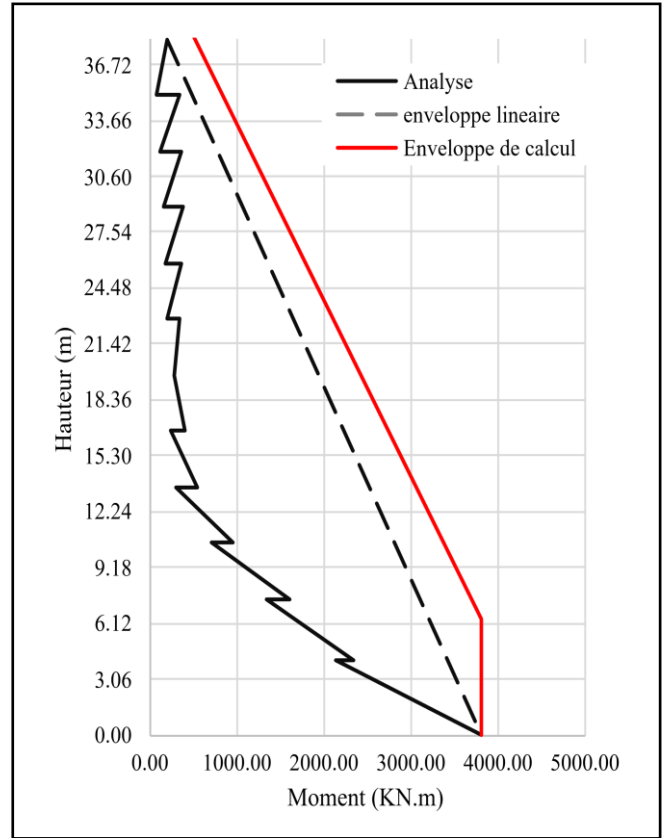
Voile V _{V3} Sous combinaison G+0.3Q+E ₂					
story		Z (m)	P (kN)	M ₃	Menv
STORY11	Top	38.08	159.39	262.32	262.32
STORY11	Bottom	35.02	199.17	48.92	1535.56
STORY10	Top	35.02	358.50	402.96	
STORY10	Bottom	31.96	398.28	107.66	1822.03
STORY9	Top	31.96	569.41	440.56	
STORY9	Bottom	28.90	609.19	161.02	2108.51
STORY8	Top	28.90	788.83	460.84	
STORY8	Bottom	25.84	828.61	231.16	2394.99
STORY7	Top	25.84	1030.03	450.55	
STORY7	Bottom	22.78	1076.69	298.05	2681.47
STORY6	Top	22.78	1299.92	430.44	
STORY6	Bottom	19.72	1346.59	408.50	2967.95
STORY5	Top	19.72	1577.19	347.82	
STORY5	Bottom	16.66	1623.85	539.11	3254.42
STORY4	Top	16.66	1858.53	256.00	
STORY4	Bottom	13.60	1905.19	700.71	3540.90
STORY3	Top	13.60	2135.03	235.67	
STORY3	Bottom	10.54	2181.69	1215.33	3827.38
STORY2	Top	10.54	2421.31	322.23	
STORY2	Bottom	7.48	2487.10	1672.11	3827.38
STORY1	Top	7.48	2720.78	1169.82	
STORY1	Bottom	4.08	2793.88	2424.96	3827.38
RDC	Top	4.08	2999.93	2024.90	
RDC	Bottom	0.00	3087.65	3827.38	



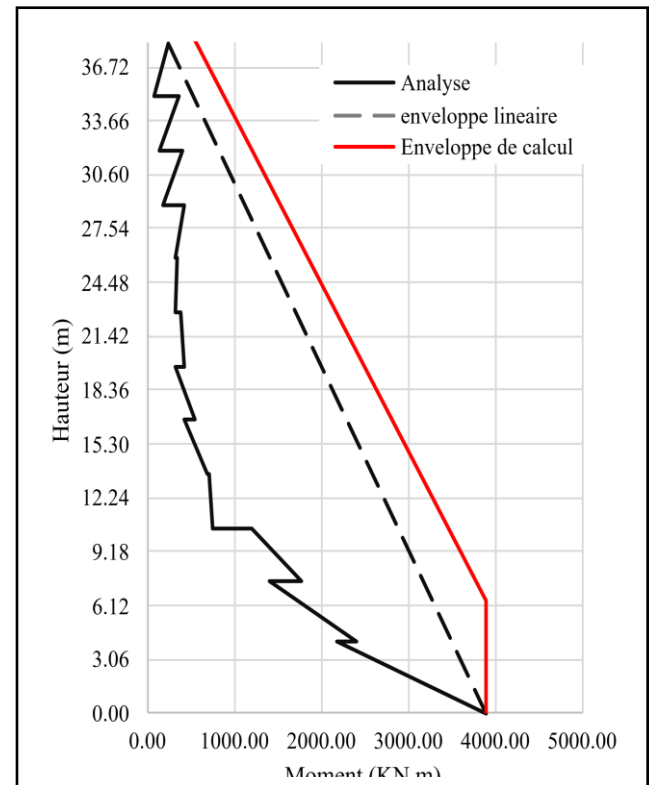
Voile V _{V4} Sous combinaison G+0.3Q+E ₂					
story		Z (m)	P (kN)	M ₃	Menv
STORY11	Top	38.08	14.93	200.42	200.42
STORY11	Bottom	35.02	54.71	75.93	1489.72
STORY10	Top	35.02	49.20	338.01	
STORY10	Bottom	31.96	88.98	113.82	1779.81
STORY9	Top	31.96	71.62	367.31	
STORY9	Bottom	28.90	111.40	148.14	2069.91
STORY8	Top	28.90	81.48	383.32	
STORY8	Bottom	25.84	121.26	168.84	2360.00
STORY7	Top	25.84	70.40	349.11	
STORY7	Bottom	22.78	117.07	197.90	2650.09
STORY6	Top	22.78	52.49	334.85	
STORY6	Bottom	19.72	99.15	282.26	2940.18
STORY5	Top	19.72	27.83	268.78	
STORY5	Bottom	16.66	74.50	394.80	3230.28
STORY4	Top	16.66	0.65	230.49	
STORY4	Bottom	13.60	46.01	544.67	3520.37
STORY3	Top	13.60	27.14	290.24	
STORY3	Bottom	10.54	19.52	950.46	3810.4
STORY2	Top	10.54	45.95	696.70	
STORY2	Bottom	7.48	19.84	1608.10	3810.4
STORY1	Top	7.48	1.78	1327.68	
STORY1	Bottom	4.08	74.88	2340.15	3810.4
RDC	Top	4.08	80.33	2125.45	
RDC	Bottom	0.00	168.05	3810.46	



Voile V _{V5} Sous combinaison G+0.3Q+E ₂					
STORY		Z (m)	P (kN)	M ₃ (kN.m)	M _{env}
STORY11	Top	38.08	14.63	202.19	202.19
STORY11	Bottom	35.02	54.41	74.95	1492.17
STORY10	Top	35.02	49.21	339.47	
STORY10	Bottom	31.96	88.99	113.94	1782.42
STORY9	Top	31.96	70.59	367.58	
STORY9	Bottom	28.90	110.37	148.67	2072.67
STORY8	Top	28.90	79.72	384.21	
STORY8	Bottom	25.84	119.50	170.06	2362.91
STORY7	Top	25.84	68.18	350.93	
STORY7	Bottom	22.78	114.85	199.08	2653.16
STORY6	Top	22.78	50.03	336.72	
STORY6	Bottom	19.72	96.70	283.74	2943.40
STORY5	Top	19.72	25.12	270.79	
STORY5	Bottom	16.66	71.79	396.50	3233.65
STORY4	Top	16.66	3.60	232.73	
STORY4	Bottom	13.60	43.06	546.73	3523.90
STORY3	Top	13.60	30.39	292.38	
STORY3	Bottom	10.54	16.28	952.78	3814.14
STORY2	Top	10.54	49.32	700.14	
STORY2	Bottom	7.48	16.47	1612.40	3814.14
STORY1	Top	7.48	1.60	1331.72	
STORY1	Bottom	4.08	71.50	2347.51	3814.14
RDC	Top	4.08	76.62	2132.14	
RDC	Bottom	0.00	164.34	3814.14	

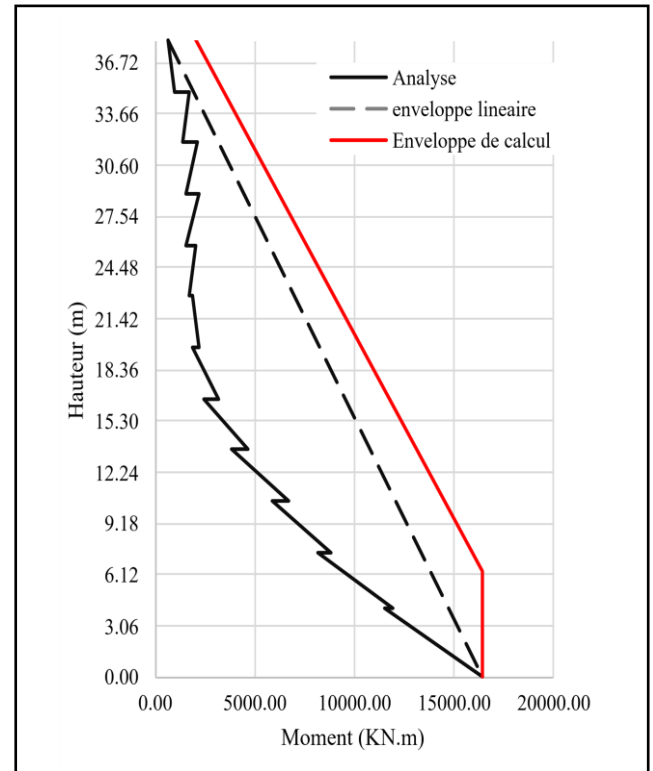


Voile V _{V6} Sous combinaison G+0.3Q+E ₂					
STORY		Z (m)	P (kN)	M ₃ (kN.m)	M _{env}
STORY11	Top	38.08	129.67	236.77	236.77
STORY11	Bottom	35.02	169.45	83.70	1544.28
STORY10	Top	35.02	284.99	358.87	
STORY10	Bottom	31.96	324.77	132.39	1838.47
STORY9	Top	31.96	423.77	400.90	
STORY9	Bottom	28.90	463.55	177.32	2132.66
STORY8	Top	28.90	546.66	429.43	
STORY8	Bottom	25.84	586.44	318.84	2426.85
STORY7	Top	25.84	637.98	336.74	
STORY7	Bottom	22.78	684.64	313.97	2721.04
STORY6	Top	22.78	714.35	388.97	
STORY6	Bottom	19.72	761.02	416.58	3015.23
STORY5	Top	19.72	779.40	313.66	
STORY5	Bottom	16.66	826.07	536.03	3309.42
STORY4	Top	16.66	835.07	428.78	
STORY4	Bottom	13.60	881.74	682.77	3603.61
STORY3	Top	13.60	888.64	717.76	
STORY3	Bottom	10.54	935.30	741.39	3897.80
STORY2	Top	10.54	945.94	1195.17	
STORY2	Bottom	7.48	1011.73	1769.24	3897.80
STORY1	Top	7.48	1015.94	1393.17	
STORY1	Bottom	4.08	1089.04	2410.63	3897.80
RDC	Top	4.08	1129.77	2187.25	
RDC	Bottom	0.00	1217.49	3897.80	



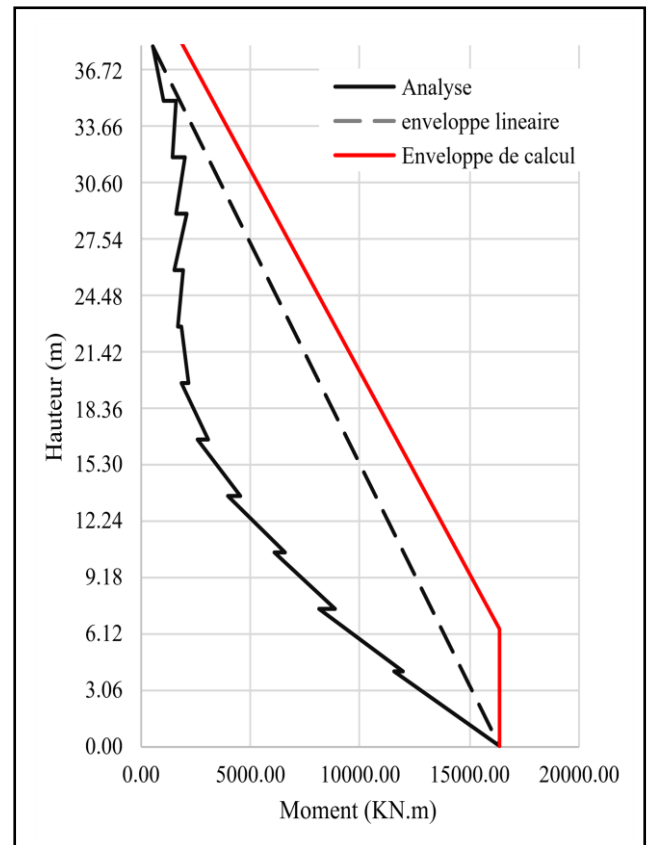
Voile V₇ Sous combinaison G+0.3Q+E₂

STORY		Z (m)	P (kN)	M ₃ (kN.m)	Menv
STORY11	Top	38.08	195.73	677.57	677.57
STORY11	Bottom	35.02	271.16	947.73	6310.53
STORY10	Top	35.02	474.52	1702.78	
STORY10	Bottom	31.96	549.95	1380.56	7577.95
STORY9	Top	31.96	761.06	2121.14	
STORY9	Bottom	28.90	836.49	1511.59	8845.37
STORY8	Top	28.90	1055.60	2184.69	
STORY8	Bottom	25.84	1131.03	1528.77	10112.79
STORY7	Top	25.84	1357.17	1993.59	
STORY7	Bottom	22.78	1446.37	1735.97	11380.20
STORY6	Top	22.78	1676.62	1889.34	
STORY6	Bottom	19.72	1765.82	2225.07	12647.62
STORY5	Top	19.72	1996.26	1837.34	
STORY5	Bottom	16.66	2085.46	3176.73	13915.04
STORY4	Top	16.66	2311.12	2454.25	
STORY4	Bottom	13.60	2400.32	4656.31	15182.45
STORY3	Top	13.60	2614.95	3843.63	
STORY3	Bottom	10.54	2704.15	6651.71	16449.87
STORY2	Top	10.54	2901.38	5894.50	
STORY2	Bottom	7.48	3005.88	8777.01	
STORY1	Top	7.48	3186.79	8134.65	16449.87
STORY1	Bottom	4.08	3293.46	11918.23	
RDC	Top	4.08	3448.86	11498.59	16449.87
RDC	Bottom	0.00	3588.19	16449.87	

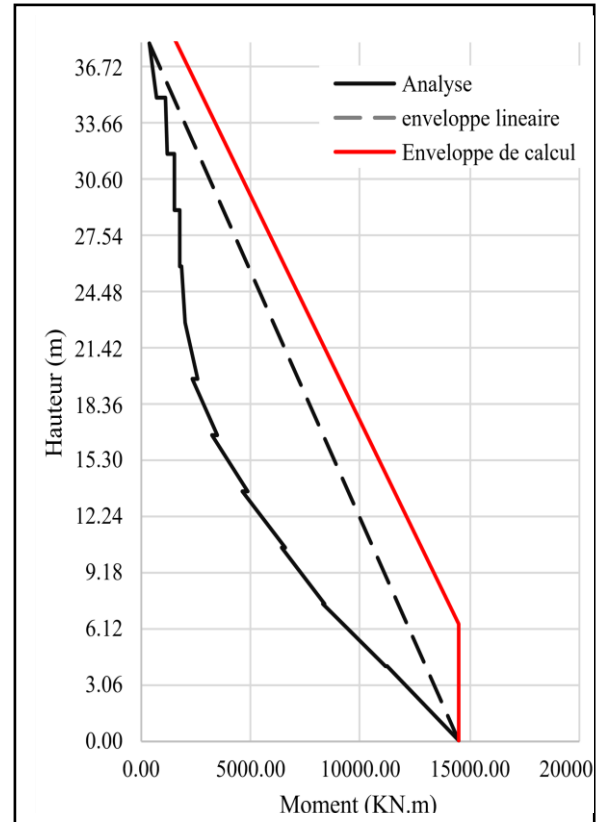


Voile V₈ Sous combinaison G+0.3Q+E₂

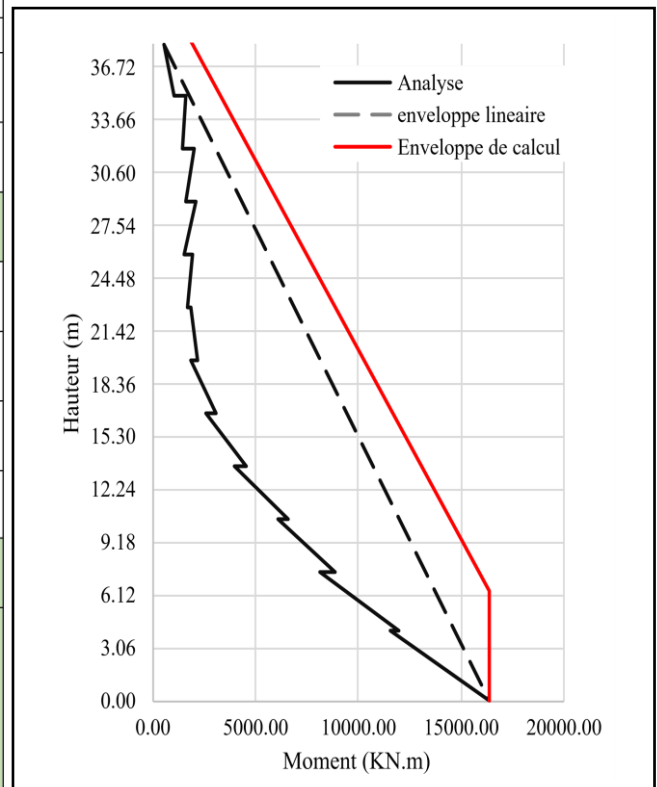
STORY		Z (m)	P (kN)	M ₃	Menv
STORY11	Top	38.08	205.19	533.02	533.02
STORY11	Bottom	35.02	280.62	1029.33	6175.78
STORY10	Top	35.02	505.57	1608.49	
STORY10	Bottom	31.96	581.00	1461.31	7445.40
STORY9	Top	31.96	816.82	2033.92	
STORY9	Bottom	28.90	892.25	1578.26	8715.02
STORY8	Top	28.90	1139.77	2104.09	
STORY8	Bottom	25.84	1215.19	1553.88	9984.64
STORY7	Top	25.84	1476.25	1918.91	
STORY7	Bottom	22.78	1565.45	1707.90	11254.27
STORY6	Top	22.78	1834.11	1848.54	
STORY6	Bottom	19.72	1923.31	2148.98	12523.89
STORY5	Top	19.72	2192.46	1880.30	
STORY5	Bottom	16.66	2281.66	3075.51	13793.51
STORY4	Top	16.66	2544.81	2558.82	
STORY4	Bottom	13.60	2634.00	4561.04	15063.13
STORY3	Top	13.60	2882.27	3977.43	
STORY3	Bottom	10.54	2971.46	6608.90	16332.75
STORY2	Top	10.54	3196.20	6065.42	
STORY2	Bottom	7.48	3300.70	8844.38	
STORY1	Top	7.48	3483.90	8166.17	16332.75
STORY1	Bottom	4.08	3590.57	11977.16	
RDC	Top	4.08	3742.73	11511.99	16332.75
RDC	Bottom	0.00	3870.74	16332.75	



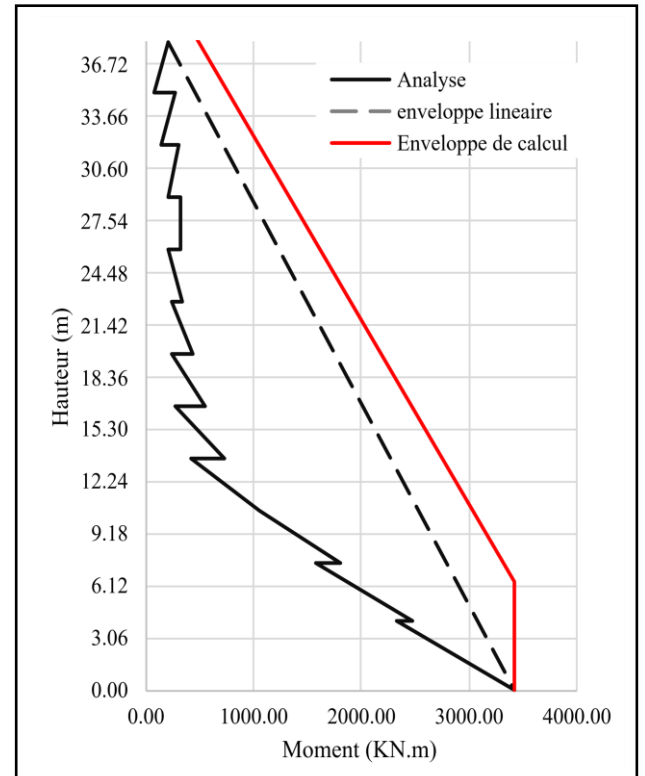
Voile V _{x1} Sous combinaison G+0.3Q+E ₁					
STORY		Z (m)	P (kN)	M ₃ (kN.m)	Menv
STORY11	Top	38.08	121.97	345.52	345.52
STORY11	Bottom	35.02	148.61	677.45	5405.39
STORY10	Top	35.02	296.38	1081.34	6543.86
STORY10	Bottom	31.96	292.42	1194.36	
STORY9	Top	31.96	469.97	1527.68	7682.33
STORY9	Bottom	28.90	435.08	1517.38	
STORY8	Top	28.90	642.42	1766.11	8820.80
STORY8	Bottom	25.84	590.18	1752.71	
STORY7	Top	25.84	813.58	1846.24	9959.28
STORY7	Bottom	22.78	756.31	2037.82	
STORY6	Top	22.78	997.77	2003.30	11097.75
STORY6	Bottom	19.72	913.72	2561.76	
STORY5	Top	19.72	1181.06	2366.00	12236.22
STORY5	Bottom	16.66	1069.82	3471.36	
STORY4	Top	16.66	1363.38	3211.09	13374.69
STORY4	Bottom	13.60	1224.73	4838.16	
STORY3	Top	13.60	1544.57	4598.14	14513.16
STORY3	Bottom	10.54	1399.79	6604.63	
STORY2	Top	10.54	1724.24	6410.85	14513.16
STORY2	Bottom	7.48	1585.99	8405.84	
STORY1	Top	7.48	1924.65	8292.86	14513.16
STORY1	Bottom	4.08	1769.33	11142.32	
RDC	Top	4.08	2145.34	11203.36	14513.16
RDC	Bottom	0.00	2282.83	14513.16	



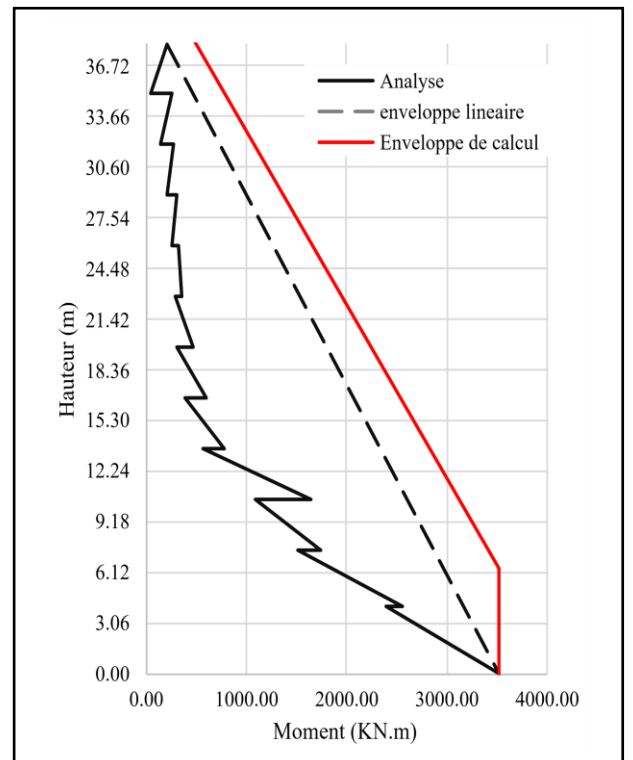
Voile V _{x2} Sous combinaison G+0.3Q+E ₁					
STORY		Z (m)	P (kN)	M ₃ (kN.m)	Menv
STORY11	Top	38.08	121.77	343.84	343.84
STORY11	Bottom	35.02	148.52	693.43	5404.21
STORY10	Top	35.02	295.80	1104.29	6542.80
STORY10	Bottom	31.96	292.01	1196.95	
STORY9	Top	31.96	468.99	1529.46	7681.38
STORY9	Bottom	28.90	434.36	1518.22	
STORY8	Top	28.90	640.98	1764.61	8819.97
STORY8	Bottom	25.84	589.07	1753.60	
STORY7	Top	25.84	811.66	1844.19	9958.55
STORY7	Bottom	22.78	754.77	2038.34	
STORY6	Top	22.78	995.37	2001.93	11097.13
STORY6	Bottom	19.72	911.78	2561.44	
STORY5	Top	19.72	1178.20	2365.85	12235.72
STORY5	Bottom	16.66	1067.48	3470.71	
STORY4	Top	16.66	1360.12	3211.72	13374.30
STORY4	Bottom	13.60	1222.04	4837.59	
STORY3	Top	13.60	1541.00	4599.22	14512.88
STORY3	Bottom	10.54	1396.76	6605.06	
STORY2	Top	10.54	1720.47	6411.33	14512.88
STORY2	Bottom	7.48	1582.73	8406.37	
STORY1	Top	7.48	1920.87	8292.82	14512.88
STORY1	Bottom	4.08	1766.01	11143.04	
RDC	Top	4.08	2141.78	11202.49	14512.88
RDC	Bottom	0.00	2279.28	14512.88	



Voile V _{x3} Sous combinaison G+0.3Q+E ₁					
STORY		Z (m)	P (kN)	M ₃ (kN.m)	Menv
STORY11	Top	38.08	157.13	206.72	206.72
STORY11	Bottom	35.02	196.91	69.18	1351.53
STORY10	Top	35.02	342.20	263.37	
STORY10	Bottom	31.96	335.87	137.00	1609.11
STORY9	Top	31.96	442.82	305.97	
STORY9	Bottom	28.90	397.85	208.08	1866.69
STORY8	Top	28.90	491.44	315.66	
STORY8	Bottom	25.84	439.12	322.19	2124.27
STORY7	Top	25.84	527.37	206.15	
STORY7	Bottom	22.78	473.11	332.46	2381.85
STORY6	Top	22.78	558.31	244.23	
STORY6	Bottom	19.72	501.02	433.85	2639.44
STORY5	Top	19.72	580.24	230.67	
STORY5	Bottom	16.66	523.89	554.51	2897.02
STORY4	Top	16.66	598.63	275.57	
STORY4	Bottom	13.60	546.66	724.16	3154.60
STORY3	Top	13.60	617.31	421.82	
STORY3	Bottom	10.54	573.65	1049.29	3412.18
STORY2	Top	10.54	657.62	1058.37	
STORY2	Bottom	7.48	650.58	1800.80	3412.18
STORY1	Top	7.48	731.34	1575.07	
STORY1	Bottom	4.08	740.74	2471.21	3412.18
RDC	Top	4.08	844.73	2322.54	
RDC	Bottom	0.00	893.94	3412.18	

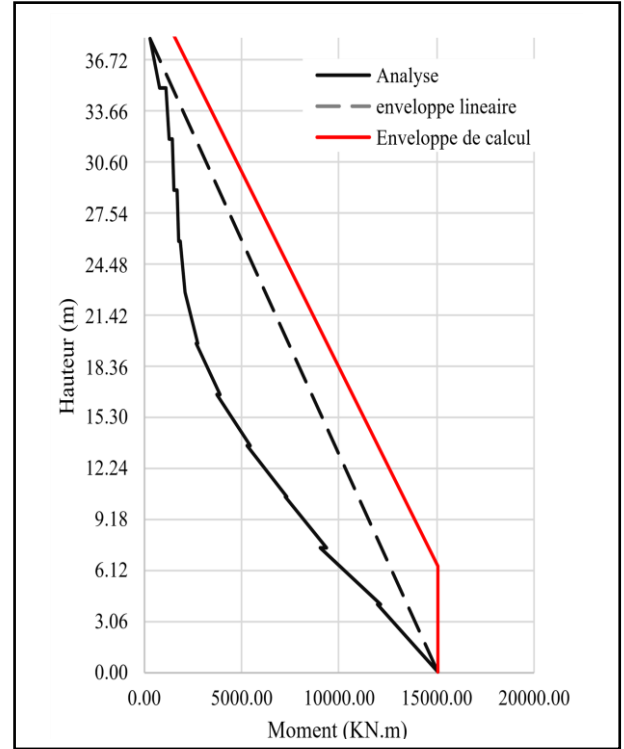


Voile V _{x4} Sous combinaison G+0.3Q+E ₁					
STORY		Z (m)	P (kN)	M ₃ (kN.m)	Menv
STORY11	Top	38.08	161.48	211.60	211.60
STORY11	Bottom	35.02	201.26	47.51	1393.24
STORY10	Top	35.02	320.31	249.71	
STORY10	Bottom	31.96	335.47	140.65	1659.11
STORY9	Top	31.96	431.24	274.24	
STORY9	Bottom	28.90	381.27	213.97	1924.98
STORY8	Top	28.90	474.89	307.86	
STORY8	Bottom	25.84	419.50	253.24	2190.84
STORY7	Top	25.84	507.40	321.71	
STORY7	Bottom	22.78	457.30	353.96	2456.71
STORY6	Top	22.78	542.50	287.45	
STORY6	Bottom	19.72	491.99	465.98	2722.58
STORY5	Top	19.72	570.76	310.84	
STORY5	Bottom	16.66	522.25	596.18	2988.45
STORY4	Top	16.66	596.36	392.89	
STORY4	Bottom	13.60	553.33	771.02	3254.32
STORY3	Top	13.60	623.59	560.01	
STORY3	Bottom	10.54	591.85	1636.95	3520.19
STORY2	Top	10.54	668.21	1084.95	
STORY2	Bottom	7.48	669.64	1741.20	3520.19
STORY1	Top	7.48	751.39	1512.29	
STORY1	Bottom	4.08	770.79	2550.56	3520.19
RDC	Top	4.08	871.04	2391.56	
RDC	Bottom	0.00	935.02	3520.19	



Voile V_{x5} Sous combinaison G+0.3Q+E₁

STORY		Z (m)	P (kN)	M ₃ (kN.m)	Menv
STORY11	Top	38.08	66.40	271.56	271.56
STORY11	Bottom	35.02	132.19	812.12	5558.44
STORY10	Top	35.02	186.98	1077.28	
STORY10	Bottom	31.96	252.77	1247.88	6747.99
STORY9	Top	31.96	304.93	1475.84	
STORY9	Bottom	28.90	370.72	1524.45	7937.54
STORY8	Top	28.90	419.43	1698.48	
STORY8	Bottom	25.84	485.22	1759.13	9127.09
STORY7	Top	25.84	530.04	1830.88	
STORY7	Bottom	22.78	609.60	2114.61	10316.64
STORY6	Top	22.78	652.75	2083.12	
STORY6	Bottom	19.72	732.31	2782.86	11506.19
STORY5	Top	19.72	774.37	2663.01	
STORY5	Bottom	16.66	853.93	3857.50	12695.74
STORY4	Top	16.66	896.26	3693.06	
STORY4	Bottom	13.60	975.82	5397.90	13620.29
STORY3	Top	13.60	1020.25	5230.85	
STORY3	Bottom	10.54	1099.81	7338.83	15074.84
STORY2	Top	10.54	1149.09	7196.37	
STORY2	Bottom	7.48	1243.95	9310.86	
STORY1	Top	7.48	1360.74	9024.05	
STORY1	Bottom	4.08	1466.14	12111.56	
RDC	Top	4.08	1588.46	11927.41	
RDC	Bottom	0.00	1714.94	15074.84	



Voile V_{x6} Sous combinaison G+0.3Q+E₁

STORY		Z (m)	P (kN)	M ₃ (kN.m)	Menv
STORY11	Top	38.08	66.46	136.12	136.12
STORY11	Bottom	35.02	132.25	855.08	5469.63
STORY10	Top	35.02	187.08	1003.20	
STORY10	Bottom	31.96	252.87	1302.78	6669.67
STORY9	Top	31.96	304.92	1412.48	
STORY9	Bottom	28.90	370.71	1581.77	7869.71
STORY8	Top	28.90	419.18	1637.95	
STORY8	Bottom	25.84	484.97	1810.39	9069.75
STORY7	Top	25.84	529.37	1767.84	
STORY7	Bottom	22.78	608.93	2169.99	10269.79
STORY6	Top	22.78	651.54	2025.71	
STORY6	Bottom	19.72	731.10	2838.02	11469.83
STORY5	Top	19.72	772.55	2605.73	
STORY5	Bottom	16.66	852.11	3910.62	12669.87
STORY4	Top	16.66	893.80	3634.55	
STORY4	Bottom	13.60	973.36	5445.33	13620.29
STORY3	Top	13.60	1017.16	5167.57	
STORY3	Bottom	10.54	1096.72	7365.82	15069.95
STORY2	Top	10.54	1145.43	7112.20	
STORY2	Bottom	7.48	1240.29	9286.67	
STORY1	Top	7.48	1356.04	8999.60	
STORY1	Bottom	4.08	1461.44	12107.46	
RDC	Top	4.08	1583.17	11914.78	
RDC	Bottom	0.00	1709.65	15069.95	

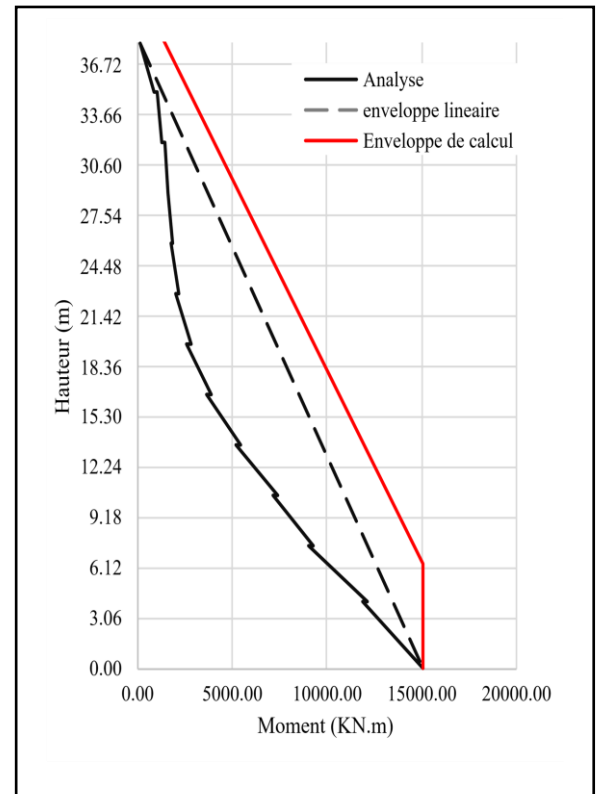
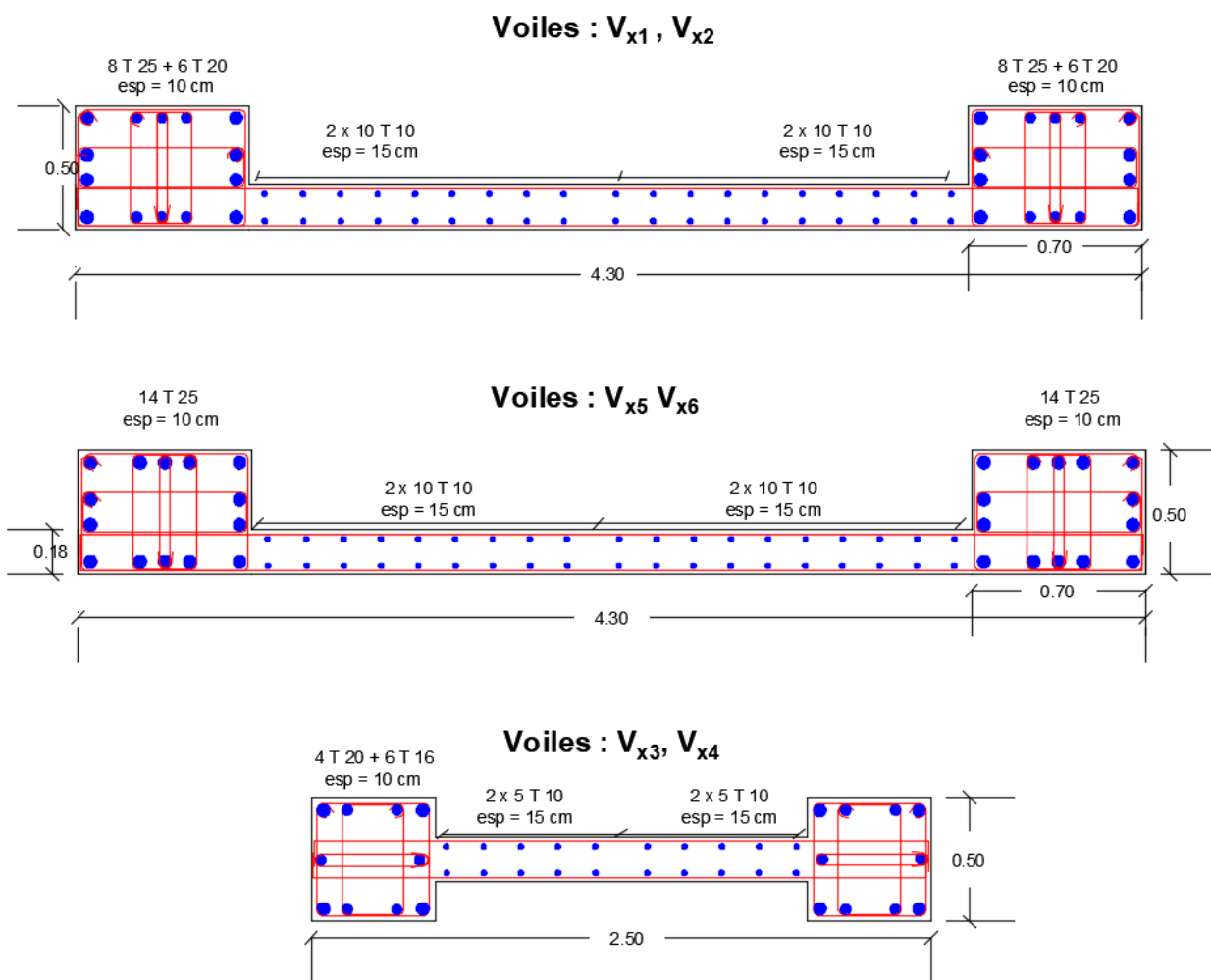
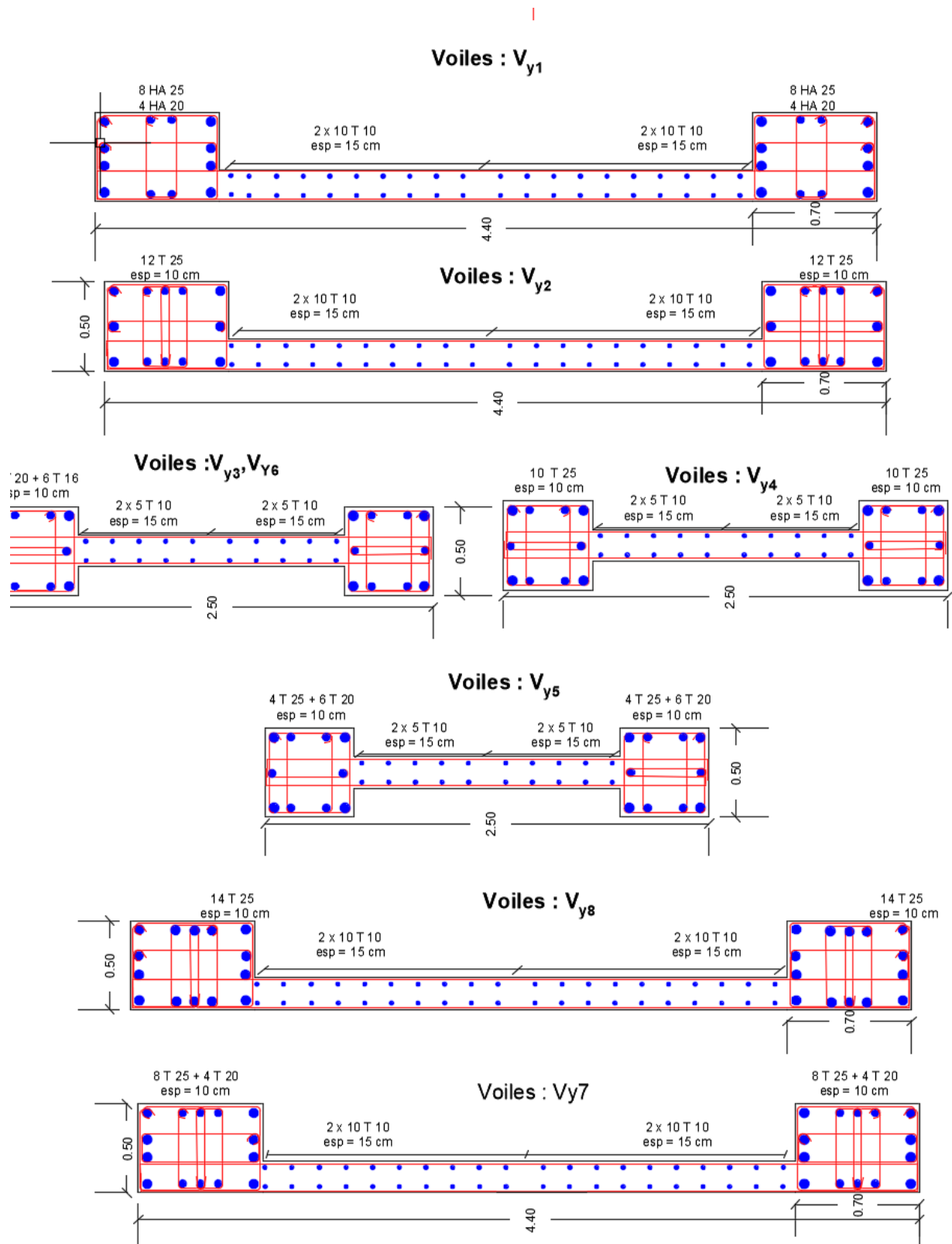


Figure A6-9 : Détails de ferrailage des voiles suivant le sens X-X pour les étages inférieurs





Figures A6-10 :Détails de ferrailage des voiles suivant le sens Y-Y pour les étages inférieurs

ANNEXE A7 : Etude géotechnique et fondations

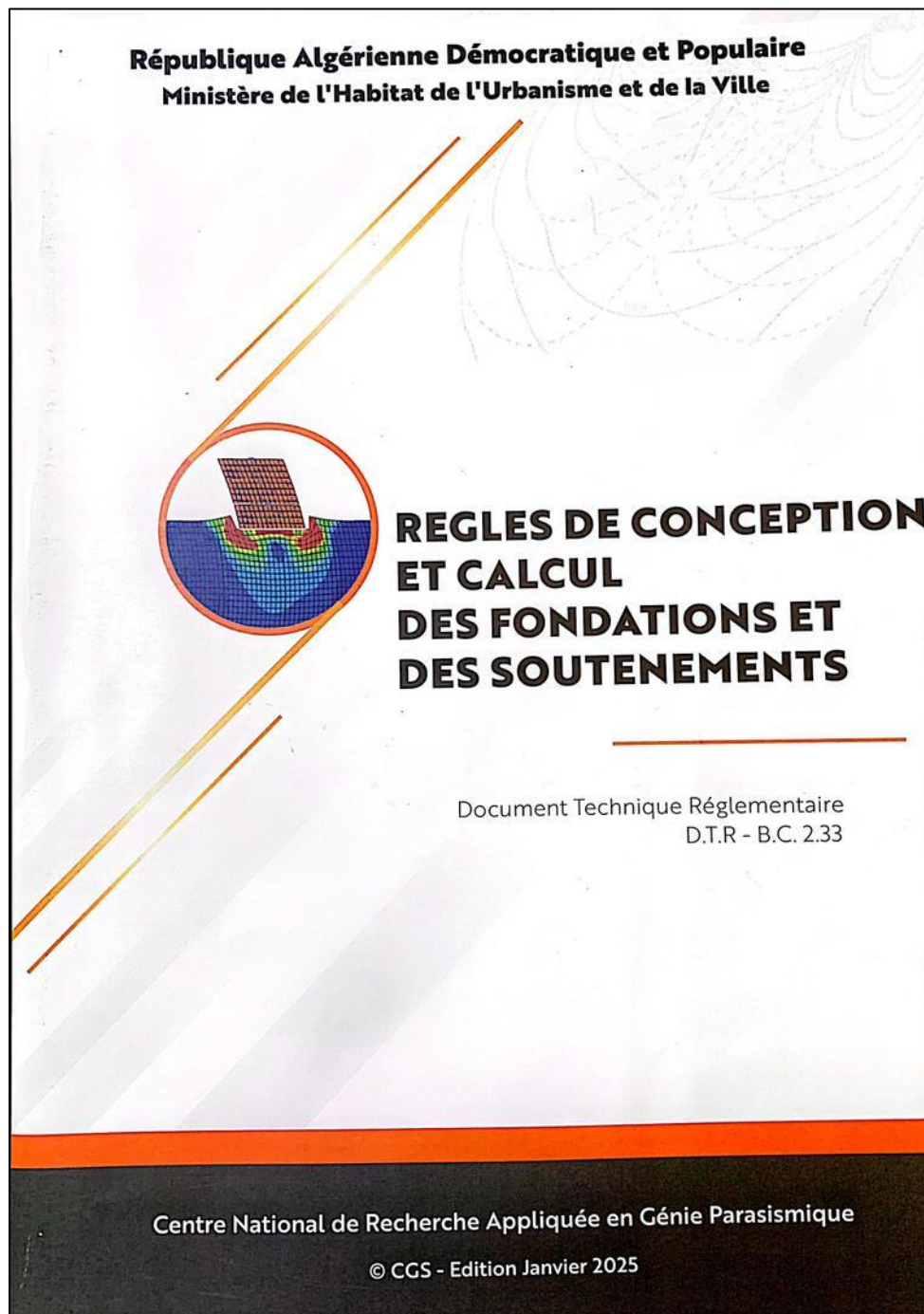


Tableau A7- 1 : les termes de coefficients pour le calcul de la capacité portante par les essai in-situ

Termes de coefficients	Surcharge	Cohésion	surface
Portance	$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$	$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \varphi}$	$N_\gamma = 2 (N_q - 1) \tan \varphi$
Inclinaison de la charge	$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A'C/\tan \varphi} \right]^m$	$i_c = i_q - \frac{(1 - i_q)}{N_c \tan \varphi}$	$i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A'C/\tan \varphi} \right]^{m+1}$
Forme	$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \sin \varphi$	$s_c = \frac{s_q N_q - 1}{N_q - 1}$	$s_\gamma = 1 - 0.3 \frac{B'}{L'}$

Tableau A7- 2 : calcul de la capacité portante par l'essai pressiométrique

SP01 (m)	P _L (bars)	P ₀ (bars)	P _{L_n} [*] (bars)	P _{l_e} [*] (bars)	De	a	0.30	Kp
2.00	12.42	0.36	12.06	19.80	6.36	b	0.50	1,21
4.00	23.68	0.36	23.32			c	2.00	
6.00	27.95	0.36	27.59			Kp0	1	
q_l = 17.94 bars								

SP02 (m)	P _L (bars)	P ₀ (bars)	P _{L_n} [*] (bars)	P _{l_e} [*] (bars)	De	a	0.30	Kp
2.00	6.46	0.36	6.10	13.10	6.91	b	0.50	1.22
4.00	16.11	0.36	15.75			c	2.00	
6.00	23.78	0.36	23.42			Kp0	1	
q_l = 14.42 bars								

SP03 (m)	P _L (bars)	P ₀ (bars)	P _{L_n} [*] (bars)	P _{l_e} [*] (bars)	De	a	0.30	Kp
2.00	16.43	0.36	16.07	6.89	7.30	b	0.50	1.24
4.00	5.34	0.36	4.98			c	2.00	
6.00	4.44	0.36	4.08			Kp0	1	
q_l = 11.03 bars								

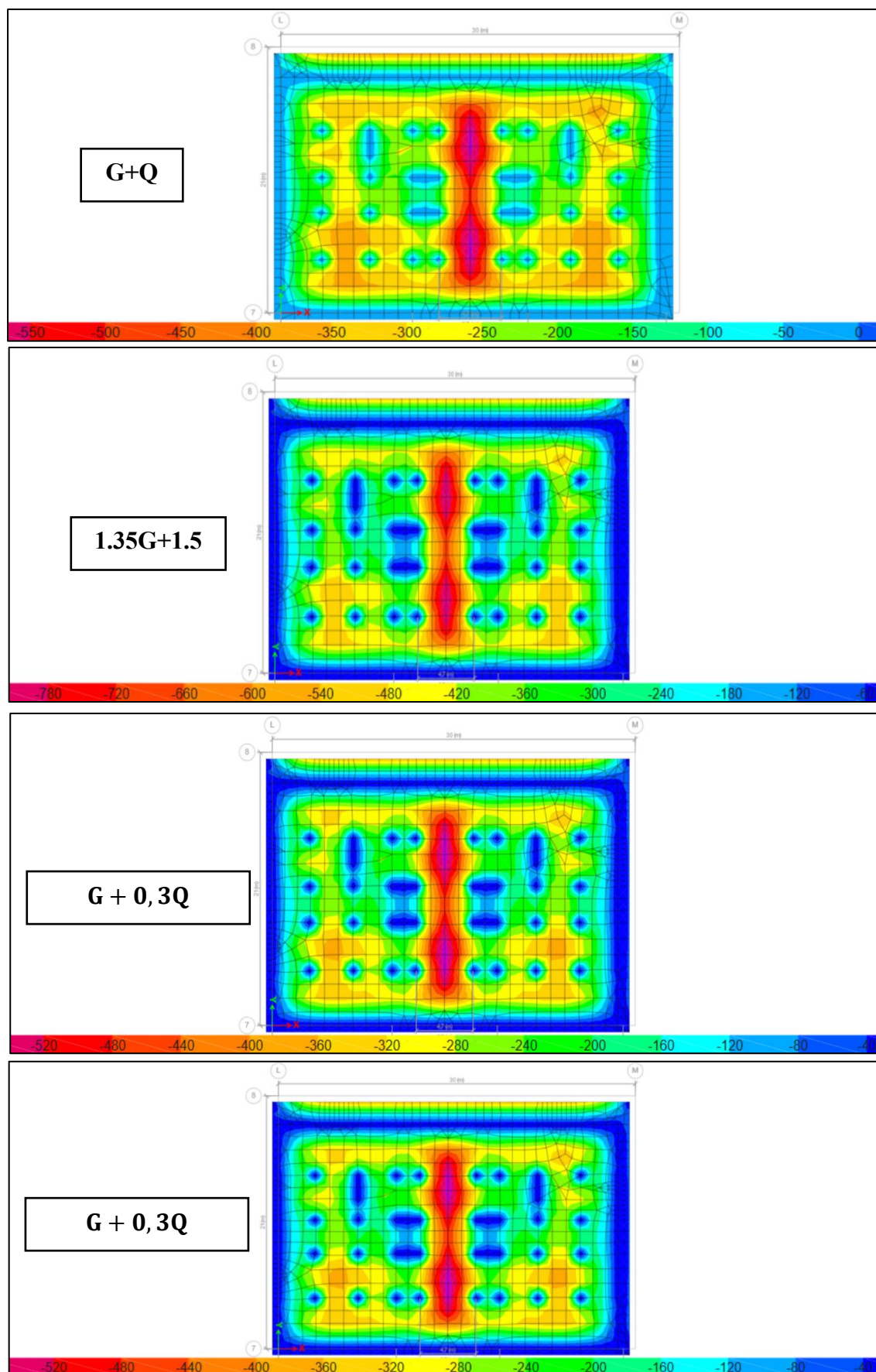


Figure A7.1 : cartographie des contraintes sous les différents combinaisons étudiées

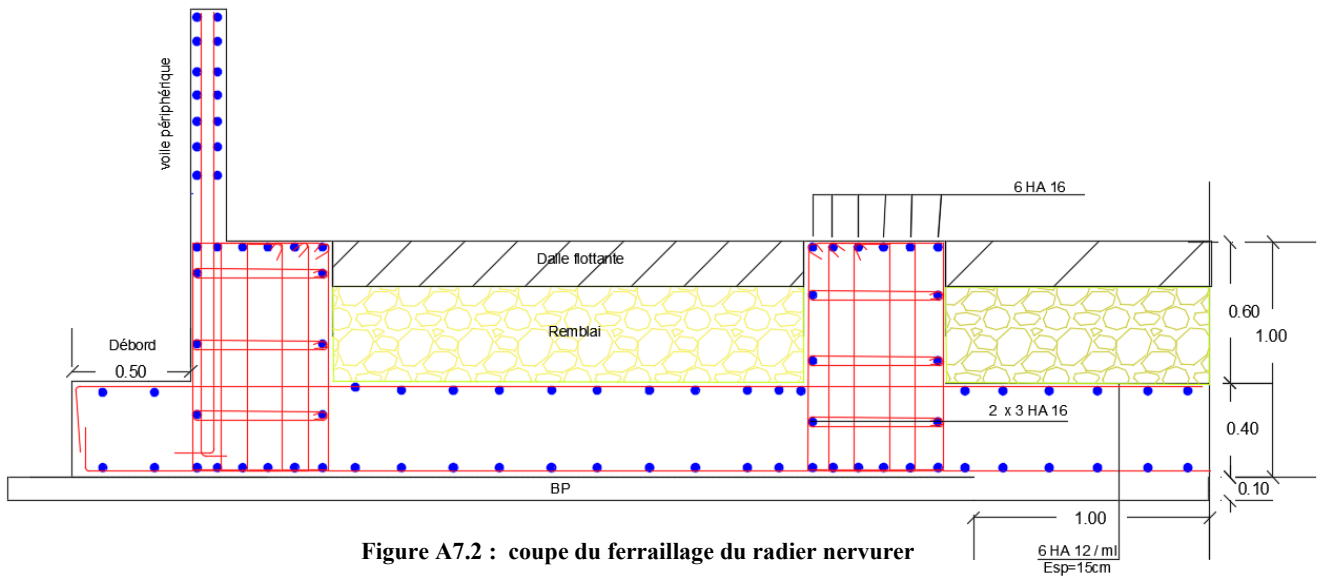


Figure A7.2 : coupe du ferrailage du radier nervurer

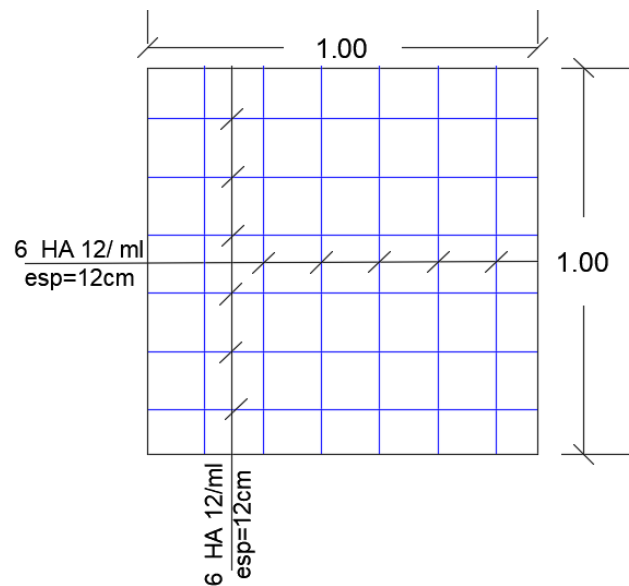


Figure A7.3 : Schéma de ferrailage de la dalle du radier pour 1ml

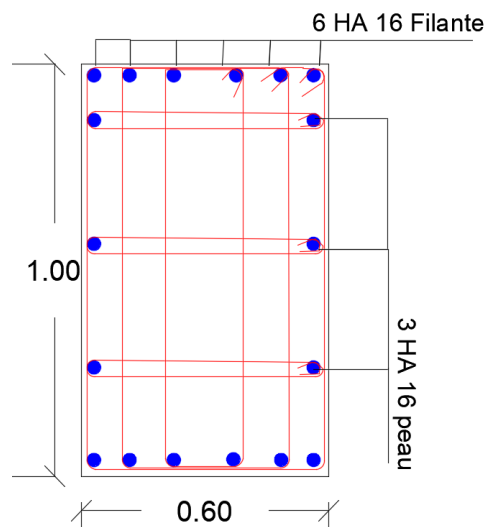


Figure A7.4 : Schéma de ferrailage des nervures (sur appuis et en travée)

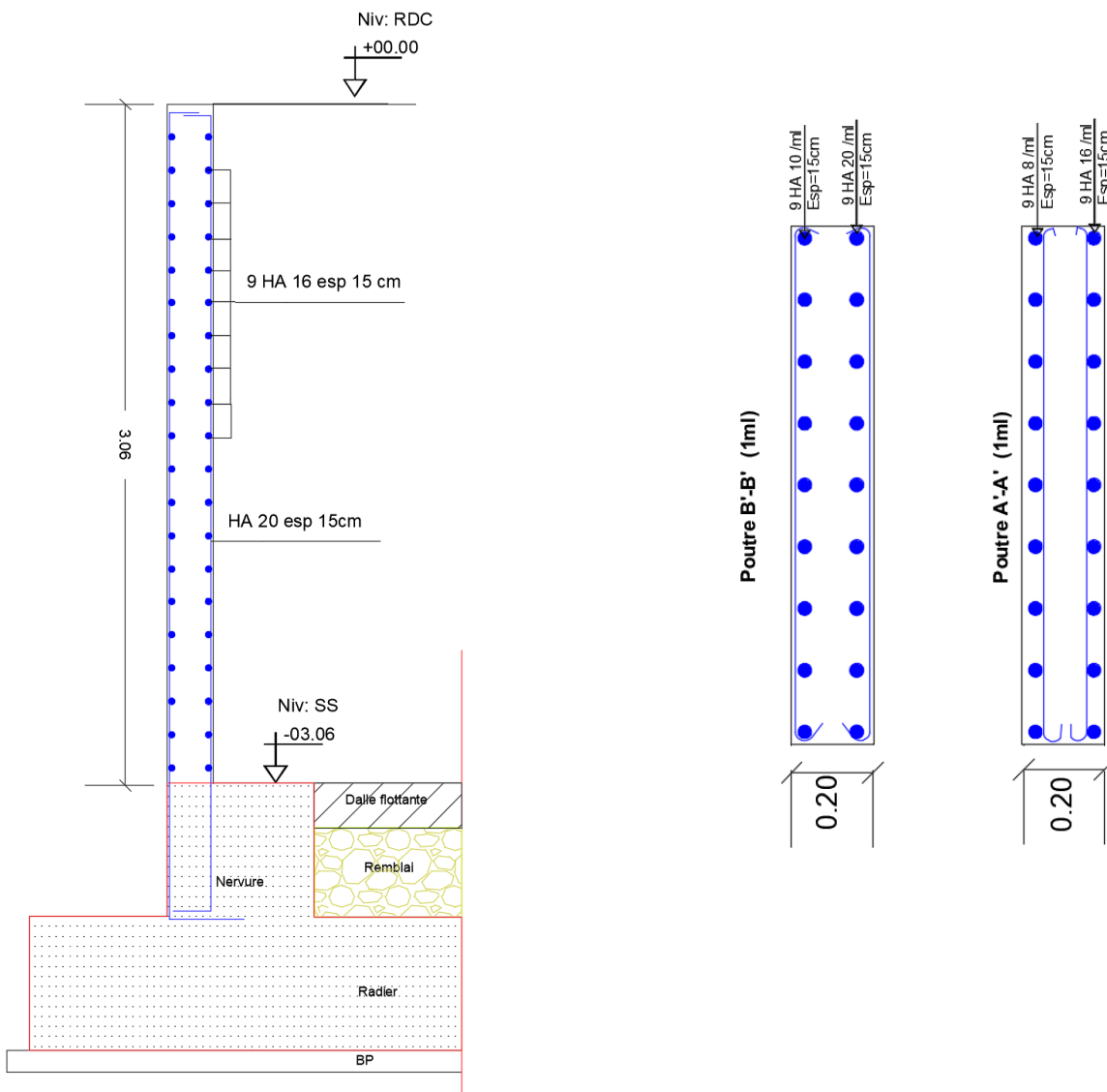
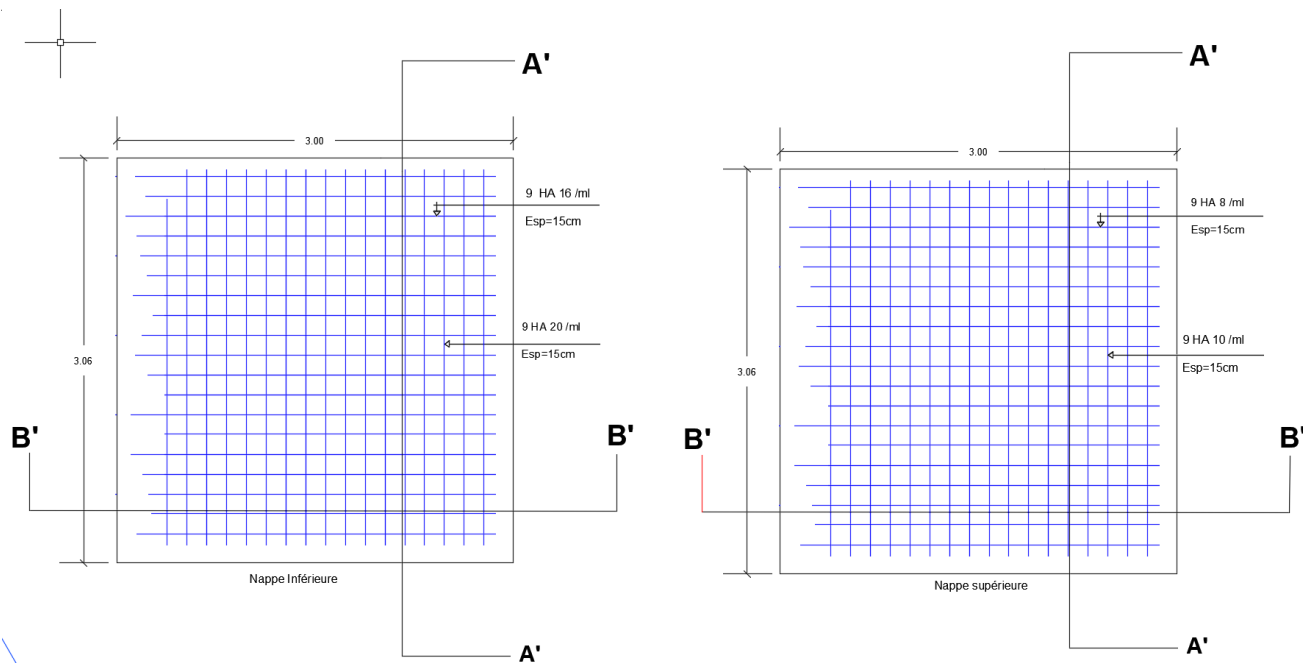


Figure A7.5 : Détail du ferrailage du voile périphérique