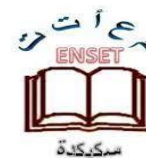




République algérienne démocratique et populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la
Recherche Scientifique
Ecole Normale Supérieure de l'Enseignement
Technologique-Skikda



Département de Technologie
Filière : Génie Civil

Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Professeur de
l'Enseignement Secondaire en Technique

Thème :

Étude de 113 logements promotionnelles

Présenté par : Kheiri Ben Amor

Jury de Soutenance :

Nom et prénom	Grade	Université	Role
Boufeloussa Abdelfatah	M.A.B	ENSET– Skikda	Président
Fortas Lahcene	M.C.B	ENSET– Skikda	Encadrant
Bousbia Badreddine	M.C.B	ENSET– Skikda	Examineur

Année Universitaire : 2024/2025

بِسْمِ اللَّهِ الْعَزِيزِ الْحَمِيمِ

Dédicaces

*Je dédie ce travail, humble fruit de mon parcours universitaire,
À mes parents bien-aimés, pour leur amour infini, leur patience
inébranlable et leurs prières constantes. Rien de tout cela n'aurait été
possible sans eux.*

*À mon frère aîné Tayeb, pilier de sagesse et de générosité, dont le soutien
a toujours été pour moi une force inestimable.*

*À mon jeune frère Ahmed Cherif, pour sa douceur, sa complicité, et sa
présence rassurante dans chaque étape.*

*À ma sœur unique, perle rare de la famille, à qui je voue une affection
toute particulière.*

*À monsieur Lahcene Fortas, mon encadreur, en reconnaissance de sa
bienveillance, de ses conseils éclairés, et de la confiance qu'il m'a
témoignée tout au long de ce travail.*

*À mon ami Oussama, fidèle compagnon de route durant ces cinq années
d'études, pour son amitié sincère, son esprit d'équipe et les souvenirs
inoubliables partagés.*

*À mes collègues de promotion, avec qui j'ai partagé efforts, entraide et
moments inoubliables tout au long de ce parcours.*

*Et enfin, à tous ceux qui m'ont soutenu, de près ou de loin, dans cette
aventure humaine et intellectuelle.*

Remerciements

*La connaissance est la seule chose qui s'accroît lorsqu'on la partage. »
Avant tout, je remercie Allah le Tout-Puissant pour Sa grâce et Son aide,
pour m'avoir donné la force, la persévérance et la patience nécessaires
pour accomplir ce travail et atteindre cette étape de mon parcours.*

*J'adresse mes sincères remerciements à mon encadreur, Monsieur
Lahcene Fortas, pour son accompagnement précieux, ses conseils éclairés,
sa bienveillance et son engagement tout au long de ce travail. Son soutien
académique et humain a été fondamental pour la réalisation de ce
mémoire.*

*J'exprime également toute ma gratitude à l'ensemble des enseignants du
Département de Technologie, qui nous ont transmis leur savoir avec
rigueur et passion durant toutes nos années d'étude.*

*Une mention particulière à nos encadrants de stage : M. Fateh, Mme
Ghania et M. Samir, pour leur disponibilité, leurs conseils constructifs et
leur accompagnement constant.*

*Je remercie chaleureusement mes camarades de promotion : Amine,
Toufik, Elyes et Abdelmoumen, pour leur esprit d'équipe, leur aide et les
moments de partage tout au long de cette formation.*

*J'adresse une pensée spéciale à mon frère aîné, pour sa sagesse, son
soutien indéfectible et ses encouragements constants qui ont été pour moi
une source de motivation et de stabilité.*

*Je tiens également à adresser mes sincères remerciements à Monsieur
Rahmouni, chef du département de technologie, pour son soutien constant
envers les étudiants, sa disponibilité remarquable, et son dévouement
exemplaire au service de tous.*

J'adresse également mes vifs remerciements aux membres du jury, Monsieur Boufeloussa Abdelfatah, Président du jury, et Monsieur Bousbia Badreddine, Examineur, pour avoir accepté de juger ce travail et pour leurs remarques constructives qui enrichiront assurément ce mémoire.

Et enfin, je rends un hommage particulier à ma chère famille, pour leur amour inconditionnel, leurs encouragements permanents et leurs prières sincères, qui ont toujours été une source de force tout au long de cette aventure.

Résumé

Ce mémoire présente une étude détaillée d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation, composé d'un sous-sol, d'un rez-de-chaussée et de neuf étages (R+9). Le projet est implanté dans la commune d'El Eulma, wilaya de Sétif, une région classée en zone de sismicité moyenne selon la carte de zonage sismique algérienne.

L'ouvrage est composé de quatre blocs identiques, répartis en deux paires. Dans chaque paire, les deux blocs sont séparés par un joint de dilatation, et chaque paire repose sur un radier indépendant. L'étude s'est concentrée sur un seul bloc, les résultats obtenus ayant été généralisés à l'ensemble en raison de la symétrie interne à chaque paire.

La stabilité de la structure face aux actions verticales et horizontales est assurée par un système de contreventement mixte combinant voiles et portiques. Le dimensionnement et le ferrailage ont été effectués selon les normes algériennes en vigueur, notamment le RPA99 version 2003, le CBA93 et le BAEL91 modifié 1999.

La modélisation et l'analyse structurelle ont été réalisées à l'aide du logiciel ETABS v22.5.0, en complément de calculs manuels, dans le but d'assurer à la fois la résistance, la sécurité et l'efficacité économique. Les plans de ferrailage ont été élaborés avec AutoCAD 2021.

Ce travail constitue une opportunité concrète de mettre en œuvre les connaissances acquises durant notre formation, d'approfondir la maîtrise des exigences de la conception parasismique, et de mieux comprendre le comportement dynamique des structures.

En complément de cette étude, une annexe a été ajoutée afin de présenter de manière synthétique les principales nouveautés introduites dans la version 2024 du RPA, dans le but de sensibiliser les étudiants aux évolutions réglementaires et de leur offrir un support clair et structuré.

Mots clés : Béton armé, bâtiment, contreventement, CBA93,RPA99,ETABS, ferrailage, radier

الملخص

تقدم هذه المذكرة دراسة مفصلة لمبنى سكني من الخرسانة المسلحة مكون من طابق تحت أرضي (القبو)، وطابق أرضي، وتسعة طوابق علوية (R+9) وقد تم تشييده في بلدية العلمة، ولاية سطيف، وهي منطقة مصنفة ضمن المناطق ذات النشاط الزلزالي المتوسط وفقاً لخريطة التصنيف الزلزالي الجزائرية.

تتكون المنشأة من أربع عمارات متماثلة تماماً، موزعة على شكل زوجين. حيث يفصل بين كل عمارة فاصل تمدد، ويستند كل زوج على بلاطة اساس خاص ومستقل. وقد ركزت الدراسة على كتلة واحدة، ثم تم تعميم النتائج على باقي الكتل نظراً للتطابق الكامل فيما بينها.

تضمن استقرارية المنشأ في مواجهة الحمولات الرأسية والأفقية من خلال نظام مقاومة مختلط يجمع بين الجدران الحاملة والإطارات. وقد تم تنفيذ التحديد المبدئي والتسليح وفقاً للمعايير الجزائرية المعمول بها، لاسيما RPA99 نسخة 2003، وCBA93، وBAEL91 المعدلة عام 1999. أنجزت عملية النمذجة والتحليل بواسطة برنامج ETABS v22.5.0 مدعومة بحسابات يدوية، من أجل ضمان مقاومة المنشأ وسلامتها وكذلك الجدوى الاقتصادية. وتم رسم مخططات التسليح باستخدام AutoCAD 2021.

يشكل هذا المشروع فرصة تطبيقية لتوظيف المعارف المكتسبة خلال فترة التكوين، واستكشاف متطلبات التصميم المقاوم للزلازل، وتعميق الفهم حول السلوك الديناميكي للمنشآت. كإضافة مكتملة لهذه الدراسة، تم إدراج ملحق يُعرض فيه بشكل موجز أبرز التعديلات التي تضمنها الإصدار الجديد من RPA لسنة 2024، وذلك بهدف توعية الطلبة بالتطورات التنظيمية ومنحهم مرجعاً واضحاً ومنظماً.

الكلمات المفتاحية: خرسانة مسلحة، بناية، نظام المقاومة للزلازل، RPA99، CBA93، ETABS، AutoCAD 2021، تسليح، بلاطة أرضية،

Abstract

This thesis presents a detailed study of a reinforced concrete residential building composed of a basement, a ground floor, and nine upper floors (R+9). The project is located in the municipality of El Eulma, Sétif province, an area classified as a medium seismic zone according to the Algerian seismic zoning map.

The structure consists of four identical blocks, arranged into two pairs. Within each pair, the two blocks are separated by an expansion joint, and each pair rests on an independent raft foundation. The study focused on a single block, with the results then generalized to the rest of the structure due to the internal symmetry within each pair.

The structural stability under vertical and horizontal loads is ensured by a mixed bracing system combining shear walls and frames. The sizing and reinforcement were carried out in accordance with current Algerian standards, notably RPA99 (2003 version), CBA93, and BAEL91 (amended 1999).

The structural modeling and analysis were conducted using ETABS v22.5.0, supported by manual calculations, to ensure structural strength, safety, and cost-efficiency. The reinforcement drawings were made using AutoCAD 2021.

This project represents a practical opportunity to apply the knowledge gained during our academic training, to explore seismic design requirements, and to deepen our understanding of structural dynamic behavior.

In addition to this study, an annex has been included to summarize the main updates introduced in the 2024 version of the RPA, with the aim of raising student awareness of regulatory developments and providing a clear and structured reference.

Keywords : Reinforced concrete, building, bracing system, CBA93, RPA99, ETABS, reinforcement, raft foundation

Sommaire

Dédicaces

Remerciements

Résumé

الملخص

Abstract

Sommaire

Liste des figures

Liste des tableaux

Liste des symboles

Introduction générale..... 1

Chapitre I : Présentation De L'ouvrage & Caractéristiques Des Matériaux

I.1	Introduction	3
I.2	Description de l'ouvrage	3
I.3	Règlementation utilisés et normes de conception	4
I.4	Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....	4
I.4.1	Dimension en élévation	4
I.4.2	Dimension en plan	5
I.5	Propriété mécaniques du sol.....	5
I.6	Les éléments constitutifs de l'ouvrage	5
I.6.1	Superstructure	5
I.6.2	Infrastructure	9
I.7	Caractéristiques mécaniques des matériaux	9
I.7.1	Notions des états limites	9
I.7.2	Béton	11
I.7.3	Acier	14
I.8	Les actions et sollicitations	17
I.8.1	Actions	17
I.8.2	Sollicitations.....	17
I.8.3	Les combinaisons d'action	17
I.9	Conclusion	18

Chapitre II : Prédimensionnement & Évaluation Des Charges

II.1	Introduction	18
II.2	Prédimensionnement des éléments secondaires	18
II.2.1	Prédimensionnement des planchers	18
II.2.2	Prédimensionnement des Escaliers	21
II.2.3	Prédimensionnement de l'acrotère	23
II.3	Prédimensionnement des éléments principaux	24
II.3.1	Prédimensionnement des poutres	24
II.3.2	Prédimensionnement des voiles	25
II.3.3	Prédimensionnement des poteaux	26
II.4	Évaluation des charges	27
II.4.1	Plancher terrasse inaccessible	27
II.4.2	Plancher étage courant	28
II.4.3	Dalle pleine étage courant	28
II.4.4	Balcon étage courant	29
II.4.5	Balcon terrasse	29
II.4.6	Murs extérieurs	30
II.4.7	Murs intérieures	31
II.4.8	L'escalier	31
II.4.9	Acrotère	33
II.5	Descente de charges	34
II.5.1	Descente des charges du poteau le plus sollicité	34
II.5.2	Descente des charges d'exploitation (loi de dégression)	35
II.5.3	Descente des charges permanentes	36
II.6	Les vérifications pour obtenir la section du poteau	40
II.7	Conclusion	42

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1	Introduction	44
III.2	L'acrotère	44
III.2.1	Evaluation des charges	45
III.2.2	Détermination de l'effort due au séisme	45
III.2.3	Détermination des sollicitations	45
III.2.4	Combinaisons des actions	45
III.2.5	Ferraillage de l'acrotère	46

III.2.6	Vérification à l'ELU	48
III.2.7	Vérification à l'ELS	48
III.2.8	Armatures de répartition	50
III.2.9	Espacement des armatures	50
III.2.10	Schéma de ferrailage	51
III.3	planchers à corps creux	52
III.3.1	Etude des poutrelles	52
III.3.2	Évaluation des charges	58
III.3.3	Combinaisons des charges	58
III.3.4	Détermination des sollicitations maximales	59
III.3.5	Calcul de ferrailage	65
III.3.6	Vérification à l'ELU	67
III.3.7	Vérification à l'ELS	68
III.3.8	Armatures transversales	71
III.3.9	Ferrailage de la dalle de compression	72
III.3.10	Schéma de ferrailage	73
III.4	Les dalles pleines (plancher au Sous-Sol)	74
III.4.1	Évaluation des charges	74
III.4.2	Combinaisons des charges	74
III.4.3	Calcul des sollicitations	75
III.4.4	Calcul du ferrailage	76
III.4.5	Vérification à l'ELU	77
III.4.6	Vérification à l'ELS	78
III.4.7	Vérification de la flèche	79
III.4.8	Schéma de ferrailage	81
III.5	Les balcons	82
III.5.1	Évaluation des charges	82
III.5.2	Combinaisons des charges	82
III.5.3	Calcul des sollicitations	83
III.5.4	Calcul du ferrailage	83
III.5.5	Vérification à l'ELU	84
III.5.6	Vérification à l'ELS	84
III.5.7	Vérification de la flèche	85
III.5.8	Armatures de répartition	85

III.5.9	Espacement des armatures	86
III.5.10	Schéma de ferrailage	86
III.6	Les escaliers	87
III.6.1	Évaluation des charges	87
III.6.2	Combinaisons des charges	88
III.6.3	Calcul des sollicitations	89
III.6.4	Calcul du ferrailage	90
III.6.5	Vérification à l'ELU	91
III.6.6	Vérification à l'ELS	92
III.6.7	Armatures de répartition	95
III.6.8	Espacement des armatures	95
III.6.9	Schéma de ferrailage	96
III.6.10	Étude de la poutre brisée	97
III.6.11	Évaluation des charges	97
III.6.12	Combinaisons des charges	97
III.6.13	Calcul des sollicitations	98
III.6.14	Calcul du ferrailage	98
III.6.15	Vérification à l'ELU	100
III.6.16	Vérification à l'ELS	101
III.6.17	Armatures transversales	101
III.6.18	Calcul à la torsion	102
III.6.19	Schéma de ferrailage	104
III.7	Conclusion	105

Chapitre IV : Modélisation & Etude sismique

IV.1	Introduction	107
IV.2	Objectifs de l'étude sismique (dynamique)	107
IV.3	Définition du logiciel de calcul ETABS	107
IV.4	Modélisation	108
IV.4.1	Étapes de modélisation	109
IV.5	Critères de classification.....	117
IV.5.1	Classification des zones sismique	118
IV.5.2	Classification des ouvrages selon leur importance	118
IV.5.3	Classification des sites	118
IV.5.4	Classification des systèmes de contreventement	119

IV.5.5	Classification des ouvrages selon leur configuration	119
IV.5.6	Caractéristiques géométriques et massiques de la structure	122
IV.5.7	Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques	124
IV.5.8	Méthode statique équivalente	125
IV.5.9	Méthode Dynamique Modale Spectrale	132
IV.5.10	Spectre de réponse de calcul	133
IV.5.11	Disposition des voiles de contreventement	134
IV.5.12	Vérification du comportement des trois premiers modes	134
IV.5.13	Vérification de la période fondamentale	136
IV.5.14	Vérifications spécifiques	136
IV.5.15	Nombre des modes considérés	136
IV.5.16	Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul	137
IV.5.17	Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur	138
IV.5.18	Vérification de la stabilité au renversement	140
IV.5.19	Vérification des déformations	142
IV.5.20	Justification de la largeur des joints sismiques	144
IV.5.21	Vérification de l'effet (P – Δ)	144
IV.6	Conclusion	146

Chapitre V : Calcul des éléments structuraux

V.1	Introduction	148
V.2	Combinaison des charges	148
V.3	Caractéristique des matériaux	148
V.4	Ferraillage des poutres	148
V.4.1	Spécifications pour le ferraillage des poutres	149
V.4.2	Les recommandations exigées par le RPA99/Version2003	149
V.4.3	Disposition	150
V.4.4	Ferraillage des poutres principales	151
V.4.5	Schéma de ferraillage	157
V.4.6	Ferraillage des poutre secondaires	158
V.4.7	Schéma de ferraillage	162
V.5	Ferraillage des poteaux	163
V.5.1	Sollicitations internes	163
V.5.2	Spécifications pour le ferraillage des poteaux	163

V.5.3	Les recommandations exigées par le RPA99/Version2003	163
V.5.4	Disposition	165
V.5.5	Ferraillage d'un poteau 60x60	166
V.5.6	Ferraillage d'un poteau 60x50	174
V.5.7	Ferraillage d'un poteau 50x50	177
V.6	Ferraillage des voiles	180
V.6.1	Spécifications pour le ferraillage des voiles	180
V.6.2	Les recommandations exigées par le RPA99/Version2003	180
V.6.3	Principes de dimensionnement des linteaux	181
V.6.4	Disposition	182
V.6.5	Calcul des voiles par la méthode des contraintes	183
V.6.6	Sollicitations de calcul	184
V.6.7	Exemple de calcul d'un voile V5	184
V.6.8	Calcul du ferraillage du linteau 2 pour le voile V2	188
V.6.9	Résultat de calcul des autres voiles	189
V.6.10	Résultat de calcul des autres linteaux	191
V.6.11	Schéma de ferraillage	192
V.7	Conclusion	194

Chapitre VI : Étude de l'infrastructure

VI.1	Introduction	196
VI.2	Etude géotechnique du sol	196
VI.3	Etude des fondations	196
VI.3.1	Choix du type de fondation	196
VI.3.2	Justification pour le choix des fondation	197
VI.3.3	Prédimensionnement du radier	198
VI.3.4	Modélisation du radier sous ETABS	199
VI.3.5	Vérifications réglementaires du radier	200
VI.3.6	Détermination des charges et des surcharges	201
VI.3.7	Ferraillage du radier	201
VI.3.8	Ferraillage du débord	207
VI.3.9	Schéma de ferraillage	208
VI.4	Étude du nervure (poutre de libage)	209
VI.4.1	Sollicitations du calcul	209
VI.4.2	Calcul à la flexion simple (armatures longitudinales)	210

VI.4.3	Vérification de l'effort tranchant	211
VI.4.4	Vérification à l'ELS	212
VI.4.5	Armatures transversales	213
VI.4.6	Schéma de ferrailage	214
VI.5	Étude du voile périphérique	215
VI.5.1	Prédimensionnement	215
VI.5.2	Hypothèse de calcul	215
VI.5.3	Caractéristiques géotechnique du sol	215
VI.5.4	Evaluation des charges	215
VI.5.5	Calcul du ferrailage	216
VI.5.6	Shéma de ferrailage	221
VI.6	Conclusion	222

Conclusion générale

Bibliographie

Annexe

Annexe1 : Présentation – Nouveautés principales du RPA 2024

Liste des figures

Chapitre I : Présentation De L'ouvrage & Caractéristiques Des Matériaux

Figure I.1: Carte des zones sismicité	4
Figure I.2: plancher en corps creux	6
Figure I.3: dalle pleine	6
Figure I.4: caractéristiques d'un ascenseur	7
Figure I.5: Caractéristiques d'un escalier	7
Figure I.6: les murs intérieurs et extérieurs	8
Figure I.7: Acrotère.....	8
Figure I.8: Les types de fondation superficielle	9
Figure I.9: Diagramme des déformations limites de la section à ELU	10
Figure I.10: Diagramme déformations-contraintes du béton à ELU	13
Figure I.11: diagramme des contraintes-déformation du béton	14
Figure I.12: Diagramme déformations-contraintes d'acier à ELU	15

Chapitre II : Prédimensionnement & Évaluation Des Charges

Figure II.1: Plancher à corps creux	18
Figure II.2: Pré-dimensionnement des poutrelles	19
Figure II.3: Différent éléments d'un escalier.....	21
Figure II.4 Représentation des éléments d'un escalier	22
Figure II.5: Prédimensionnement de la poutre berise.....	23
Figure II.6: Prédimensionnement de l'acrotère	23
Figure II.7: Dimensions de poutre	24
Figure II.8: Prédimensionnement des poutres	25
Figure II.9: coupe de voile en élévation	25
Figure II.10: coupes de voiles en plan	26
Figure II.11: Coupe verticale du plancher terrasse en corps creux.....	27
Figure II.12: Coupe verticale d'un plancher étage courant en corps creux	28
Figure II.13: Coupe verticale d'un balcon étage courant	29
Figure II.14: Coupe verticale d'un balcon terrasse.....	29
Figure II.15: mur extérieur	30
Figure II.16: mur intérieur	31
Figure II.17: Coupe verticale du palier.....	31
Figure II.18: Coupe verticale de volée	32
Figure II.19: l'acrotère.....	33

Figure II.20: Choix du poteau le plus sollicité	34
Figure II.21: Loi de dégression.....	35
Figure II.22: Poteau centrale	36
Figure II.23: Poteau de rive	37
Figure II.24: Poteau d'angle.....	38
Figure II.25: Conditions aux zones nodales	42

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Figure III.1: Schéma statique de l'acrotère	44
Figure III.2: Section à ferrailer.....	46
Figure III.3: Schéma de ferrailage et coffrage de l'acrotère	51
Figure III.4: plancher à corps creux	52
Figure III.5: Le moment fléchissant et l'effort tranchant par la méthode forfaitaire	54
Figure III.6: Cas des charges à prendre compte pour une poutrelle sur quatre appuis ..	57
Figure III.7: Schéma statique de poutrelle	57
Figure III.8: Diagramme des moments et les efforts tranchants (terrasse inaccessible) (ELU)	62
Figure III.9: Diagramme des moments et les efforts tranchants (terrasse inaccessible) (ELS)	63
Figure III.10: Diagramme des moments et les efforts tranchants (étage courant) (ELU)	64
Figure III.11: Diagramme des moments et les efforts tranchants (étage courant) (ELS)	64
Figure III.12: schéma du coffrage de la poutrelle	65
Figure III.13: les cas disposition de l'axe neutre	65
Figure III.14: Schéma de ferrailage de la dalle de compression	72
Figure III.15: Schéma de ferrailage du plancher à corps creux.....	73
Figure III.16: Distribution des moments sur le panneau de rive et intermédiaire	75
Figure III.17: Section à ferrailer en travée	76
Figure III.18: Schéma de coffrage et ferrailage du plancher à dalle pleine (Sous-Sol) .	81
Figure III.19: Dalle rectangulaire (balcons)	82
Figure III.20: Section à ferrailer.....	83
Figure III.21: Schéma de coffrage et ferrailage du balcon.....	86
Figure III.22: La géométrie des escaliers étudiés.....	87
Figure III.23: Distribution des charges et la charge équivalente.....	89
Figure III.24: Section à ferrailer en travée	90
Figure III.25: Schéma de coffrage et ferrailage de l'escalier	96

Figure III.26: Schéma statique du poutre brisée.....	97
Figure III.27: Schéma de coffrage et ferrailage du poutre brisée.....	104

Chapitre IV : Modélisation & Etude sismique

Figure IV.1: Logiciel de modélisation (ETABS v22.5.0).....	108
Figure IV.2: Démarrer le programme et changer les unités	109
Figure IV.3: Initialisation du modèle.....	110
Figure IV.4: Définition de la géométrie de la structure	111
Figure IV.5: Définir les matériaux.....	111
Figure IV.6: Définir les éléments linéaires (poteau, poutre)	112
Figure IV.7: Définir les voiles	112
Figure IV.8: Définir les planchers	113
Figure IV.9: Définir le diaphragme	113
Figure IV.10: Définir les cas de charge	113
Figure IV.11: Définir les combinaisons des charges	114
Figure IV.12: Définir la source des masses	114
Figure IV.13: Définition des appuis	115
Figure IV.14: L'option « Replicate »	115
Figure IV.15: L'option « Divide Frames ».....	115
Figure IV.16: Modèle 3D (R+9).....	116
Figure IV.17: Modèle 3D (R+9+S-SOL).....	117
Figure IV.18: Diagramme de classification des systèmes de contreventement utilisant des voiles.....	129
Figure IV.19: Les paramètres du Spectre de réponse de calcul.....	133
Figure IV.20: Disposition des voiles de contreventement.....	134
Figure IV.21: Mode 1 (translation suivant x)	134
Figure IV.22: Mode 2 (translation suivant y)	135
Figure IV.23: Mode 3 (rotation)	135
Figure IV.24: Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur sens x	139
Figure IV.25: Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur sens y	140
Figure IV.26: Les forces agissantes sur la stabilité au renversement	141
Figure IV. 27: déplacements inter-étage.....	143
Figure IV.28: Effet P- Δ	145

Figure IV.29: Justification vis à vis de l'effet P- Δ sens x	145
Figure IV.30: Justification vis à vis de l'effet P- Δ sens y	146

Chapitre V : Calcul des éléments structuraux

Figure V.1: La zone nodale pour les poutres	150
Figure V.2: Disposition du ferrailage dans une poutre en béton armé	150
Figure V.3: Schéma de ferrailage des poutres principales.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure V.4: Schéma de ferrailage des poutres secondaires....	Erreur ! Signet non défini.
Figure V.5: La zone nodale pour les poteaux	164
Figure V.6: Disposition des armatures dans un poteau en béton armé	166
Figure V.7: Schéma de ferrailage des poteaux (60x60).....	173
Figure V.8: Schéma de ferrailage des poteaux (60x50).....	176
Figure V.9: Schéma de ferrailage des poteaux (50x50).....	179
Figure V.10: Disposition des armatures nécessaire dans le linteau	182
Figure V.11: Représentation du linteau dans un voile avec ouverture	182
Figure V.12: Disposition des armatures verticales dans les voiles	183
Figure V.13: plan de repérage des voiles	183
Figure V.14: Diagramme des contraintes du voile.....	186
Figure V.15: Schéma de ferrailage et coffrage du voile	192
Figure V.16: Schéma de ferrailage et coffrage du linteau	193

Chapitre VI : Étude de l'infrastructure

Figure VI.1: Radier nervuré.....	198
Figure VI.2: Représentation en plan du radier modélisé sous ETABS	200
Figure VI.3: Distribution des moments sur le panneau de rive et intermédiaire	202
Figure VI.4: Schéma de coffrage et ferrailage du radier	208
Figure VI.5: Schéma de coffrage et ferrailage des nervures.....	214
Figure VI.6: pression géostatique latérale des terres (Poussé)	216
Figure VI.7: Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	221

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation De L'ouvrage & Caractéristiques Des Matériaux

Tableau I.1: Types d'aciers utilisés et leurs caractéristiques.....	15
--	----

Chapitre II : Prédimensionnement & Évaluation Des Charges

Tableau II.1: Dimensions préliminaires des poutrelles	19
Tableau II.2: Vérification des conditions exigées par le RPA pour la poutre berise	23
Tableau II.3: Vérification des conditions exigées par le RPA pour les poutres.....	25
Tableau II.4: Évaluation des charges permanentes du plancher terrasse inaccessible	27
Tableau II.5: Évaluation des charges permanentes du plancher étage courant.....	28
Tableau II.6: Évaluation des Charges permanentes de la dalle pleine étage courant.....	28
Tableau II.7: Évaluation des Charges permanentes du balcon étage courant	29
Tableau II.8: Évaluation des Charges permanentes du balcon terrasse	30
Tableau II.9: Évaluation des charges permanentes du mur extérieur.....	30
Tableau II.10: Évaluation des charges permanentes de mur intérieure.....	31
Tableau II.11: Évaluation des charges permanentes du palier	32
Tableau II.12: Évaluation des charges permanentes de volée.....	33
Tableau II.13: Évaluation des charges permanentes du l'acrotère.....	33
Tableau II.14: Descente des charges d'exploitation.....	35
Tableau II.15: Surface afférente du poteau centrale.....	36
Tableau II.16: Descente des charges permanentes du poteau centrale.....	37
Tableau II.17: Surface afférente du poteau de rive	37
Tableau II.18: Descente des charges permanentes du Poteau de rive	38
Tableau II.19: Surface afférente du poteau d'angle	39
Tableau II.20: Descente des charges permanentes du poteau d'angle	39
Tableau II.21: Calcul des sections des poteaux (central, rive, angle) selon les efforts appliqués	41
Tableau II.22: Vérification des poteaux au flambement	41
Tableau II.23: Vérification des conditions exigées par le RPA pour les poteaux.....	42

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Tableau III.1: Tableau récapitulatif des moments et les effort normaux	45
Tableau III.2: Tableau récapitulatif des sollicitations maximale	46
Tableau III.3: Tableau récapitulatif des combinaisons d'action.....	59
Tableau III.4: Sollicitations à l'ELU et à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible	62

Tableau III.5: Sollicitations à l'ELU et à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant	63
Tableau III.6: : Les sollicitations maximales des poutrelles	65
Tableau III.7: Tableau récapitulatif les vérifications des contraintes	69
Tableau III.8: Tableau récapitulatif des combinaisons d'action	74
Tableau III.9: Tableau récapitulatif des sollicitations du panneau	76
Tableau III.10: Ferrailage de panneau (Sous-Sol) à l'ELU	77
Tableau III.11: Tableau récapitulatif les vérifications des contraintes	79
Tableau III.12: Tableau récapitulatif des combinaisons d'action	83
Tableau III.13: Les sollicitations maximales du balcon	83
Tableau III.14: Tableau récapitulatif des combinaisons d'action	88
Tableau III.15: Tableau récapitulatif des sollicitations maximales	90
Tableau III.16: Tableau récapitulatif des combinaisons d'action	97
Tableau III.17: Tableau récapitulatif des sollicitations maximales	98

Chapitre IV : Modélisation & Etude sismique

Tableau IV.1: Vérification de l'excentricité	120
Tableau IV.2: Centre de masse et centre de rigidité pour chaque étage	122
Tableau IV.3: Excentricité théorique et l'excentricité accidentelle	123
Tableau IV.4: Excentricité retenue	124
Tableau IV.5: Coefficient d'accélération de zone (4.1)	126
Tableau IV.6: Valeurs de T1 et T2 (4.7)	127
Tableau IV.7: Facteur de correction d'amortissement (4.2)	127
Tableau IV.8: valeurs du coefficient CT	128
Tableau IV.9: valeurs du coefficient de comportement R	129
Tableau IV.10: valeurs des pénalités Pq	130
Tableau IV.11: Valeurs des pénalités pour notre structure	131
Tableau IV.12: valeurs du coefficient de pondération β	132
Tableau IV.13: Vérification de l'effort normal réduit	136
Tableau IV.14: Vérification de la participation modale	137
Tableau IV.15: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul	137
Tableau IV.16: Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur sens x	138
Tableau IV.17: Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur sens y	139

Tableau IV.18: Moment stabilisant	141
Tableau IV.19: Moment de renversement suivant x.....	141
Tableau IV.20: Moment de renversement suivant y.....	142
Tableau IV.21: Vérification de la stabilité au renversement	142
Tableau IV.22: Calcul des déplacements selon x par la méthode dynamique	143
Tableau IV.23: Calcul des déplacements selon y par la méthode dynamique	144

Chapitre V : Calcul des éléments structuraux

Tableau V.2: Récapitulatif des caractéristiques mécaniques des matériaux.....	148
Tableau V.3: Tableau récapitulatif des sollicitations maximales pour les poutres principales	151
Tableau V.4: Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales	154
Tableau V.5: Tableau récapitulatif les vérifications des contraintes pour les poutres principales	155
Tableau V.6: Tableau récapitulatif des sollicitations maximales pour les poutres secondaires	158
Tableau V.7: Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres secondaires	159
Tableau V.8: Tableau récapitulatif les vérifications des contraintes	160
Tableau V.9: Pourcentage total des acier longitudinaux des poteaux	164
Tableau V.10: Les sollicitations maximale sur les poteaux (60x60).....	166
Tableau V.11: Tableau récapitulatif des paramètres de calcul et de la section d'armatures obtenue selon les différentes combinaisons des charges pour les poteaux 60x60	169
Tableau V.12: Les sollicitations maximale sur les poteaux (60x50).....	174
Tableau V.13: Tableau récapitulatif des paramètres de calcul et de la section d'armatures obtenue selon les différentes combinaisons des charges pour les poteaux 60x50	174
Tableau V.14: Vérification des armatures longitudinales (poteau 60x50)	174
Tableau V.15: Vérification de l'effort tranchant à l'ELU (poteau 60x50).....	175
Tableau V.16: Vérification des contraintes à ELS (poteau 60x50)	175
Tableau V.17: Espacement et les armatures transversales (poteau 60x50)	175
Tableau V.18: Les sollicitations maximale sur les poteaux (50x50).....	177
Tableau V.19: Tableau récapitulatif des paramètres de calcul et de la section d'armatures obtenue selon les différentes combinaisons des charges pour les poteaux 50x50	177
Tableau V.20: Vérification des armatures longitudinales (poteau 50x50)	177
Tableau V.21: Vérification de l'effort tranchant à l'ELU (poteau 50x50).....	178
Tableau V.22: Vérification des contraintes à ELS (poteau 50x50)	178

Tableau V.23: Espacement et les armatures transversales (poteau 50x50)	178
Tableau V.24: Les sollicitations maximale sur le voile le plus sollicité V5.....	184
Tableau V.25: Caractéristiques géométriques du voile V5	185
Tableau V. 26: Vérification des armatures longitudinales (voile V5).....	187
Tableau V.27: Vérification de la résistance au flambement	189
Tableau V.28: Calcul des contraintes et nature de la section et Choix des armatures longitudinales	190
Tableau V.29: Vérification de la contrainte limite de cisaillement	190
Tableau V.30: Résumé des caractéristiques géométriques et des résultats de ferrailage des linteaux.....	191

Chapitre VI : Étude de l'infrastructure

Tableau VI.1: Tableau récapitulatif des sollicitations du panneau.....	203
Tableau VI.2: Ferrailage de panneau du radier à l'ELU	205
Tableau VI.3: Tableau récapitulatif les vérifications des contraintes du radier	206
Tableau VI.4: Présentation des charges simplifiées	209
Tableau VI.5: Tableau récapitulatif des sollicitations du nervure.....	209
Tableau VI.6: Tableau récapitulatif du ferrailage des nervures (poutre de libage).....	211
Tableau VI.7: Tableau récapitulatif les vérifications des contraintes pour les nervures	213
Tableau VI.8: Tableau récapitulatif des sollicitations du voile périphérique.....	217
Tableau VI.9: Ferrailage de panneau du voile périphérique à l'ELU	219
Tableau VI.10: Tableau récapitulatif les vérifications des contraintes du voile périphérique.....	220

Liste des symboles

- A : Coefficient d'accélération de zone
- A_l : Section d'armature longitudinal
- $A_{s_{min}}$: Section d'armature minimale
- A_s : Section d'armature
- A_{sr} : Section d'armature de répartition
- A_s' : Section d'armature comprimée
- A_{st} : Sections droites des armatures transversales
- B : Section du béton
- B_r : Section réduite du béton
- C : Hauteur de course, amortissement
- C_p : Facteur de force horizontale
- D : Coefficient d'amplification dynamique
- E : Module de déformation longitudinale
- E_{ij} : Module de déformation longitudinale instantané
- E_{vj} : Module de déformation longitudinale différé
- E_x : Force sismique selon x
- E_y : Force sismique selon y
- ELS : État limite de service
- ELU : État limite ultime
- F : Force ou action en général
- G : Action permanente
- G_i : Action permanente, module de déformation transversale
- I : Moment d'inertie
- K : Rigidité
- K_a : Coefficient des poussées des terres actives
- L : Longueur
- M : Masse de la structure
- M_{ser} : Moment fléchissant de calcul de service
- M_t : Moment de torsion
- M_u : Moment fléchissant de calcul ultime
- M_u : Moment fléchissant de calcul ultime
- M_x : Moment fléchissant du sens x
- M_y : Moment fléchissant du sens y
- M_0 : Moment de flexion d'une poutre simplement appuyée
- N_{ser} : Effort normal de calcul de service
- N_u : Effort normal de calcul ultime
- N_s : Effort normal d'état limite de service
- Q : Action variable (quiconque) ;facteur de qualité
- R : Coefficient de comportement de la structure
- S : Surface
- T : Période
- T_x : Période fondamentale dans le sens x-x
- T_y : Période fondamentale dans le sens y-y
- U_c : Périmètre du contour
- V : Action sismique
- V_t : Force sismique à la base de la structure
- W : Poids total de la structure
- W_p : Poids de l'élément en considération
- a : Longueur ; distance ; dimension
- b : Largeur
- c : Enrobage, cohésion
- d : Hauteur utile
- e : Excentricité ; espacement
- e_a : Excentricité additionnelle
- f : Flèche
- f_e : Limite d'élasticité de l'acier
- f_{c28} : Limite d'élasticité de l'acier
- g : Giron de la marche
- h_{cc} : Hauteur du corps creux
- h_{dp} : Hauteur

- h_e : Hauteur libre
- h_t : Hauteur totale
- i : Rayon de giration
- l : Portée d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau
- l_f : Longueur de flambement
- m : Moment réduit
- p : Poids de l'élément en considération
- q_{ser} : Charge linéaire d'état limite de service
- q_u : Charge linéaire d'état limite ultime
- s : Espacement
- T : Période
- x : Abscisse
- y : Ordonnée
- y_{ser} : Position de l'axe neutre à l'ELS
- z : Bras de levier du couple de flexion
- α : Angle, coefficient sans dimension
- β : Coefficient de pondération, coefficient sans dimension
- Δ : Déplacement relatif
- η : Coefficient de fissuration relatif, facteur de correction et d'amortissement
- γ : Coefficient partiel de sécurité, rapport des moments
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton
- γ_s : Coefficient de sécurité dans le béton
- λ : Elancement mécanique d'un élément comprimé
- μ : Moment réduit
- ν : Coefficient de Poisson
- ε : Coefficient de pondération
- ω : Pulsation propre
- Ω : Surface délimitée par la fibre moyenne
- φ : Angle de frottement
- ψ : Pourcentage d'amortissement critique
- ρ : Rapport de deux dimensions
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton
- σ_{st} : Contrainte de traction de l'acier
- τ : Contrainte tangentielle ou de cisaillement

Introduction générale

Le génie civil constitue un domaine clé du développement, englobant l'ensemble des techniques relatives à la conception, à la réalisation et à la réhabilitation des ouvrages de construction et d'infrastructure. L'ingénieur en génie civil, en tant qu'acteur central dans ce secteur, est appelé à assurer la sécurité des usagers, l'optimisation des coûts, ainsi que la durabilité des structures qu'il conçoit.

Dans un pays comme l'Algérie, marqué par une activité sismique non négligeable, notamment avec des séismes tels que celui de Boumerdès en 2003, il devient impératif d'intégrer dès les premières étapes de conception des considérations parasismiques rigoureuses. Celles-ci s'appuient sur des règlements spécifiques, notamment le RPA 99 version 2003 pour la conception sismique, et le BAEL91 modifié 99 pour le dimensionnement aux états limites.

À l'ère du numérique, des logiciels comme ETABS permettent de modéliser avec précision le comportement tridimensionnel des structures, en statique comme en dynamique, facilitant ainsi la compréhension des phénomènes mécaniques et l'optimisation des projets..

Dans le cadre de notre formation en fin de cycle, nous avons entrepris l'étude d'un bâtiment R+9 avec sous-sol, à usage mixte (habitation et parking), implanté à El Eulma, dans la wilaya de Sétif, classée en zone sismique IIa selon le RPA. L'ouvrage est constitué de quatre blocs identiques, répartis en deux groupes. Chaque groupe est composé de deux blocs identiques séparés par un joint de dilatation, reposant sur un radier indépendant. L'étude s'est focalisée sur un seul bloc, et les résultats obtenus ont été généralisés à l'ensemble.

Ce projet a été retenu pour sa richesse technique, combinant modélisation, calcul, réglementation et analyse dynamique. Il nous a permis de mettre en pratique nos acquis, de mieux comprendre le comportement des structures et de nous familiariser avec les exigences du métier d'ingénieur.

Dans cette perspective, notre travail s'organisera selon le plan suivant :

- ✘ **Chapitre I** : Présentation De L'ouvrage & Caractéristiques Des Matériaux
- ✘ **Chapitre II** : Prédimensionnement & Évaluation Des Charges
- ✘ **Chapitre II** : Calcul des éléments secondaires
- ✘ **Chapitre IV** : Modélisation & Étude sismique
- ✘ **Chapitre V**: Calcul des éléments structuraux
- ✘ **Chapitre VI** : Étude de l'infrastructure
- ✘ **Annexe1** : Présentation – Nouveautés principales du RPA 2024

Chapitre I :

Présentation De L'ouvrage

&

Caractéristiques Des

Matériaux

I.1 Introduction:

On regroupera sous le terme bâtiment les immeubles à usage d'habitation, de bureau ou de commerce. Il est composé d'une partie enterrée infrastructure ou fondation : sous-sol, et d'une partie hors terre superstructure : rez de chaussée et étages courants.

Le projet à étudier, comme tout ouvrage de génie civil doit être calculé de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagers pendant et après la réalisation avec un coût optimal.

L'objet de ce chapitre consiste à présenter les éléments constitutifs de l'ouvrage et à définir les caractéristiques géométriques de la structure ainsi que les principales caractéristiques des matériaux utilisés pour sa réalisation.

I.2 Description de l'ouvrage:

Le projet étudié concerne un bâtiment à usages multiples (habitation et parking), situé dans la commune d'El Eulma, wilaya de Sétif, classée en zone de sismicité moyenne (Zone IIa) selon les réglementations parasismiques algériennes (RPA99 version 2003).

Le bâtiment est constitué de neuf étages en superstructure (R+9) reposant sur un niveau de sous-sol, avec une hauteur totale de 34,19 mètres. Il est destiné principalement à l'habitation, avec un espace de stationnement aménagé au niveau du sous-sol.

L'ouvrage est formé de quatre blocs regroupés en deux ensembles distincts, chacun composé de deux blocs symétriques dans leur conception. Un joint de dilatation est prévu à l'intérieur de chaque ensemble, séparant les deux blocs jumeaux, conformément aux règles de conception parasismique en vigueur en Algérie. Chaque ensemble repose sur un radier général commun à ses deux blocs.

La présente étude s'est focalisée sur un seul bloc, les résultats obtenus ayant ensuite été généralisés à l'ensemble de la structure, compte tenu de la symétrie parfaite entre les blocs.

L'ouvrage est classé parmi les constructions de type courant ou d'importance moyenne (groupe d'usage 2). Sa stabilité globale est assurée par un système de contreventement mixte, combinant portiques et voiles en béton armé, assurant ainsi une bonne répartition des charges verticales et horizontales, notamment celles induites par les actions sismiques.

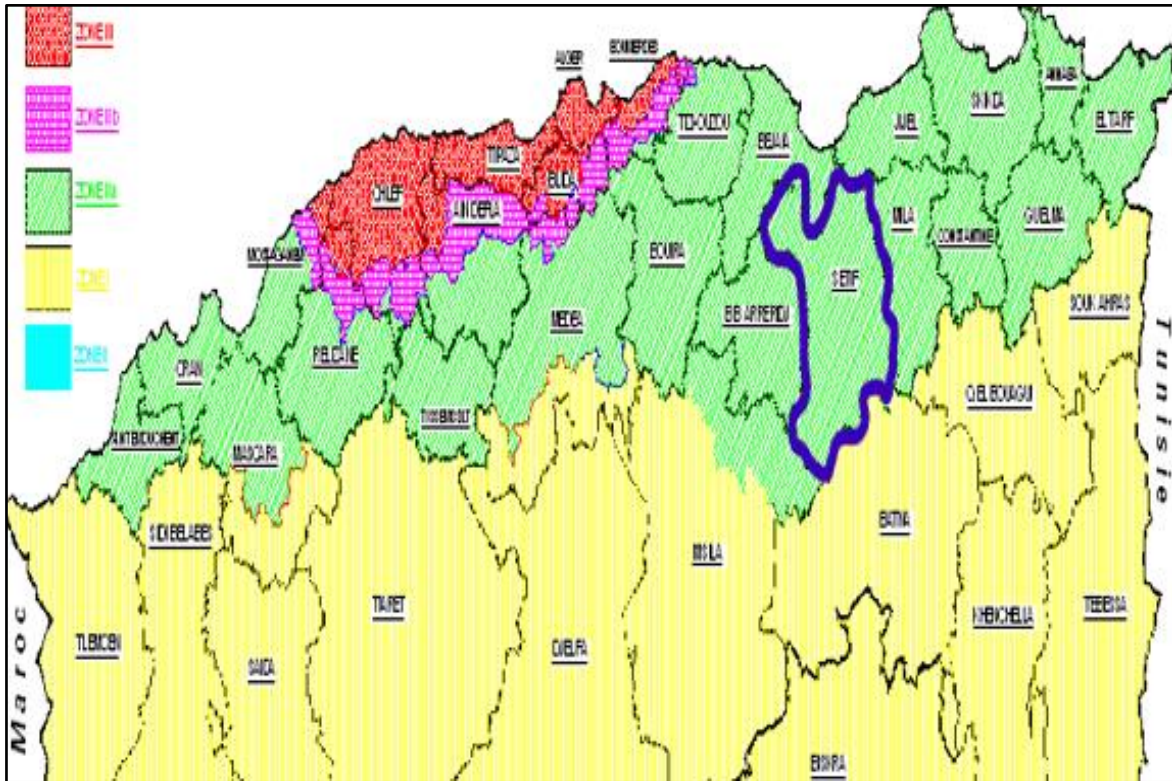


Figure I.1: Carte des zones sismicité

Nature de l'ouvrage :

- Le sous-sol sont des parkings.
- Le rez-de- chaussée et Les 9 étages à usage d'habitation.
- Une terrasse inaccessible.
- Une cage d'ascenseur.
- Une cage d'escalier.

I.3 Règlementation utilisés et normes de conception:

L'étude du bâtiment sera menée en utilisant les codes suivants :

- ❖ Règlement parasismique algérien (RPA 99/version 2003)
- ❖ Règle de conception et de calcul aux états limites des structures en béton armé (B.A.EL.91/modifiée99)
- ❖ Document Technique règlementaire (D.T.R-BC22) charges permanentes et charge d'exploitations.
- ❖ Règle de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93).

I.4 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage:

I.4.1 Dimension en élévation :

- × Hauteur du sous-sol : 3.20 m

- * Hauteur du rez-de-chaussée : **3.40 m**
- * Hauteur d'étage courant : **3.23 m**
- * Hauteur du 8^{ème} et 9^{ème} étage : **3.24 m**
- * Hauteur de l'acrotère : **0.60 m**
- * Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) : **34.19 m**

I.4.2 Dimension en plan :

- * Longueur totale : **23.10 m**
- * Largeur totale : **21.95 m**

I.5 Propriété mécaniques du sol:

- * Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le **(RPA 99/version 2003)** comme zone de moyenne sismicité (**zone IIa**).
- * La contrainte admissible du sol : 1,50 bars.
- * Le site est considéré comme site meuble S3.

I.6 Les éléments constitutifs de l'ouvrage:

I.6.1 Superstructure :

❖ L'ossature :

Elle est constituée de portiques (poteaux et poutres) en béton armé associés à des voiles de contreventement.

Contreventement par portiques : C'est un système constitué de poteaux et poutres, dont le rôle est de reprendre, principalement, les sollicitations dues aux charges verticales.

Contreventement par voiles : c'est un système composé par des éléments verticaux en béton armé disposés dans les deux sens, assurant la stabilité sous l'action des charges horizontales et verticales, son rôle est la reprise des principales sollicitations horizontales, et les transmettre aux fondations.

L'édifice sera construit en béton armé afin de résister aux l'effort du séisme. Selon « **l'article 3.4 du RPA 99/Version 2003** », une ossature mixte composée de voiles et portiques est recommandée pour toutes les constructions supérieures à 14 mètres dans la zone IIa.

❖ Les Planchers :

Les planchers sont des surfaces planes limitent les différents niveaux d'un bâtiment. Ils ont pour fonction de supporter les charges et surcharges et de les

transférer aux composants porteurs, assurant également une isolation thermique et acoustique, On distingue deux types :

- **Les planchers en corps creux :**

Qui sont constitués de corps creux et de dalle de compression, reposant sur des poutrelles préfabriquées.

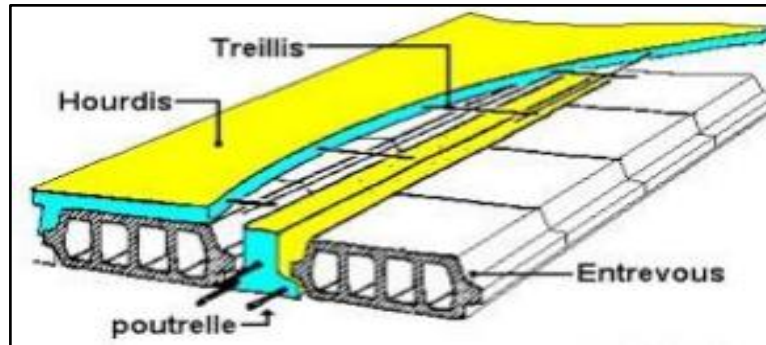


Figure I.2: plancher en corps creux

- **Les planchers en dalle pleine :**

Sont des planchers en béton armé plus résistants et plus lourd comparé aux corps creux, ils sont utilisés généralement là où il n'est pas possible de réaliser les planchers en corps creux, en particulier la cage d'ascenseur et les balcons.

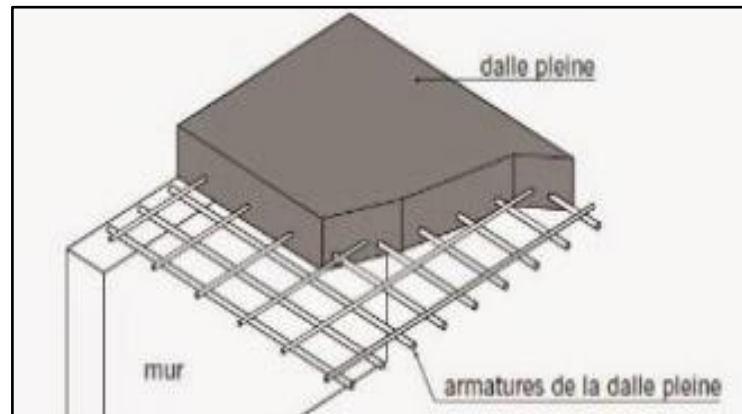


Figure I.3: dalle pleine

- ❖ **Cage d'ascenseurs :**

C'est un appareil élévateur permettant de transporter des personnes dans une cabine d'un niveau à un autre.

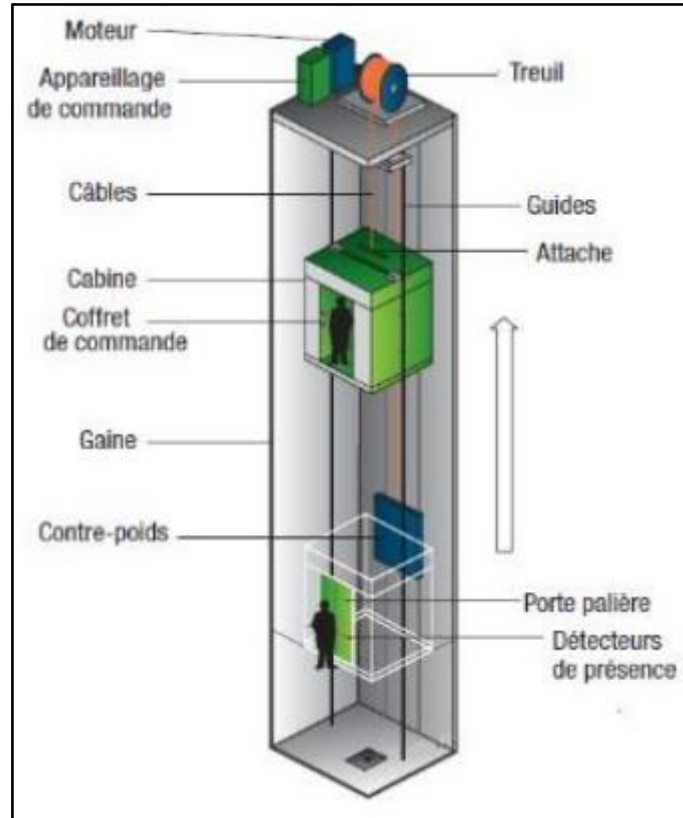


Figure I.4: caractéristiques d'un ascenseur

❖ Cage escaliers :

L'escalier est constitué d'un palier de repos, d'une paillasse et d'une suite régulière de marches, permettant d'accéder à un étage et de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant.

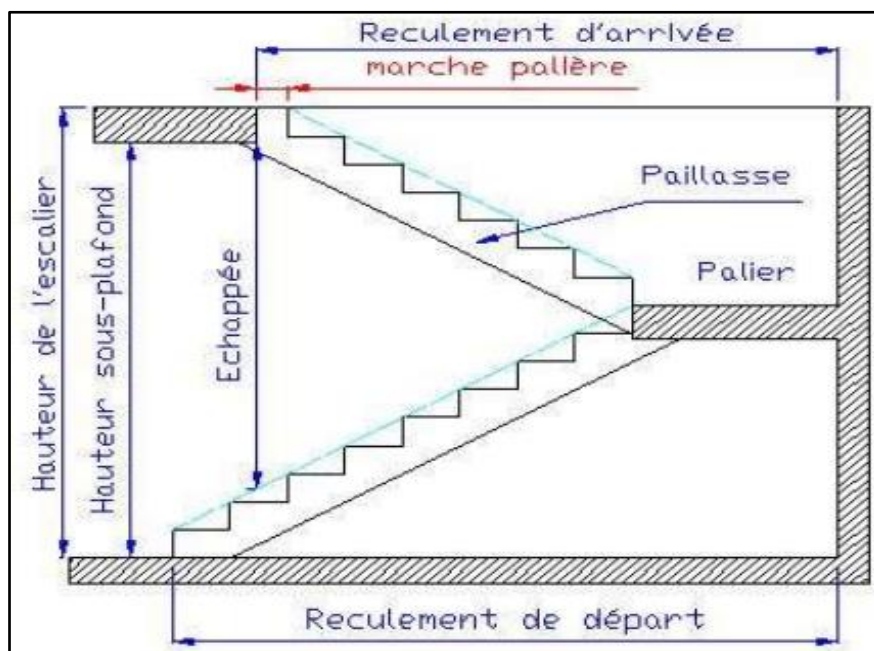


Figure I.5: Caractéristiques d'un escalier

❖ Les balcons :

Un balcon est une plateforme située à l'extérieur du bâtiment au niveau de chaque plancher, ils seront réalisés en dalle pleine.

❖ La maçonnerie :

La maçonnerie est en briques creuses pour cet ouvrage, On distingue deux types de murs :

Murs extérieurs : Ils seront en double cloison de briques creuses de 15 cm, une brique creuse de 10 cm séparés par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur afin d'assurer l'isolation thermique et phonique.

Murs intérieurs : Ils seront en simple cloison de briques creuses de 10 cm.

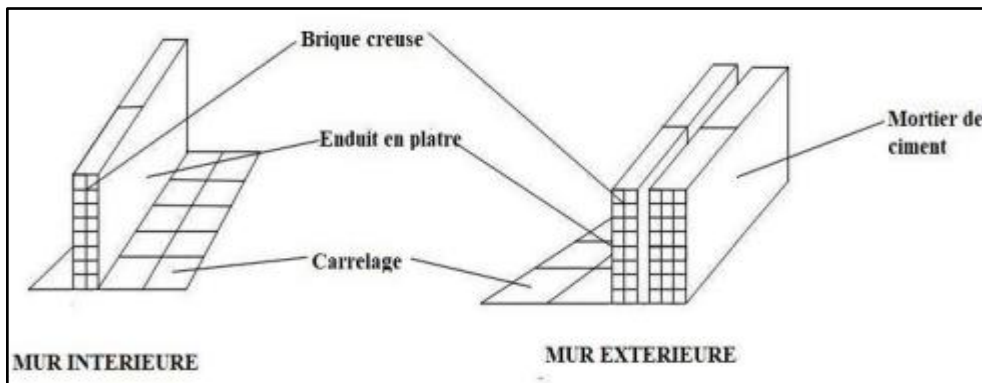


Figure I.6: les murs intérieurs et extérieurs

❖ Revêtements :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Du mortier en ciment pour les murs des façades extérieurs.
- De l'enduit en plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Un carrelage pour les planchers, les balcons et les escaliers.
- De la céramique recouvrant les murs dans les cuisines et les salles d'eau.

La terrasse sera entourée d'un acrotère de 0,60 [m] en hauteur, construit en béton armé coulé sur place. Ce dispositif assurera la sécurité et servira de garde-corps.

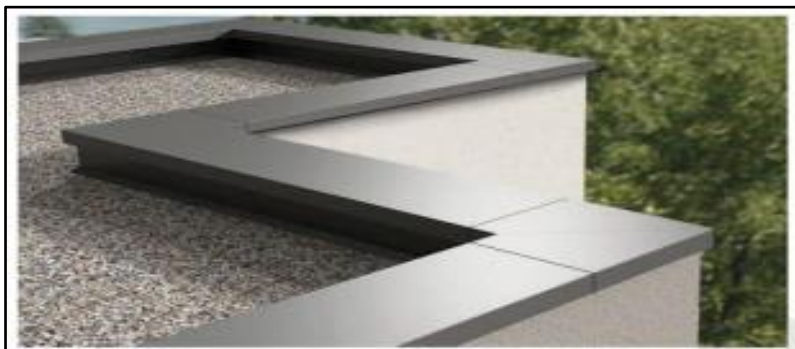
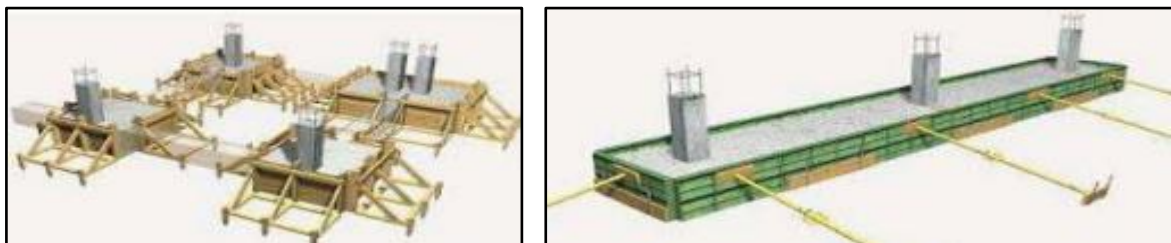


Figure I.7: Acrotère

I.6.2 Infrastructure :

❖ Les Fondations :

Les fondations sont des composants souterrains qui supportent le poids d'une structure et la transfèrent au sol. L'option de fondations est déterminée en fonction



des propriétés du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage. On distingue trois types de fondations : superficielles, profondes et semi profondes.

a) Semelle isolée

b) semelle filante



c) Radier

Figure I.8: Les types de fondation superficielle

I.7 Caractéristiques mécaniques des matériaux:

L'objectif de cette partie est de présenter les principales caractéristiques des matériaux utilisés en béton armé, puis les modèles adoptés pour conduire les calculs réglementaires.

Pour la construction de cet ouvrage, le béton et l'acier se distinguent par leur capacité à résister à la compression pour le béton et à la traction pour les aciers. Ils doivent également respecter les réglementations parasismiques algériennes (**RPA 99 / version 2003**), ainsi que le règlement sur le béton armé aux états limites (**BAEL 91 / version 99**).

I.7.1 Notions des états limites :

La notion d'état-limite se traduit essentiellement au niveau des critères de calcul, par des coefficients partiels de sécurité qui prennent en compte les différentes incertitudes liées aux actions appliquées, aux propriétés des matériaux et à la qualité de la réalisation de l'ouvrage. On distingue deux états limites :

- Etat Limite Ultime (ELU).

- Etat Limite de Service (ELS).

I.7.1.1 Hypothèse de calcul a L'ELU et a L'ELS : (Art A.4.3.2 BAEL91)

- Les sections droites planes avant déformation restent planes après déformation (Théorie de Navier-Bernoulli).
- La résistance du béton à la traction est considérée comme nulle (négligeable).
- Par adhérence il n'y a pas de glissement relatif entre l'acier et béton en contact.
- Raccourcissement ultime du béton : $\epsilon_{bu} = 3,5\text{‰}$ en flexion et $\epsilon_{bu} = 2 \text{‰}$ en compression simple.
- Allongement ultime de l'acier est limité à 10‰ .
- Les diagrammes linéaires de déformation passent obligatoirement par l'un des pivots A, B ou C.

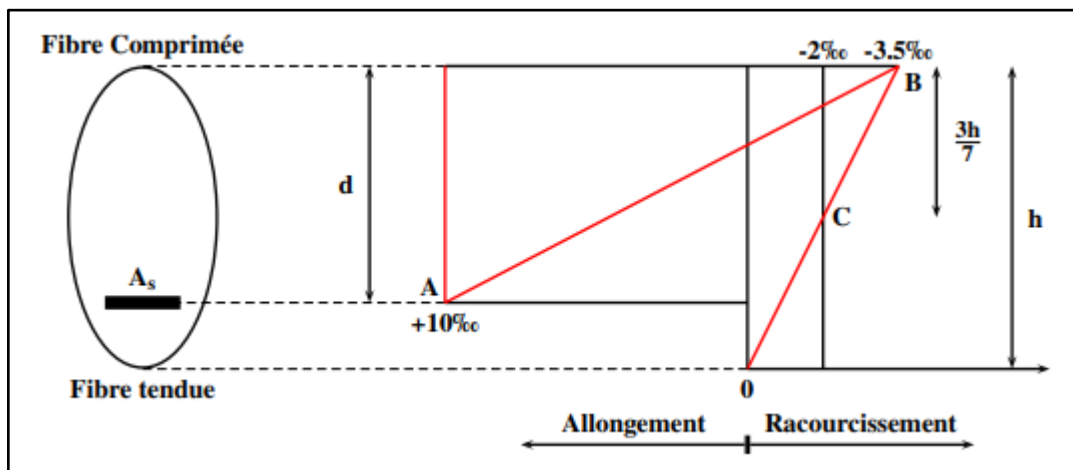


Figure I.9: Diagramme des déformations limites de la section à ELU

Les diagrammes possibles résultent des déformations limites fixées pour les matériaux, d'où les trois domaines de la figure ci-dessus définis à partir des pivots A, B et C.

Pivot A : Les pièces soumises à la flexion simple ou composée, traction simple, Allongement de l'acier le plus tendu $\epsilon_{st} = 10\text{‰}$.

Pivot B : Les pièces soumises à la flexion simple ou composée, raccourcissement de la fibre de béton la plus comprimée $\epsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$.

Pivot C : Les pièces soumises à la flexion composée ou à compression simple, raccourcissement du béton comprimé $\epsilon_{bc} = 2\text{‰}$ pour $y_u = \frac{3}{7}h$.

I.7.2 Béton :

Le béton est une combinaison de particules (sable et graviers), d'un liant hydraulique (ciment) ainsi que d'eau pour le gâchage et d'additifs. D'un point de vue mécanique, sa résistance varie en fonction de la granulométrie, du dosage du ciment, de la qualité de l'eau de gâchage, des adjuvants et de l'âge du béton. Dans la plupart des situations, le béton employé est dosé à 350 Kg/m^3 de ciment portland (CPJ-CEM II/ 42,5), conçu pour garantir une solidité optimale et une protection efficace des armatures.

Le dosage courant par mètre cube sera comme suit :

- ✗ Ciment : 350kg
- ✗ Sable : 400 L de 0 à 5mm.
- ✗ Gravier : 800 L de 15 à 25mm.
- ✗ Eau : 175 L d'eau de gâchage.

I.7.2.1 Résistance du béton à la compression : (Art A.2.1,11 BAEL 91)

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours. Cette résistance se mesure par des essais de compression axiale sur des éprouvettes cylindriques de diamètre $\varnothing=16 \text{ cm}$ et de hauteur $h=32 \text{ cm}$ (section de 200 cm^2). Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge j , sa résistance à la compression est calculée comme suit :

- Pour $f_{c_{28}} \leq 40 \text{ MPa}$:

$$f_{c_{28}} = \begin{cases} \left(\frac{j}{4,76 + 0,83 j} \right) \times f_{c_{28}} & \text{si } j \leq 60 \\ 1,1 \times f_{c_{28}} & \text{si } j > 60 \end{cases} \quad (\text{I.1})$$

- Pour $f_{c_{28}} > 40 \text{ MPa}$:

$$f_{c_{28}} = \begin{cases} \left(\frac{j}{1,40 + 0,95 j} \right) \times f_{c_{28}} & \text{si } j \leq 28 \\ f_{c_{28}} & \text{si } j > 28 \end{cases} \quad (\text{I.2})$$

La valeur caractéristique requise $f_{c_{28}}$ est prédéfinie, en considérant les conditions de la localité et les procédures de vérification qui garantissent sa réalisation.

En ce qui concerne les éléments principaux, la résistance du béton utilisé doit minimum atteindre 20 MPa et au plus atteindre 45 MPa.

Pour notre étude on prendra $f_{c_{28}} = 25 \text{ MPa}$.

I.7.2.2 Résistance du béton à la traction : (Art A.2.1.12 BAEL 91)

La résistance du béton à la traction est faible, notée $f_{t_{28}}$ et qu'on peut la déduire par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj} \quad (I.3)$$

Pour : $f_{t28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow$ On aura : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$.

Avec :

f_{tj} : Résistance caractéristique due à la traction a (j) jours en MPa (N/mm²).

f_{cj} : Résistance caractéristique due à la compression (j) jours en MPa (N/mm²).

I.7.2.3 Déformations longitudinales du béton :

➤ **Module de déformation instantané :** (Art A 2 .1. 21 BAEL91)

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet, à défaut de mesures, qu'à l'âge de j jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (I.4)$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, on obtient : $E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa}$.

➤ **Module de déformation différée :** (Art A 2 .1. 22 BAEL91)

On admet que sous contraintes de longue durée d'application, et afin de tenir en compte l'effet de fluage du béton, on prend un module égal :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (I.5)$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, on obtient : $E_{v28} = 10818,87 \text{ MPa}$.

I.7.2.4 Déformation transversale du béton :

➤ **Module de déformation transversale :**

La valeur du module d'élasticité transversale G est donnée par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (I.6)$$

E : module de Young.

ν : Coefficient de poisson.

I.7.2.5 Coefficient de poisson ν :

 (Art A.2.1.3 BAEL91)

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinal dans le matériau. Il prend les valeurs suivantes :

- $\nu = 0 \rightarrow$ Pour un calcul de sollicitations à l'ELU.

- $\nu = 0.2 \rightarrow$ Pour un calcul de déformations à l'ELS.

I.7.2.6 Contrainte limite à la compression :

☞ ELU

(Art A.4.3,41 BAEL 91)

La contrainte limite du béton en compression est donnée par la formule :

$$f_{bc} = f_{bu} = \frac{0.85}{\theta \times \gamma_b} f_{c28} \quad (I.7)$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

$$\gamma_b = 1.5 \text{ (En situation courante).}$$

$$\gamma_b = 1.15 \text{ (En situation accidentelle).}$$

θ : Coefficient en fonction de la durée (t) d'application de l'action considérée.

$$\theta = 1 \text{ (Pour } t > 24 \text{ h).}$$

$$\theta = 0.9 \text{ (Pour } 1 \text{ h} \leq t \leq 24 \text{ h).}$$

$$\theta = 0.85 \text{ (Pour } t < 1 \text{ h).}$$

Pour $\theta = 1$ on obtient :

$$f_{bc} = 14,2 \text{ MPa (Cas général).}$$

$$f_{bc} = 18,5 \text{ MPa (Cas accidentel).}$$

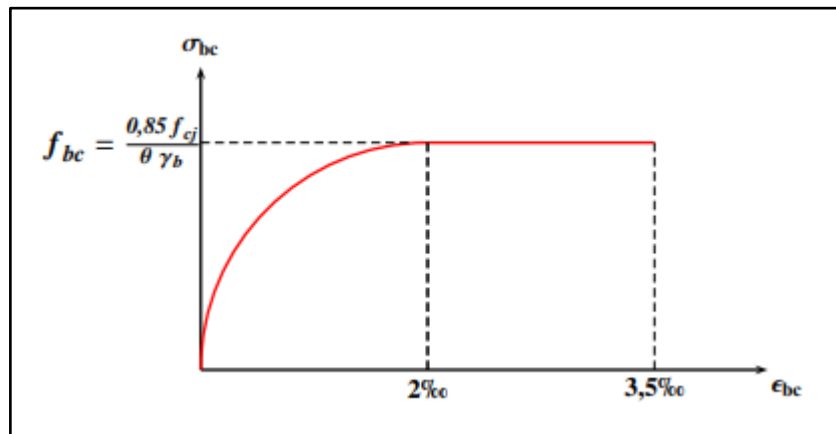


Figure I.10: Diagramme déformations-contraintes du béton à ELU

- Le diagramme est composé d'une partie parabolique où la déformation relative est limitée à 2 ‰ (Etat élastique).
- Et d'une partie rectangulaire comprise entre $2 \text{ ‰} \leq \xi_{bc} \leq 3,5 \text{ ‰}$ (Etat plastique).

☞ ELS

(Art A.4.5,2 BAEL 91)

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

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \quad (I.8)$$

On prend : $\sigma_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$ pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

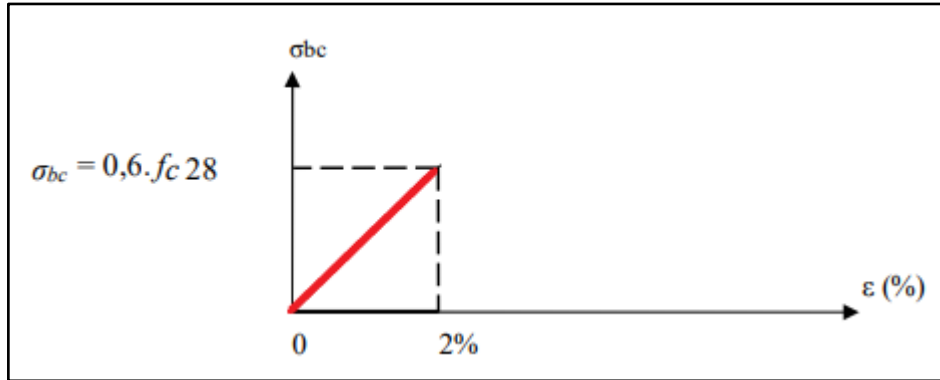


Figure I.11: diagramme des contraintes-déformation du béton

I.7.2.7 Contrainte limite ultime de cisaillement : (Art A.5.1,21 BAEL 91)

La contrainte ultime de cisaillement τ_u est définie comme suit :

- **Fissuration peu préjudiciable (FPP) :**

$$\tau_u = \min\left(0,2 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \quad (\text{I.9})$$

- **Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable (FP/FTP) :**

$$\tau_u = \min\left(0,15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) \quad (\text{I.10})$$

Dans le cas général ($\gamma_b = 1,5$) :

$$\tau_u = 3,33 \text{ MPa} \quad (\text{FPP}).$$

$$\tau_u = 2,5 \text{ MPa} \quad (\text{FP/FTP}).$$

I.7.3 Acier :

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage, les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton résiste mal.

Les aciers se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface (rond lisse et haute adhérence).

- ✗ Les aciers à haute adhérence (HA), de nuance FeE400 et FeE500.
- ✗ Les aciers ronds lisses (R.L), de nuance FeE235 et FeE 215.
- ✗ Treillis soudé TS.

Tableau I.1: Types d'aciers utilisés et leurs caractéristiques [1]

Type d'acier	Nuance	Fe (MPa)	Diamètres normalisés (mm)	Usage
Aciers ronds lisses (RL)	Fe E24	235	6 ; 8 ; 10 ; 12	Ferraillage transversal des poteaux et poutres.
Aciers à haute adhérence (HA)	Fe E400	400	10 ; 12 ; 14 ; 16	Ferraillage longitudinal des poteaux
Treillis soudés (TS)	Fe E500	500	4,5mm à 9 mm avec un pas de 0,5 mm	Ferraillage des planchers, etc.

I.7.3.1 Module d'élasticité longitudinale de l'acier : (Art A.2.2.1/ BAEL91)

Le module d'élasticité longitudinale (E_s), a une valeur constante quelle que soit la nuance de l'acier. $E_s = 200\ 000$ MPa [1]

I.7.3.2 Contraintes limites d'acier à la traction :

☞ **ELU (Art A.2.2,2 du BAEL 91)**

Les armatures d'acier se caractérisent par une contrainte ultime notée f_{st} :

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \tag{I.11}$$

f_e : Limite d'élasticité garantie.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier

$\gamma_s = 1.15$ En situation courante.

$\gamma_s = 1$ En situation accidentelle.

Pour $f_e = 400$ MPa :

$f_{st} = 347,83$ MPa Situation courante ($\gamma_s = 1.15$).

$f_{st} = 400$ MPa Situation accidentelle ($\gamma_s = 1$).

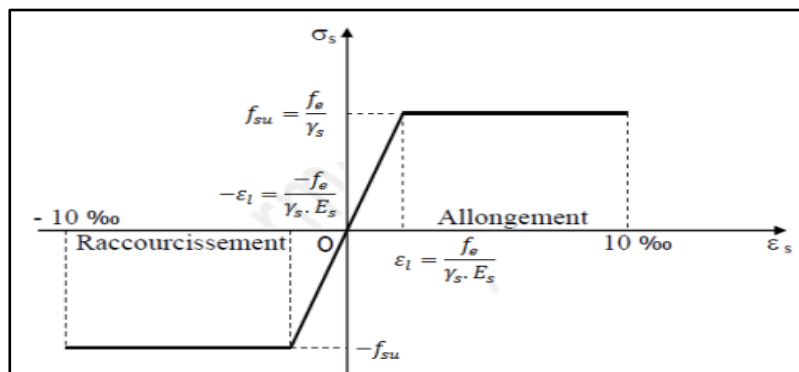


Figure I.12: Diagramme déformations-contraintes d'acier à ELU

⚡ ELS

(Art A.4.5,3 du BAEL 91)

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et ce en limitant les contraintes dans les armatures tendus sous l'action des sollicitations de service.

La contrainte de traction des armatures est limitée à la valeur σ_{st} .

D'après les règles BAEL91, on distingue trois cas de fissuration :

❖ Fissuration peu préjudiciable :

C'est le cas où aucune vérification n'est requise (locaux couverts et clos non soumis aux condensations).

$$\sigma_{st} = f_e \quad (\text{I.12})$$

❖ Fissuration préjudiciable :

C'est le cas où les éléments exposés à des facteurs tels que des intempéries (pluie, neige, vent...).

$$\sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times ftj} \right) \quad (\text{I.13})$$

❖ Fissuration très préjudiciable :

L'élément est soumis à un milieu agressif.

$$\sigma_{st} = \min \left(\frac{1}{2} \times f_e ; 90 \sqrt{\eta \times ftj} \right) \quad (\text{I.14})$$

η : coefficient de fissuration.

η : 1 Aciers ronds lisses.

η : 1,3 Aciers à haute adhérence $\emptyset < 6$ mm.

η : 1,6 Aciers à haute adhérence $\emptyset \geq 6$ mm.

On prend la valeur de limite élastique la plus courante $f_e = 400$ MPa, donc :

$\sigma_{st} = 400$ MPa (FPP).

$\sigma_{st} = 201,63$ MPa (FP).

$\sigma_{st} = 164,97$ MPa (FTP).

I.7.3.3 Protection d'armatures :

(Art A.7.1 du BAEL 91)

Pour protéger les armatures des effets des intempéries et autres agents agressifs, en plus d'un excellent bétonnage, on doit aussi veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux valeurs suivantes :

❖ C \geq 5cm pour les ouvrages exposés à la mer aux embruns, brouillards salins, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives.

❖ C \geq 3cm pour les parois coffrées ou non-qui sont soumises (ou susceptible de l'être) à des actions agressives, à des intempéries, et des condensations, ou encore, en égard

à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux...).

❖ $C \geq 1\text{cm}$ pour les parois qui seront situées dans les locaux couverts et clos et qui seront non exposées aux condensations

I.8 Les actions et sollicitations :

I.8.1 Actions :

(Art A.3.1 CBA93)

Ce sont l'ensemble des forces et couples dus aux charges appliquées à la structure ainsi que les conséquences des modifications statiques ou d'états (retrait, fluage, les variations de température, tassements) qui entraînent des déformations de la structure,

✱ **Les actions permanentes (G) :** Les actions permanentes ont une intensité constante au très peu variable dans le temps, elles sont désignées par la lettre G. Elle comprenant :

- Poids propre des structures.
- Poids des autres éléments de construction (couvertures, carrelage ...).

✱ **Les actions variables (Qi) :** Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment et de façon importante dans le temps, elles sont désignées par la lettre Q. Elle comprenant :

- Surcharge d'exploitation.
- Le poids des personnes, du mobilier, des véhicules...

✱ **Actions accidentelles (FA) :** Soit des actions de courte durée. Il s'agit d'actions dues des phénomènes rares et exceptionnels séismes, explosion, chocs et les incendies.

- Explosion.
- Séisme.

I.8.2 Sollicitations :

(Art A.3.2 CBA93)

Les sollicitations sont des efforts provoqués en chaque point et sur chaque section de la structure par les actions qui s'exercent sur elle, elles sont exprimées sous forme des forces, des efforts (normaux ou tranchants), de moments (de flexion, de torsion).

I.8.3 Les combinaisons d'action :

Pour la détermination des sollicitations de calcul dans les éléments, on utilise les combinaisons suivantes :

➤ **Situation durable :**

- *ELU* : $1.35G + 1.5Q$.

- *ELS* : $G + Q$.

➤ **Situation accidentelle :**

- $G+Q\pm 1.2E$.

- $0.8G\pm E$.

- $G + Q + E$.

I.9 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons repéré tous les éléments constitutifs de notre construction et les caractéristiques mécaniques des matériaux employés pour sa réalisation, en respectant le règlement parasismique algérien « RPA99/ version 2003 » ainsi que les règles du « BAEL 91 / modifié 99 ». Notamment le pré dimensionnement des éléments objet du deuxième chapitre.

Chapitre II :
Prédimensionnement
&
Évaluation Des Charges

II.1 Introduction:

Suite à la définition des caractéristiques, géométriques de notre structure et des caractéristiques des matériaux utilisés, nous procédons au pré dimensionnement.

Le Prédimensionnement des éléments de la structure permet d'avoir d'une façon général l'ordre de grandeur de ces derniers. Dans ce chapitre, nous allons prédimensionnés les planchers, les poutres, les voiles et les poteaux...etc., selon les prescriptions réglementaire données par (RPA 99/Version 2003) et les bases de (BAEL 91/modifié 99, CBA.93).

II.2 Prédimensionnement des éléments secondaires:

II.2.1 Prédimensionnement des planchers :

a) Plancher à corps creux :

Les planchers sont des éléments porteurs horizontaux qui divisent deux niveaux successives d'un construction. Ils sont fabriqués en structure creusée (entrevous 'hourdis' + une dalle de compression), qui se reposent sur les poutrelles préfabriquées positionnées dans le sens de la petite portée pour minimiser la flèche.

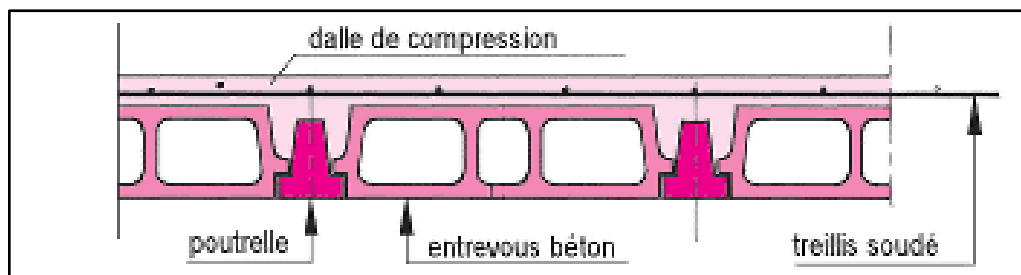


Figure II.1: Plancher à corps creux [8]

Le pré dimensionnement du plancher à corps creux se fait par la formule suivante :

$$\frac{l_{max}}{20} \geq ht \geq \frac{l_{max}}{25} \quad (II.1)$$

- * ht : la hauteur du plancher.
- * l_{max} : la grande portée parallèle aux poutrelles (mesurée entre nus).

Dans notre cas: $l_{max} = 485 \text{ cm}$

$$24,25 \geq ht \geq 19,40$$

D'où: $ht = 20 \text{ cm}$

➔ On opte pour un plancher de type : $ht = 16 + 4 = 20 \text{ cm}$

16 cm: épaisseur de corps creux (Hourdis).

4 cm: épaisseur de la dalle de compression.

Chapitre II : Prédimensionnement & Évaluation Des Charges

☒ Poutrelles:

La section transversale des nervures est assimilée à une section en té (T) de caractéristique géométrique suivant:

Selon les règles du CBA 93, elles sont dimensionnées comme suit :

$$0,3 ht < b_0 < 0,8 ht \quad (II.2)$$

* ht : épaisseur totale de la dalle

Donc $6cm \leq b_0 \leq 16cm$

En général on prend $b_0 = 10 cm$.

$$b_1 = \min\left(\frac{l_{max}}{10} ; \frac{L_0}{2}\right) \quad (II.3)$$

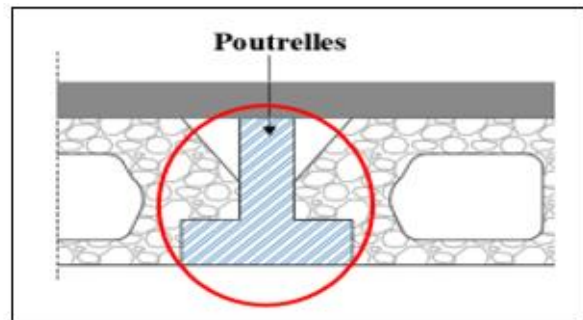
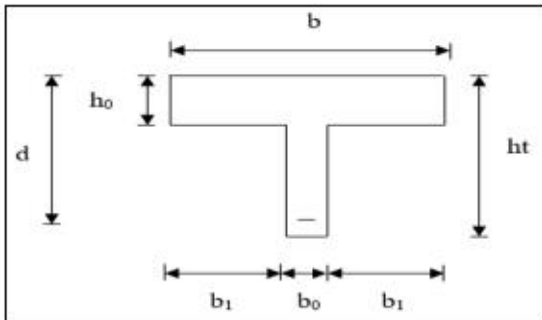
* l_{max} : la grande portée parallèle aux poutrelles égal 485 cm.

* L_0 : La distance entre les nus des nervures dépend de la largeur du hourdis, généralement prise à 55 cm.

$$b_1 = \min\left(\frac{l_{max}}{10} ; \frac{L_0}{2}\right) ; \Rightarrow b_1 = \min(48,5 ; 27,5)$$

$$b_1 = 27,5 cm$$

$$b = b_0 + 2b_1 ; \Rightarrow b = 65 cm$$



a) Schéma géométrique type des poutrelles

b) section des poutrelles

Figure II.2: Pré-dimensionnement des poutrelles

Tableau II.1: Dimensions préliminaires des poutrelles

Épaisseur de la dalle de compression	<i>4 cm</i>
Épaisseur de l'entrevous	<i>16 cm</i>
Entr axe des nervures	<i>65 cm</i>
Largeur b_0 des nervures	<i>10 cm</i>
Distance L_0 entre deux nervures	<i>55 cm</i>

b) Plancher en dalle pleine :

Le plancher en dalle pleine est constitué d'une épaisseur de béton armé de 15 à 20 cm en moyenne, coulée sur un coffrage plat. Très utilisé dans l'habitat collectif, il comporte des

Chapitre II : Prédimensionnement & Évaluation Des Charges

armatures d'acier variant en nombre et en diamètre selon la portée et les charges à supporter.

Pour les dalles on définit les portées mesurées entre nus d'appuis :

l_x et l_y dimensions des plaques mesurées entre nus des appuis et telles que: $l_x \leq l_y$ et le rapport des portées ,on appelle le coefficient (α) :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} \quad (\text{II.4})$$

Si : $\alpha \leq 0,4$ La dalle travail dans un seul sens.

$0,4 \leq \alpha \leq 1$ La dalle travail dans les deux sens.

Donc :

$$l_x = 423 \text{ cm} , l_y = 485 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{423}{485} = 0,87$$

\Rightarrow La dalle travail dans les deux sens.

L'épaisseur des dalles est déterminée à partir des conditions ci-après :

✓ **Résistance au feu :**

D'après le BEAL 91 :

e = 7 cm, pour une heure de coupe-feu.

e = 11 cm, pour deux heures de coupe-feu.

e = 17.5cm, pour quatre heures de coupe-feu.

✓ **Isolation phonique :**

Selon les règles techniques « CBA93 » en vigueur en l'Algérie, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

✓ **Résistance à la flexion :**

- Pour une dalle sur un seul appui:

$$e \geq \frac{l_x}{20} \quad (\text{II.5})$$

- Dalle reposant sur deux appuis:

$$\frac{l_x}{30} \geq e \geq \frac{l_x}{35} \quad (\text{II.6})$$

- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis:

$$\frac{l_x}{40} \geq e \geq \frac{l_x}{50} \quad (\text{II.7})$$

pour notre cas la dalle reposant sur quatre appuis:

$$\frac{485}{40} \geq e \geq \frac{485}{50} ; \Rightarrow 12,13 \geq e \geq 9,07$$

⇒ On choisit : $e = 18 \text{ cm}$ pour le plancher de sous-sol, et on adopte l'épaisseur du balcon : $e = 15 \text{ cm}$.

II.2.2 Prédimensionnement des escaliers:

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins et permettent le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment.

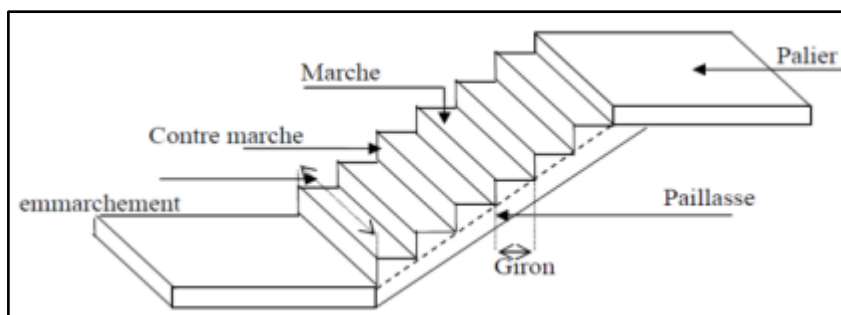


Figure II.3: Différent éléments d'un escalier

a) Caractéristiques géométriques d'un escalier :

- ✗ Cage d'escalier : murs ou voiles entourant l'escalier.
- ✗ Marche (giron) g : la partie horizontale des gradins constituant l'escalier.
- ✗ Contremarche h : la hauteur de marche.
- ✗ Paillasse : partie inclinée servant de support aux marches sur toute leur largeur.
- ✗ Palier : partie horizontale d'accès ou d'arrivée d'une volée.
- ✗ Volée : ensemble de marches entre deux parties horizontales.

Le pré dimensionnement s'effectue à l'aide de la formule de **BLONDEL** :

$$59 \leq g + 2h \leq 66 \quad (\text{II.8})$$

* h : la hauteur de la contremarche $14 \leq h \leq 18$

$$h = 17 \text{ cm}$$

* g : le giron de la marche $24 \leq g \leq 32$

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

$$59 \leq 30 + 2 \times 17 \leq 66 ; \Rightarrow 59 \leq 64 \leq 66$$

Détermination du nombre de contremarches de (RDC) : $H = 3,40 \text{ m}$

$$n = \frac{H}{h} = \frac{340}{17} = 20$$

⇒ $n = 20$ contremarches ; ⇒ Nombre de marches : $N = n - 1$; ⇒ $N = 19$ marches.

Notre projet présente deux types d'escalier en béton armé coulé sur place :

- Le premier escalier est composé de trois volées et deux paliers intermédiaires. La première volée et la troisième comprennent neuf contremarches (ce qui équivaut à huit

Chapitre II : Prédimensionnement & Évaluation Des Charges

marches), tandis que la deuxième volée ne comprend que deux contremarches.

- Le deuxième escalier comportant deux volées et paliers de repos, conçu pour le duplex situé au 8^{ème} étage.

* Longueur de la foulée : $L = N \times g = 8 \times 30 \Rightarrow L = 240 \text{ cm}$

* Inclinaison de la volée :

$$\tan(\alpha) = \frac{H'}{L} = \frac{17 \times 10}{240} ; \Rightarrow \alpha = 35,31^\circ$$

* Longueur de la volée (paillasse) :

$$L_1 = \frac{H'}{\cos(\alpha)} = \frac{170}{\cos(35,31)} ; \Rightarrow L_1 = 208,32 \text{ cm}$$

Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \tag{II.9}$$

avec : $l = L_1 + LP1 + LP2$ (voir la figure ci-dessous)

dans notre projet $\Rightarrow LP1 = 0 ; LP2 = 130 \text{ cm} ; L_1 = 208,32 \text{ cm} \Rightarrow l = 338,32 \text{ cm}$.

$$\frac{338,32}{30} \leq e \leq \frac{338,32}{20} ; \Rightarrow 11,27 \leq e \leq 16,92$$

Donc on adopte l'épaisseur de la paillasse : $e = 15 \text{ cm}$.

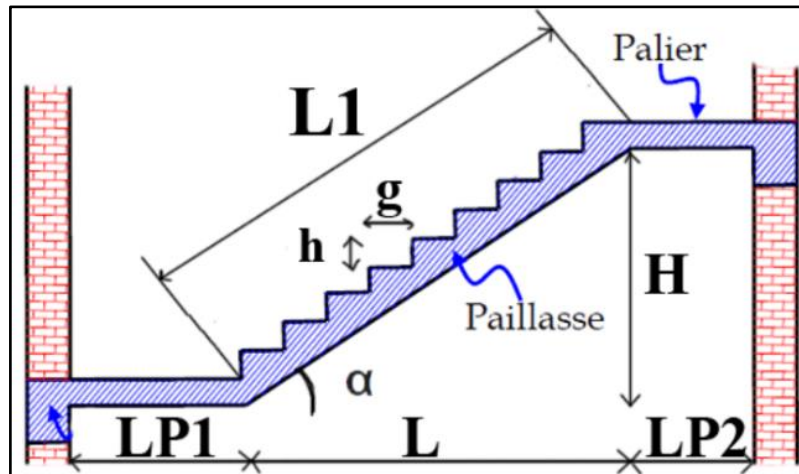


Figure II.4 Représentation des éléments d'un escalier [7]

Détermination de la dimension de la poutre brisée :

$l_{max} = 275 \text{ cm}$

$$\frac{275}{15} \leq h \leq \frac{275}{10} ; \Rightarrow 18,33 \leq h \leq 27,50 ; \Rightarrow h = 40 \text{ cm}$$

$$0,3 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40 ; \Rightarrow 12 \leq b \leq 28 ; \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

Tableau II.2: Vérification des conditions exigées par le RPA pour la poutre berise

Condition	Poutres porteuses	Observation
$b \geq 20$	30	<i>Condition vérifiée</i>
$h \geq 30$	40	
$h/b \leq 4$	1,33	

Nous optons pour une poutre de (30×40) cm².

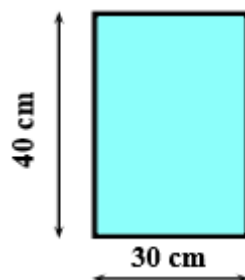


Figure II.5: Prédimensionnement de la poutre berise

II.2.3 Prédimensionnement de l'acrotère:

L'acrotère est un élément non-structural en béton armé contournant le plancher inaccessible du bâtiment conçu pour la protection de ligne conjointif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il considère également comme un élément décoratif.

Les dimensions de l'acrotère du projet actuel sont définies dans la figure ci-dessous.

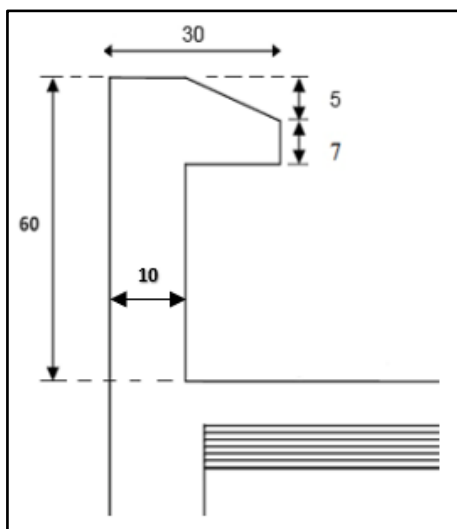


Figure II.6: Prédimensionnement de l'acrotère

II.3 Prédimensionnement des éléments principaux:

II.3.1 Prédimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments horizontaux, dont la section peut avoir différentes formes (rectangulaires, en T, ...), leur rôle est de transmettre les charges aux poteaux. Les poutres sont dimensionnées par rapport aux conditions de la flèche admissible et sont vérifiées par rapport aux prescriptions du (RPA 99 Version 2003) et (CBA 93).

Selon (Art 7.5.1 de RPA) Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

$$h \geq 30 \text{ cm}$$

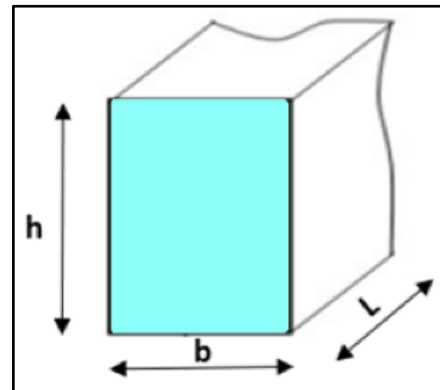
$$h/b \leq 4$$

Condition de résistance et de flèche [2] :

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

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

l_{max} : la grande portée (mesurée entre nus des poteaux)



* b : La largeur de la poutre.

* h : La hauteur de la poutre.

Dans les constructions en béton armé, on distingue deux types de poutres :

- Poutres principales (porteuses) qui servent d'appuis aux poutrelles.
- Poutres secondaires qui assurent le chaînage.

a) Poutres porteuses (PP) :

$$l_{max} = 475 \text{ cm}$$

$$\frac{475}{15} \leq h \leq \frac{475}{10} ; \Rightarrow 31,67 \leq h \leq 47,50 ; \Rightarrow h = 40 \text{ cm}$$

$$0,3 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40 ; \Rightarrow 12 \leq b \leq 28 ; \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

b) Poutres secondaires (PS) :

$$l_{max} = 485 \text{ cm}$$

$$\frac{485}{15} \leq h \leq \frac{485}{10} ; \Rightarrow 32,33 \leq h \leq 48,50 ; \Rightarrow h = 35 \text{ cm}$$

$$0,3 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 ; \Rightarrow 10,50 \leq b \leq 24,50 ; \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

Tableau II.3: Vérification des conditions exigées par le RPA pour les poutres

Condition ²	Poutres porteuses	Poutres secondaires	Observation
$b \geq 20$	30	30	
$h \geq 30$	40	35	<i>Condition vérifiée</i>
$h/b \leq 4$	1,33	1,17	

Donc on adopte pour les poutres les dimensions suivantes :

- Poutres porteuses (principales): (40 × 30) cm².
- Poutres secondaires : (35 × 30) cm².

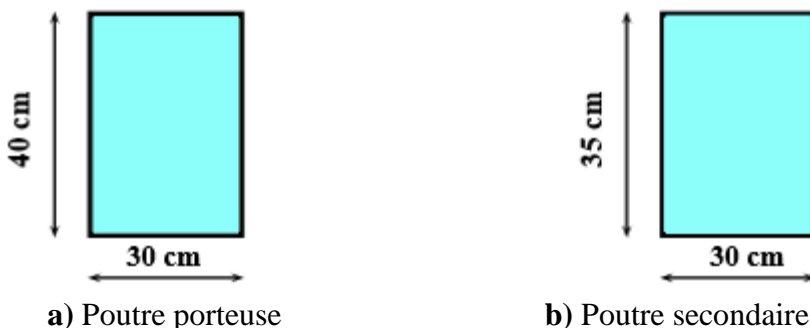


Figure II.8: Prédimensionnement des poutres

II.3.2 Prédimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé fabriqués sur place, leur objectif principal est d'assurer la stabilité de l'ouvrage face aux charges horizontales (séisme ou vent), et aussi reprendre une partie des charges verticales. On considère comme des voiles les éléments satisfaisant à la condition $L \geq 4a$, dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires (Art 7.7.1 de RPA).

- * L : la longueur du voile.
- * a : l'épaisseur du voile.
- * h_e : la hauteur libre d'étage.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué à la figure ci-dessous (Art 7.7.1 de RPA).

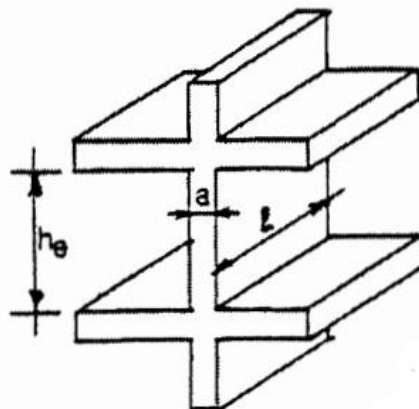


Figure II.9: coupe de voile en élévation [4]

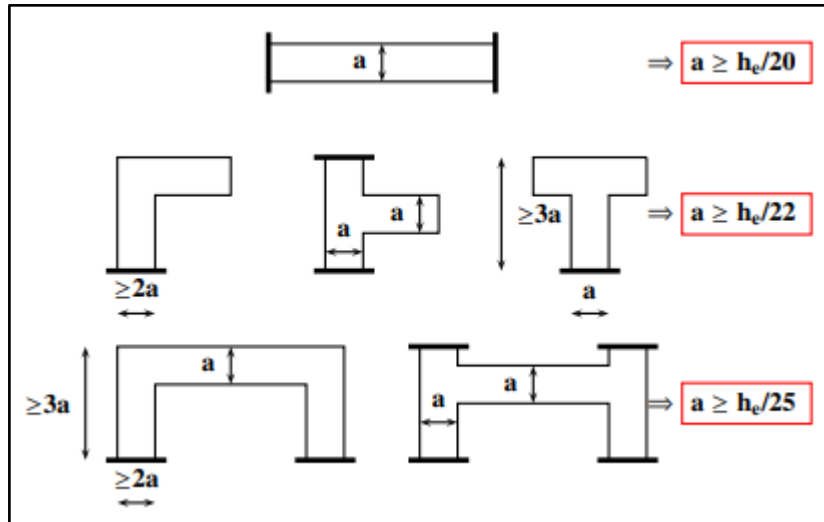


Figure II.10: coupes de voiles en plan [4]

❖ **Au niveau du RDC :**

la hauteur libre d'étage $h_e = h_{RDC} - h_{PS} = 340 - 35 = 305$

$$a \geq \max \left\{ \frac{h_e}{20} ; \frac{h_e}{22} ; \frac{h_e}{25} ; 15 \text{ cm} \right\} \quad (\text{II.10})$$

$$a \geq \max \{ 15, 25 ; 13, 86 ; 12, 20 ; 15 \}$$

Donc on prend comme épaisseur pour les voiles de contreventement et les voiles d'ascenseur une épaisseur de 20 cm.

❖ **Disposition des voiles :**

Dans notre structure, nous utilisons des voiles et des portiques pour assurer le système de contreventement dans les deux directions du plan. Afin de garantir une résistance optimale aux séismes, il est préférable d'avoir une répartition aussi régulière que possible des masses et des rigidités, tant en plan qu'en élévation.

Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à :

- ✗ Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité.
- ✗ Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- ✗ Minimiser les effets de torsion.

II.3.3 Prédimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des supports verticaux qui ont la fonction de reprendre les charges et les surcharges des différents niveaux et de les transmettre à la fondation puis au sol.

Les poteaux sont prédimensionnés en compression simple à l'ELU, en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure, c'est-à-dire un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.

Chapitre II : Prédimensionnement & Évaluation Des Charges

On utilise un calcul basé sur la descente de charge tous en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation pour cela on suit les étapes suivantes :

- Évaluation des charges.
- Détermination des charges et surcharges qui reviennent pour le poteau le plus sollicité.
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions selon le RPA99 version 2003 et BAEL 91.

II.4 Évaluation des charges:

Les charges réglementaires sont en général de :

- Les charges permanentes qui présentent le poids mort (**G**).
- Les charges d'exploitation ou surcharges (**Q**).

II.4.1 Plancher terrasse inaccessible :

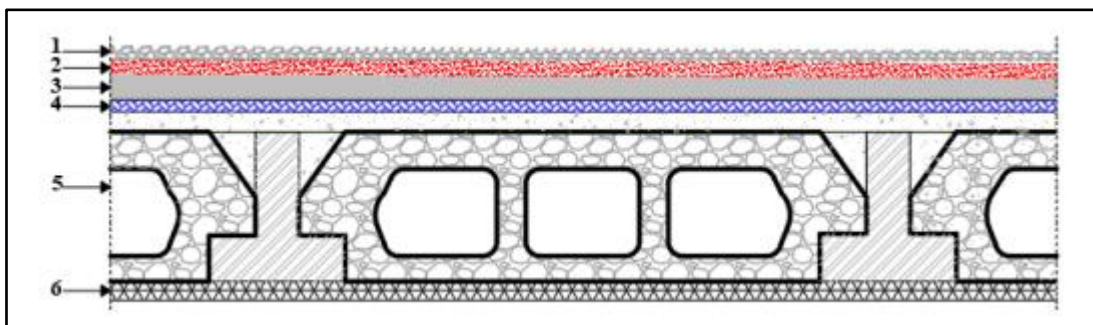


Figure II.11: Coupe verticale du plancher terrasse en corps creux

Tableau II.4: Évaluation des charges permanentes du plancher terrasse inaccessible

<i>Matériaux</i>	<i>Épaisseur (m)</i>	<i>γ (KN/m³)</i>	<i>G (KN/m²)</i>
1. Protection en gravier	0,04	17	0,68
2. Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3. Forme de pente (béton)	0,1	22	2,2
4. Isolation thermique en liège	0,04	4	0,16
5. Dalle de (compression + corps creux)	0,2	/	2,85
6. Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
			$G = 6,21 \text{ KN/m}^2$
			$Q = 1 \text{ KN/m}^2$

- La charge permanente : $G = 6,21 \text{ KN/m}^2$
- La charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

II.4.2 Plancher étage courant :

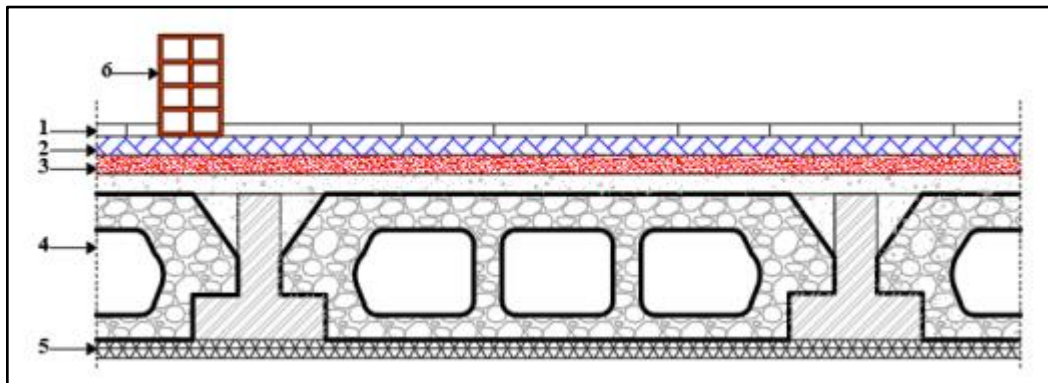


Figure II.12: Coupe verticale d'un plancher étage courant en corps creux

Tableau II.5: Évaluation des charges permanentes du plancher étage courant

<i>Matériaux</i>	<i>Epaisseur (m)</i>	γ (KN/m ³)	<i>G (KN/m²)</i>
1. Carrelage	0,02	20	0,4
2. Mortier de pose	0,02	20	0,4
3. Lit de sable	0,02	18	0,36
4. Dalle de (compression + corps creux)	0,2	/	2,85
5. Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
6. Cloisons intérieures	0,1	9	0,9
			$G = 5,11 \text{ KN/m}^2$
			$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

- La charge permanente : $G = 5,11 \text{ KN/m}^2$
- La charge d'exploitation : $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

II.4.3 Dalle pleine étage courant :

Tableau II.6: Évaluation des Charges permanentes de la dalle pleine étage courant

<i>Matériaux</i>	<i>Epaisseur (m)</i>	γ (KN/m ³)	<i>G (KN/m²)</i>
1. Carrelage	0,02	20	0,4
2. Mortier de pose	0,02	20	0,4
3. Lit de sable	0,02	18	0,36
4. Dalle en béton armé	0,18	25	4,5
5. Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
			$G = 5,86 \text{ KN/m}^2$
			$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

- La charge permanente : $G = 5,86 \text{ KN/m}^2$
- La charge d'exploitation : $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

II.4.4 Balcon étage courant :

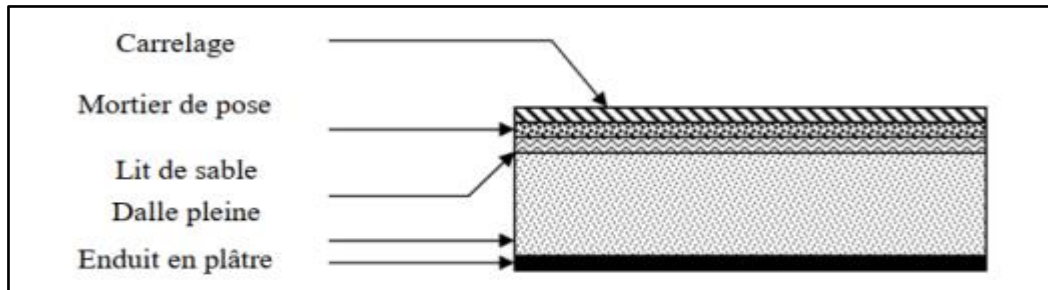


Figure II.13: Coupe verticale d'un balcon étage courant

Tableau II.7: Évaluation des Charges permanentes du balcon étage courant

<i>Matériaux</i>	<i>Epaisseur (m)</i>	<i>γ (KN/m³)</i>	<i>G (KN/m²)</i>
1. Carrelage	0,02	20	0,4
2. Mortier de pose	0,02	20	0,4
3. Lit de sable	0,02	18	0,36
4. Dalle pleine en béton armé	0,15	25	3,75
5. Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
			$G = 5,11 \text{ KN/m}^2$
			$Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

- La charge permanente : $G = 5,11 \text{ KN/m}^2$
- La charge d'exploitation : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

II.4.5 Balcon terrasse :

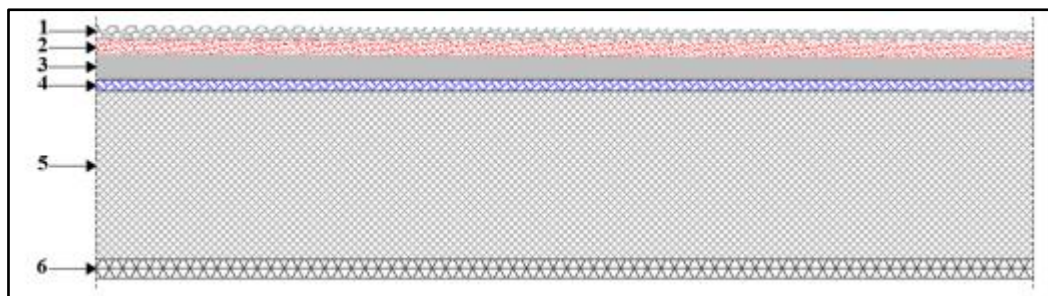


Figure II.14: Coupe verticale d'un balcon terrasse

Chapitre II : Prédimensionnement & Évaluation Des Charges

Tableau II.8: Évaluation des Charges permanentes du balcon terrasse

<i>Matériaux</i>	<i>Épaisseur (m)</i>	γ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1. Protection en gravier	0,04	17	0,68
2. Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3. Forme de pente (béton)	0,1	22	2,2
4. Isolation thermique en liège	0,04	4	0,16
5. Dalle pleine en béton armé	0,15	25	3,75
6. Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
			$G = 7,11 \text{ KN/m}^2$
			$Q = 1 \text{ KN/m}^2$

- La charge permanente : $G = 7,11 \text{ KN/m}^2$
- La charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

II.4.6 Murs extérieurs :

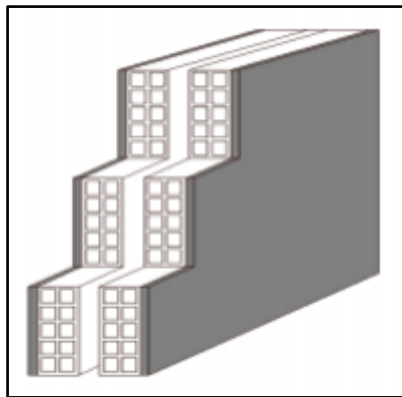


Figure II.15: mur extérieur

Tableau II.9: Évaluation des charges permanentes du mur extérieur

<i>Matériaux</i>	<i>Épaisseur (m)</i>	γ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1. Enduit en ciment	0,02	18	0,36
2. Briques creuses	0,15	9	1,35
3. Briques creuses	0,10	9	0,9
4. Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
			$G = 2,81 \text{ KN/m}^2$

- La charge permanente : $G = 2,81 \text{ KN/m}^2$

II.4.7 Murs intérieures :

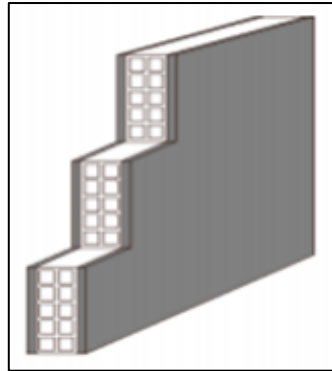


Figure II.16: mur intérieur

Tableau II.10: Évaluation des charges permanentes de mur intérieure

Matériaux	Épaisseur (m)	γ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
× Enduit en ciment	0,02	18	0,36
× Briques creuses	0,10	9	0,9
× Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
			<u>G = 1,46 KN/m²</u>

- La charge permanente : $G = 1,46 \text{ KN/m}$

II.4.8 L'escalier :

a) Palier :

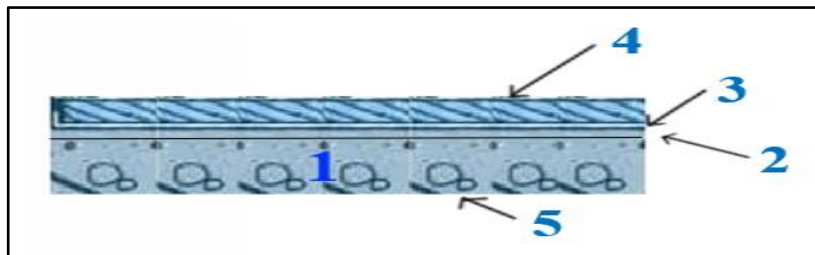


Figure II.17: Coupe verticale du palier

Tableau II.11: Évaluation des charges permanentes du palier

Matériaux	Épaisseur (m)	γ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1. Dalle pleine en béton armé	0,15	25	3,75
2. Lit de sable	0,02	18	0,36
3. Mortier de pose	0,02	20	0,4
4. Carrelage	0,02	20	0,4
5. Enduit en ciment	0,02	18	0,36
			$G = 5,27 \text{ KN/m}^2$
			$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

- La charge permanente : $G = 5,27 \text{ KN/m}^2$
- La charge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

b) Volée (Paillasse) :

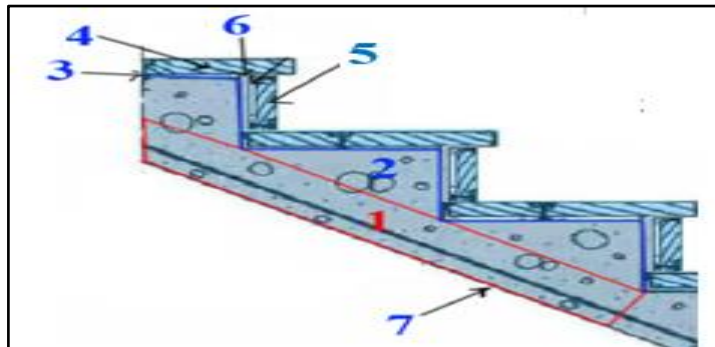


Figure II.18: Coupe verticale de volée

Chapitre II : Prédimensionnement & Évaluation Des Charges

Tableau II.12: Évaluation des charges permanentes de volée

<i>Matériaux</i>	<i>Epaisseur (m)</i>	γ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1. Poids propre de la paillasse	0,15	25	$\gamma_1 \times e / \cos(\alpha) = 4,6$
2. Poids propre des marches	0,17	22	$\gamma_2 \times h / 2 = 1,87$
3. Mortier de pose	0,02	20	0,4
4. Carrelage horizontale	0,02	20	0,4
5. Carrelage verticale	0,02	20	0,4
6. Mortier de pose	0,02	20	0,4
7. Enduit en ciment	0,02	18	0,36
8. Garde-corps métallique	/	/	0,6
			$G = 9,03 \text{ KN/m}^2$
			$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

- La charge permanente : $G = 9,03 \text{ KN/m}^2$
- La charge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

II.4.9 Acrotère :

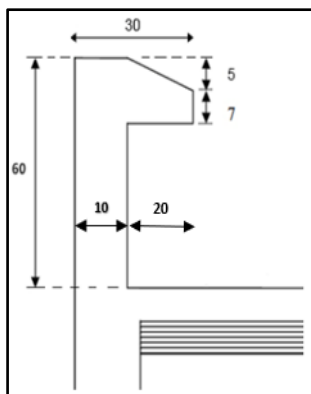


Figure II.19: l'acrotère

Tableau II.13: Évaluation des charges permanentes du l'acrotère

<i>Matériaux</i>	<i>Dimension</i>		<i>surface (m²)</i>	γ (KN/m ³)	G (KN/ml)
1. Béton armé	0,6	0,1	0,06	25	1,5
	0,07	0,2	0,014		0,35
	0,05	0,2	0,005		0,125
2. Enduit en ciment			0,02	18	0,36
					$G = 2,34 \text{ KN/ml}$
					$Q = 1 \text{ KN/ml}$

- La charge permanente : $G = 2,34 \text{ KN/ml}$
- La charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

II.5 Descente de charges :

La descente de charge est un processus analytique en génie civil qui consiste à calculer la répartition et le transfert des forces ou des charges verticales dans une structure. Elle repose sur les principes de l'équilibre statique et des lois de la mécanique, et s'applique pour déterminer les efforts exercés sur chaque élément porteur, tels que les poteaux ..., afin d'assurer la stabilité globale de l'ouvrage.

Rôle de la descente des charges :

- Evaluation des charges permanente (G) et surcharge d'exploitation (Q) revenant aux poteaux, voiles.
- Vérification de la section des éléments porteurs.

II.5.1 Descente des charges du poteau le plus sollicité :

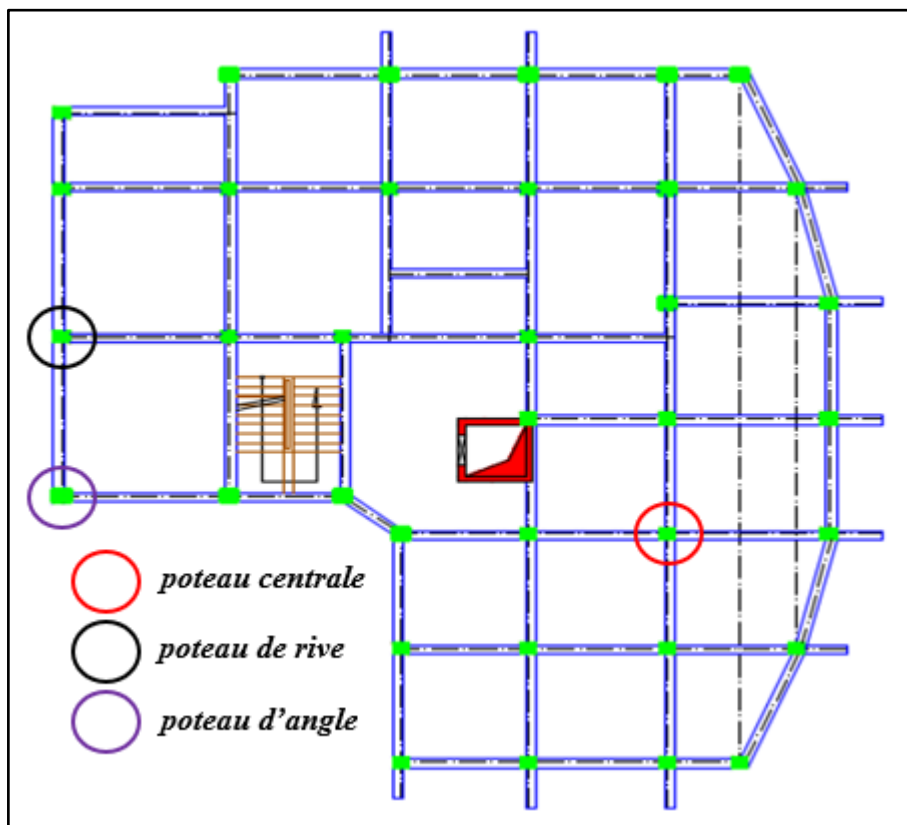


Figure II.20: Choix du poteau le plus sollicité

II.5.2 Descente des charges d'exploitation (loi de dégression) :

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment Q_1, Q_2, Q_3, Q_n les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1,2,3... n numérotés à partir du sommet du bâtiment [3].

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes:

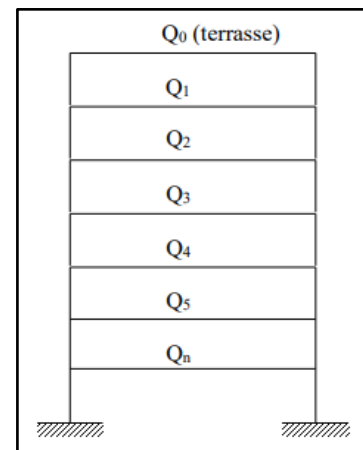


Figure II.21: Loi de dégression

Tableau II.14: Descente des charges d'exploitation

Niveaux	Charge d'exploitation	La valeur des charges	Dégression de charge	charge Q (KN/m ²)
Terrasse	Q0	1	1	1,0
8	Q1	1,5	1+1,5	2,5
7	Q2	1,5	1 + 0,95(1,5 + 1,5)	3,85
6	Q3	1,5	1 + 0,90(1,5 + 1,5 + 1,5)	5,05
5	Q4	1,5	1 + 0,85(1,5 × 4)	6,1
4	Q5	1,5	1 + 0,80(1,5 × 5)	7,00
3	Q6	1,5	1 + 0,75(1,5 × 6)	7,75
2	Q7	1,5	1 + 0,71(1,5 × 7)	8,455
1	Q8	1,5	1 + 0,687(1,5 × 8)	9,244
RDC	Q9	1,5	1 + 0,667(1,5 × 9)	10
S-SOL	Q10	1,5	1 + 0,65(1,5 × 10)	<u>10,75</u>

Sous toit ou terrasse..... Q_0

Sous dernier étage (étage 1) $Q_0 + Q_1$

Sous étage

Immédiatement

Inférieur (étage 2)..... $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$

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

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

.....

(étage n) $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots Q_n)$

le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$

II.5.3 Descente des charges permanentes :

a) Poteau Centrale

Surface afférente du poteau centrale :

$$S = \sum S_i$$

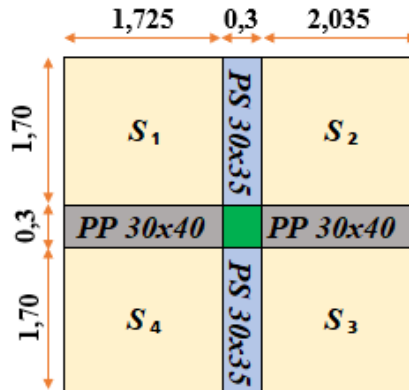


Figure II.22: Poteau centrale

Tableau II.15: Surface afférente du poteau centrale

S ₁		S ₂		S ₃		S ₃	
1,7	1,725	1,7	2,035	1,7	2,035	1,7	1,725
2,93		3,46		3,46		2,93	
S = 12,78 m²							

Chapitre II : Prédimensionnement & Évaluation Des Charges

Tableau II.16: Descente des charges permanentes du poteau centrale

Niveau	Désignation des éléments	dimension		S (m ²)	L (m)	Poids	G (KN)
Terrasse	Plancher	$\sum S_i$		12,78	/	6,21	79,39
	Poutre porteuse(40x30)	0,4	0,3	0,12	4,06	25	12,18
	Poutre secondaire(35x30)	0,35	0,3	0,11	3,70	25	9,713
	Poteau	(a-0,02)*(b-0,02)		Br	3,24	25	81*Br
G_{terrasse}							101+81*Br
Étages courants	Plancher	$\sum S_i$		12,78	/	5,11	65,33
	Poutre porteuse(40x30)	0,4	0,3	0,12	4,06	25	12,18
	Poutre secondaire(35x30)	0,35	0,3	0,11	3,70	25	9,7125
	Poteau	(a-0,02)*(b-0,02)		Br	3,23	25	80,75*Br
G_{étages courants}							87,22+80,75*Br
G_{8 étages} = 8*G_{étages courants}							697,75+646*Br
RDC	Plancher	$\sum S_i$		12,78	/	5,11	65,33
	Poutre porteuse(40x30)	0,4	0,3	0,12	4,06	25	12,18
	Poutre secondaire(35x30)	0,35	0,3	0,11	3,70	25	9,713
	Poteau	(a-0,02)*(b-0,02)		Br	3,40	25	85*Br
G_{RDC}							87,22+85*Br
S-SOL	Plancher	$\sum S_i$		12,78	/	5,86	74,91
	Poutre porteuse(40x30)	0,4	0,3	0,12	4,06	25	12,18
	Poutre secondaire(35x30)	0,35	0,3	0,11	3,70	25	9,713
	Poteau	(a-0,02)*(b-0,02)		Br	3,20	25	80*Br
G_{S-Sol}							97+80*Br
G_{totale}							983,06+892*Br

$$Q_{totale} = Q \times S = 10,75 \times 12,78$$

$$Q_{totale} = 137,43 \text{ KN}$$

b) Poteau de rive

Surface afférente du poteau de rive :

$$S = \sum S_i$$

Tableau II.17: Surface afférente du poteau de rive

S ₁		S ₂	
2,115	2,25	2,115	2,425
4,76		5,13	
S = 9,89 m²			

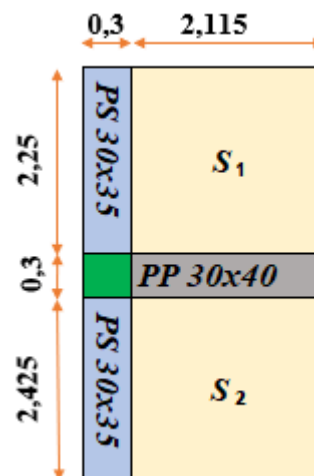


Figure II.23: Poteau de rive

Chapitre II : Prédimensionnement & Évaluation Des Charges

Tableau II.18: Descente des charges permanentes du Poteau de rive

Niveau	Désignation des éléments	dimension		S (m ²)	L (m)	Poids	G (KN)
Terrasse	Acrotère	$\sum L_i$		/	4,98	2,34	11,64
	Plancher	$\sum S_i$		9,89	/	6,21	61,40
	Poutre porteuse(40x30)	0,4	0,3	0,12	2,42	25	7,25
	Poutre secondaire(35x30)	0,35	0,3	0,11	4,98	25	13,06
	Poteau	(a-0,02)*(b-0,02)		<i>Br</i>	3,24	25	81* <i>Br</i>
G_{terrasse}							93+81*<i>Br</i>
Étages courants	Mur extérieur	$\sum L_i$		/	4,98	2,81	13,98
	Plancher	$\sum S_i$		9,89	/	5,11	50,53
	Poutre porteuse(40x30)	0,4	0,3	0,12	2,42	25	7,25
	Poutre secondaire(35x30)	0,35	0,3	0,11	4,98	25	13,06
	Poteau	(a-0,02)*(b-0,02)		<i>Br</i>	3,23	25	80,75* <i>Br</i>
G_{étages courants}							84,81+80,75*<i>Br</i>
G_{8 étages} = 8*G_{étages courants}							678,48+646*<i>Br</i>
RDC	Mur extérieur	$\sum L_i$		/	4,98	2,81	13,98
	Plancher	$\sum S_i$		9,89	/	5,11	50,53
	Poutre porteuse(40x30)	0,4	0,3	0,12	2,42	25	7,25
	Poutre secondaire(35x30)	0,35	0,3	0,11	4,98	25	13,06
	Poteau	(a-0,02)*(b-0,02)		<i>Br</i>	3,40	25	85* <i>Br</i>
G_{RDC}							84,81+85*<i>Br</i>
S-SOL	Mur extérieur	$\sum L_i$		/	4,98	2,81	13,98
	Plancher	$\sum S_i$		9,89	/	5,86	57,94
	Poutre porteuse(40x30)	0,4	0,3	0,12	2,42	25	7,25
	Poutre secondaire(35x30)	0,35	0,3	0,11	4,98	25	13,06
	Poteau	(a-0,02)*(b-0,02)		<i>Br</i>	3,20	25	80* <i>Br</i>
G_{S-Sol}							92+80*<i>Br</i>
G_{totale}							948,86+892*<i>Br</i>

$$Q_{totale} = Q \times S = 10,75 \times 9,89$$

$$Q_{totale} = 106,29 \text{ KN}$$

c) poteau d'angle

Surface afférente du poteau d'angle:

$$S = S_1$$

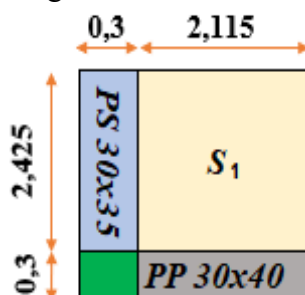


Figure II.24: Poteau d'angle

Chapitre II : Prédimensionnement & Évaluation Des Charges

Tableau II.19: Surface afférente du poteau d'angle

S_1	
2,115	2,425
5,13	
$S = 5,13 \text{ m}^2$	

Tableau II.20: Descente des charges permanentes du poteau d'angle

Niveau	Désignation des éléments	dimension		$S \text{ (m}^2\text{)}$	$L \text{ (m)}$	Poids	$G \text{ (KN)}$
Terrasse	Acrotère	$\sum L_i$		/	5,14	2,34	12,03
	Plancher	$\sum S_i$		5,13	/	6,21	31,85
	Poutre porteuse(40x30)	0,4	0,3	0,12	2,42	25	7,25
	Poutre secondaire(35x30)	0,35	0,3	0,11	2,73	25	7,15
	Poteau	$(a-0,02)*(b-0,02)$		Br	3,24	25	$81*Br$
$G_{terrasse}$							$58+81*Br$
Étages courants	Mur extérieur	$\sum L_i$		/	5,14	2,81	14,44
	Plancher	$\sum S_i$		5,13	/	5,11	26,21
	Poutre porteuse(40x30)	0,4	0,3	0,12	2,42	25	7,25
	Poutre secondaire(35x30)	0,35	0,3	0,11	2,73	25	7,15
	Poteau	$(a-0,02)*(b-0,02)$		Br	3,23	25	$80,75*Br$
$G_{étages courants}$							$55,05+80,75*Br$
$G_{8 étages} = 8 * G_{étages courants}$							$440,40+646*Br$
RDC	Mur extérieur	$\sum L_i$		/	5,14	2,81	14,44
	Plancher	$\sum S_i$		5,13	/	5,11	26,21
	Poutre porteuse(40x30)	0,4	0,3	0,12	2,42	25	7,25
	Poutre secondaire(35x30)	0,35	0,3	0,11	2,73	25	7,15
	Poteau	$(a-0,02)*(b-0,02)$		Br	3,40	25	$85*Br$
G_{RDC}							$55,05+85*Br$
S-SOL	Mur extérieur	$\sum L_i$		/	5,14	2,81	14,44
	Plancher	$\sum S_i$		5,13	/	5,86	30,06
	Poutre porteuse(40x30)	0,4	0,3	0,12	2,42	25	7,25
	Poutre secondaire(35x30)	0,35	0,3	0,11	2,73	25	7,15
	Poteau	$(a-0,02)*(b-0,02)$		Br	3,20	25	$80*Br$
G_{S-sol}							$59+80*Br$
G_{totale}							$612,62+892*Br$

$$Q_{totale} = Q \times S = 10,75 \times 5,13$$

$$Q_{totale} = 55,14 \text{ KN}$$

II.6 Les vérifications pour obtenir la section du poteau :

Selon le CBA (Article. B8.4.1), l'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_u \leq N_{lim} = \alpha \left(\frac{Br f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{As fe}{\gamma_s} \right) \quad (II.11)$$

Avec :

- * N_u : effort normal ultime pondéré que l'on déduit après descente de charges

$$N_u = 1,35G + 1,5Q \quad (II.12)$$

- * Br : la section réduite du poteau. $Br = (a - 0,02) \times (b - 0,02)$

- * α : un coefficient en fonction de l'élançement mécanique λ qui prend les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{Si } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,60 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{Si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases} \quad (II.13)$$

- * λ : élançement mécanique du poteau.

a) Vérification la condition de résistance :

$$Br \geq \frac{K \times \beta \times N_u}{\theta \left(\frac{\sigma_{bc}}{0,9} \right) + \left(\frac{A}{Br} \right) \sigma_s} \quad (II.14)$$

Tel que : $\theta = 1$; $K = 1$; $fe = 400 \text{ Mpa}$; $fc^{28} = 25 \text{ Mpa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 fc_{28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,17 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ Mpa}$$

$$\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \quad (II.15)$$

- * β : coefficient qui dépend de l'élançement du poteaux.

Pour que toutes les armatures participent à la résistance on prendra ($\lambda = 35$) $\Rightarrow \beta = 1,2$

Selon le RPA 2003 le pourcentage minimale des armatures est de 0,8% en zone IIa

$$\frac{A}{Br} = 0,8\% = 0,008$$

$$Br \geq 1,2 \cdot N_u / \left[\left(\frac{14,17}{0,90} \right) + 0,85 \left(\frac{0,8}{100} \right) \times (347,83) \right]$$

Donc : $Br \geq 0,0648 \times N_u$

On prend la section de poteau en carrée ($a = b$) :

Chapitre II : Prédimensionnement & Évaluation Des Charges

$$Br = (a - 2)^2 \Rightarrow a = \sqrt{0,0648 \times N_u} + 2$$

Tableau II.21: Calcul des sections des poteaux (central, rive, angle) selon les efforts appliqués

<i>type de poteau</i>	<i>N_u</i>	<i>Br (m²) ≥</i>	<i>Br (m²) ≥</i>	<i>Br (cm²) ≥</i>	<i>a (cm) ≥</i>
<i>poteau centrale</i>	<i>1533,3+1204,2×Br</i>	<i>0,099+0,078×Br</i>	<i>0,108</i>	<i>1077,34</i>	<i>34,82</i>
<i>poteau de rive</i>	<i>1,35G+1,5Q</i>	<i>1440,4+1204,2×Br</i>	<i>0,093+0,078×Br</i>	<i>1012,09</i>	<i>33,81</i>
<i>poteau d'angle</i>	<i>909,7+1204,2×Br</i>	<i>0,059+0,078×Br</i>	<i>0,064</i>	<i>639,23</i>	<i>27,28</i>

Donc on prend pour tous les types des poteaux (centrale, rive, angle) la section :

$$(a = b) = (45 \times 45) \text{ cm}^2$$

b) Vérification la Condition de stabilité :

Le flambement est une déformation latérale, importante et brusque d'un élément sous l'effet d'une compression. Ce phénomène fait partie des instabilités de forme.

Pour qu'il n'y est pas de risque de flambement des poteaux, la condition suivante doit être satisfaite :

$$\lambda \leq 35 \tag{II.16}$$

avec :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} ; \quad L_f = 0,7L_0 ; \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} ; \quad I = \frac{bh^3}{12} \tag{II.17}$$

- * L_f : Longueur de flambement.
- * i : Rayon de giration.
- * L_0 : Hauteur libre.
- * I : Moment d'inertie de la section.
- * B : Section théorique du poteau.

Tableau II.22: Vérification des poteaux au flambement

<i>Niveau</i>	<i>L₀</i>	<i>L_f</i>	<i>I</i>	<i>i</i>	<i>λ</i>	<i>Observation λ ≤ 35</i>
<i>étage courant</i>	3,23	2,26	0,00342	0,1299	17,41	<i>Conditions Vérifiées</i>
<i>RDC</i>	3,40	2,38	0,00342	0,1299	18,32	
<i>S-SOL</i>	3,20	2,24	0,00342	0,1299	17,24	

c) Vérifications les conditions imposées par le RPA99 :

Selon le RPA99 version 2003 (Article.7.4.1), Les dimensions de la section transversale des poteaux en (zone IIa) doivent satisfaire les conditions suivantes :

Tableau II.23: Vérification des conditions exigées par le RPA pour les poteaux

Condition (Zone IIa)	Poteau (45x45)	Observation
$\min(b; h) \geq 25\text{cm}$	45	
$\min(b; h) \geq \frac{h}{20}$	$45 \geq 17$	<i>Condition vérifiée</i>
$\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4$	1	

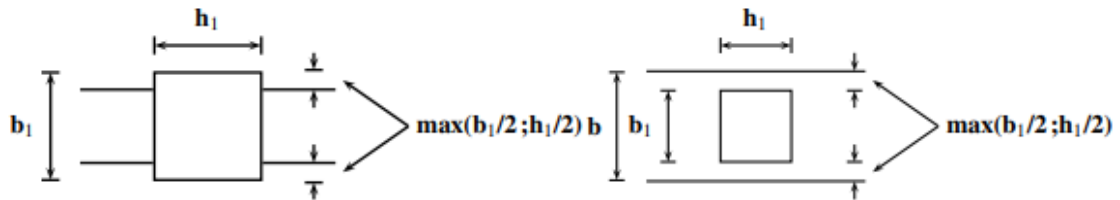


Figure II.25: Conditions aux zones nodales [4]

☞ **Remarque :**

les sections des poteaux choisies dans ce chapitre pourraient bientôt subir des changements, pour les raisons suivantes :

- ✖ Si les sections de ferrailage sont importantes on est appelé à augmenter les sections du béton.
- ✖ Si la période de vibration et l'effort normal réduits ne sont pas vérifiée.

II.7 Conclusion :

Après avoir initialement dimensionné tous les éléments (planchers, poutres, poteaux, escaliers et voiles) en respectant différentes règles, nous marchons vers le chapitre suivant pour le calcul des éléments secondaires.

Chapitre III :
Calcul des éléments
secondaires

III.1 Introduction :

Dans toute structure, on distingue deux types d'éléments :

- ✗ Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement.
- ✗ Les éléments secondaires qui ne participent pas au contreventement de la structure.

Les éléments secondaires ou non structuraux, à savoir les planchers, l'escalier, l'acrotère et le balcon, sont des éléments qui ne font pas partie du système de contreventement.

Le calcul de ces éléments se fait suivant le cheminement suivant : dimensionnement, évaluation des charges sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables, puis détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges, le tout en respectant la réglementation en vigueur comme le BAEL et RPA 99 (version 2003) et CBA 93.

III.2 L'acrotère :

C'est un élément destiné à assurer la sécurité totale de la terrasse inaccessible et protéger le gravier contre la poussée du vent.

La forme de pente de l'acrotère sert de protection contre l'infiltration des eaux pluviales. Il est réalisé en béton armé assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse.

Son ferrailage se calcule en flexion composée pour une bande de 1 ml. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU et à l'ELS sous l'effet de :

- ✗ L'effort normal N_G dû à son poids propre G .
- ✗ Surcharge horizontale Q due à la main courante estimée à 1 KN/ml non pondérée.
- ✗ Provoquant un moment de flexion M_Q .
- ✗ Vérification à l'effort sismique F_p .

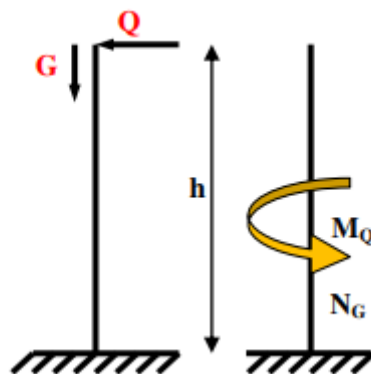


Figure III.1: Schéma statique de l'acrotère [8]

III.2.1 Evaluation des charges :

- Poids propre de l'acrotère : $G = 2,34 \times 1 (m) = 2,34 \text{ kN}$
- Surcharge d'exploitation (la main courante) : $Q = 1 \times 1 (m) = 1 \text{ kN}$

III.2.2 Détermination de l'effort due au séisme :

Selon le RPA99/V2003 (Article 6.2.3) les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales (F_p) suivant la formule :

$$F_p = 4 A C_p W_p \quad (\text{III.1})$$

A : Coefficient d'accélération pour la zone et le groupe d'usage appropriés obtenu dans le tableau (4.1). $\Rightarrow A = 0,15$ (zone : IIa ; groupe d'usage : 2).

* C_p : Facteur de force horizontale (0,3 \rightarrow 0,8), obtenu dans le tableau (6.1).

$$\Rightarrow C_p = 0,8$$

* W_p : Poids de l'élément considéré (acrotère). $\Rightarrow W_p = 2,34 \text{ kN}$

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,34 \Rightarrow F_p = 1,12 \text{ kN} > Q = 1 .$$

Donc la charge d'exploitation est donnée par :

$$Q = \max \{ Q_{\text{acrotère}} ; F_p \} \Rightarrow \max \{ 1 ; 1,12 \} \Rightarrow Q = 1,12 \text{ KN}$$

III.2.3 Détermination des sollicitations

❖ Moments et effort normaux :

$$N_G = G$$

$$M_Q = Q \times L = 1,12 \times 0,6 \Rightarrow M_Q = 0,67 \text{ KN.m}$$

Tableau III.1: Tableau récapitulatif des moments et les effort normaux

	$N \text{ (KN)}$	$M \text{ (KN.m)}$
<i>la charge permanente (G)</i>	2,34	0
<i>la charge d'exploitation (Q)</i>	0	0,67

III.2.4 Combinaisons des actions :

Comme énoncé précédemment, les sollicitations sont déterminées en considérant deux combinaisons d'actions :

a) Combinaison à l'ELU : $1,35 G + 1,5 Q$:

- Effort normal : $N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q = 1,35 \times 2,34 = 3,16 \text{ KN}$
- Effort tranchant à la poussée latérale : $V_u = 1,5 Q = 1,5 \times 1 = 1,50 \text{ KN}$
- Moment fléchissant : $M_u = 1,35 M_G + 1,5 M_Q = 1,5 \times 0,67 = 1,01 \text{ KN.m}$

b) Combinaison à l'ELS : G + Q

- Effort normal : $N_s = N_G + N_Q = 2,34 \text{ KN}$
- Effort tranchant à la poussée latérale : $V_u = Q = 1 \text{ KN}$
- Moment fléchissant : $M_u = M_G + M_Q = 0,67 \text{ KN.m}$

Tableau III.2: Tableau récapitulatif des sollicitations maximale

	$N \text{ (KN)}$	$V \text{ (KN)}$	$M \text{ (KN.m)}$
ELU	3,16	1,50	1,01
ELS	2,34	1	0,67

III.2.5 Ferrailage de l'acrotère :

Le calcul sera déterminé en flexion composée à l'ELU puis la vérification sera faite à l'ELS, on considère une section rectangulaire (b x h), sous un effort normal Nu et un moment fléchissant Mu.

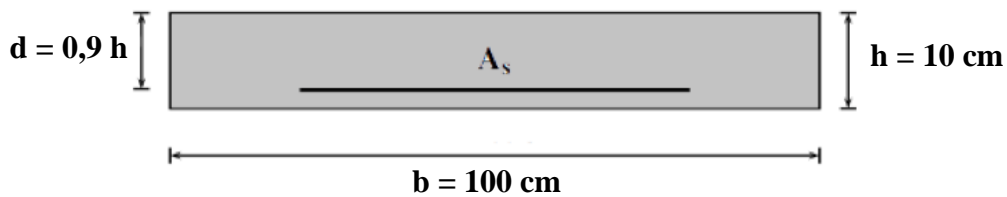


Figure III.2: Section à ferrailer

a) Calcul de l'excentricité :

Les actions soumises à un effort normal de compression doivent être justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme on remplaçant l'excentricité réel par une excentricité totale de calcul:

$$e_t = e_1 + e_2 ; \quad e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a \quad \text{(III.2)}$$

- * e_a : excentricité accidentelle additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

$$e_a = \max\left(\frac{L}{250} ; 2 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{60}{250} ; 2 \text{ cm}\right) = \max\{0,24 ; 2\} = 2 \text{ cm} = \mathbf{0,02 \text{ m}}$$

- * e_1 : excentricité globale du premier ordre de la résultante des contraintes normales.

$$e_1 = \frac{1,01}{3,16} + 0,02 = \mathbf{0,34 \text{ m}}$$

- * e_2 : excentricité du deuxième ordre liée à la déformation de la structure.

$$e_2 = \frac{3Lf^2}{10^4 h} (2 + \alpha\phi) ; \quad Lf = 2L ; \quad \alpha = \left(\frac{M_G}{M_G + M_Q}\right) \quad \text{(III.3)}$$

- * L : Longueur de l'acrotère égal (0,60 m) .

* L_f : Longueur de flambement de l'acrotère.

$$L_f = 2 \times 0,60 = \mathbf{1,20\ m}$$

* α : le rapport du moment du premier ordre dû aux charges permanentes et quasi-permanentes au moment total du premier ordre.

$$\alpha = \mathbf{0} ; (M_G = 0)$$

* ϕ : le rapport entre la déformation finale due au fluage et la déformation instantanée sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$e_2 = \frac{3 \times 1,2^2}{10^4 \times 0,1} (2 + 0 \times 2) = \mathbf{0,00864\ m}$$

$$e_t = 0,34 + 0,00864 = \mathbf{0,349\ m}$$

♦ **Sollicitation majorée :**

$$M_u = M_{uQ} + e_t \times N_u \Rightarrow M_u = 1,01 + 0,349 \times 3,16 = \mathbf{2,11\ KN.m}$$

b) **Classification de la section :**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,01}{3,16} = \mathbf{0,32\ m} > \frac{h}{6} = \frac{0,1}{6} = \mathbf{0,016\ m}$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur de la zone limitée par les armatures et l'effort normal étant un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée (SPC).

c) **Calcul de la section d'armature:**

La section d'armature en flexion simple $A_{s\ fictif}$ est calculée sous l'influence du moment $M_{u\ fictif}$. Ensuite, la section d'armature réelle est déduite en flexion composée.

$$M_{uf} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right) \tag{III.4}$$

* Hauteur utile : $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,1 = \mathbf{0,09\ m}$

$$M_{uf} = 2,11 + 3,16 \times (0,09 - 0,05) = \mathbf{2,24\ KN.m}$$

* μ : Moment réduit

$$\mu = \frac{M_{uf}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{2,24 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09^2 \times 14,17} = \mathbf{0,0195}$$

$$\mu = 0,0195 < \mu_{limite} = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

Alors les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0,0195 < 0,1859 \Rightarrow \text{Pivot } A$$

$$\mu = 0,0195 < 0,1042$$

$$15\alpha_u^4 - 60\alpha_u^3 + (20 - 4\mu)\alpha_u^2 + 8\mu\alpha_u - 4\mu = 0$$

$$\alpha_u = 0,065$$

$$\beta = \frac{5\alpha_u^2(3 - 8\alpha_u)}{3(1 - \alpha_u)^2} = \frac{5 \times 0,065^2(3 - 8 \times 0,065)}{3(1 - 0,065)^2} = 0,021$$

$$A_s \text{ fictif} = \frac{\beta \times b \times d \times f_{bc}}{f_{st}} = \frac{0,021 \times 0,1 \times 0,09 \times 14,17}{347,83} = 7,32 \times 10^{-5} \text{ m}^2$$

La section réelle des armatures :

$$A_s = A_s \text{ fictif} - \frac{N_u}{f_{st}} = 7,32 \times 10^{-5} - \frac{3,16 \times 10^{-3}}{347,83} = 6,44 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = \mathbf{0,64 \text{ cm}^2}$$

III.2.6 Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité :

D'après le CBA (Article A.4.2) :

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \tag{III.5}$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,23 \times 1 \times 0,09 \times 2,1}{400} = \max(A_s ; A_{s \text{ min}}) = \max(0,64 ; 1,1) = \mathbf{1,1 \text{ cm}^2}$$

Donc on adopte : **4HA8 (2,01 cm²)**

b) Vérification de l'effort tranchant :

D'après le CBA (Article A.5.1) :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \tag{III.6}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,5 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09} = \mathbf{0,0167 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2,5 ; 4) = \mathbf{2,5 \text{ MPa}}$$

$\tau_u = 0,0167 \leq \bar{\tau}_u = 2,5$ Condition vérifiée.

Donc pas de risque de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.2.7 Vérification à l'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable

- σ_{bc} : Contrainte limite dans le béton comprimé
- σ_{st} : Contrainte limite dans les aciers tendus.

a) Vérifications des contraintes de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ MPa}} \tag{III.7}$$

avec :

$$\sigma_{bc} = \frac{z \times N_{ser}}{I} \times y_{ser} \tag{III.8}$$

* y_{ser} : Position de l'axe neutre à l'ELS.

$$y_{ser} = z + c \quad (III.9)$$

On résout l'équation du troisième degré :

$$z^3 + pz + q = 0 \quad (III.10)$$

$$c = \frac{h}{2} - e = \frac{0,10}{2} - \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,10}{2} - \frac{0,67}{2,34} = -0,236 \text{ m}$$

$$p = -3c^2 + 90A_s \frac{d-c}{b} \quad (III.11)$$

$$p = -3(-0,236)^2 + 90(2,01 \times 10^{-4}) \frac{0,09 + 0,236}{1} = -0,161 \text{ m}^2$$

$$q = -2c^3 - 90A_s \frac{(d-c)^2}{b} \quad (III.12)$$

$$q = -2(-0,236)^3 - 90(2,01 \times 10^{-4}) \frac{(0,09 + 0,236)^2}{1} = 0,024 \text{ m}^3$$

Donc l'équation à résoudre est : $z^3 - 0,161z + 0,024 = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = 0,024^2 + \frac{4(-0,161)^3}{27} = -4,23 \times 10^{-5} < 0$$

$$\varphi = \arccos \left(\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} \right) = \arccos \left(\frac{3 \times 0,024}{2 \times (-0,161)} \sqrt{\frac{-3}{-0,161}} \right) = 164,84^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \times \sqrt{\frac{0,161}{3}} = 0,46$$

Nous avons trois solutions :

$$\begin{cases} Z_1 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} \right) = 0,46 \times \cos \left(\frac{164,84}{3} \right) = 0,264 \\ Z_2 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120 \right) = 0,46 \times \cos \left(\frac{164,84}{3} + 120 \right) = -0,458 \\ Z_3 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240 \right) = 0,46 \times \cos \left(\frac{164,84}{3} + 240 \right) = 0,194 \end{cases}$$

La distance du centre de pression à l'axe neutre à la fibre supérieur de la section :

$$\begin{cases} y_{ser1} = 0,264 - 0,236 = 0,028 \\ y_{ser2} = -0,458 - 0,236 = -0,694 \\ y_{ser3} = 0,194 - 0,236 = -0,042 \end{cases}$$

Il faut que : $0 \leq y_{ser} \leq d \Rightarrow y_{ser} = y_{ser1} = 0,028 \text{ m}$

Moment d'inertie I :

$$I = \frac{b \times y_{ser}^3}{3} + 15A_s(d - y_{ser})^2 \quad (III.13)$$

$$I = \frac{1 \times 0,028^3}{3} + 15 \times 2,01 \times 10^{-4} (0,09 - 0,028)^2 = 1,89 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

Alors :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,264 \times 2,34 \times 10^{-3}}{1,89 \times 10^{-5}} \times 0,028 = 0,915 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,915 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification de la contrainte dans l'acier :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa (fissuration préjudiciable)}$$

avec :

$$\sigma_{st} = 15 \frac{z \times N_{ser}}{I} \times (d - y_{ser}) \tag{III.14}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{0,264 \times 2,34 \times 10^{-3}}{1,89 \times 10^{-5}} \times (0,09 - 0,028) = 30,40 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 30,40 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées à l'ELS, donc les armatures calculées à l'ELU sont acceptables.

III.2.8 Armatures de répartition :

D'après le BAEL (Article A.8.2,41) :

$$A_{sr} = \frac{A_s}{4} \tag{III.15}$$

$$A_{sr} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : **3HA8 (1,51 cm²)**

III.2.9 Espacement des armatures :

D'après le BAEL (Article A.8.2,42) :

a) Armatures principales (direction la plus sollicitée) :

$$S_t \leq S_{t \max} = \min(3h ; 33\text{cm}) \tag{III.16}$$

$$S_t \leq S_{t \max} = \min(3 \times 10 ; 33\text{cm}) = 30\text{cm}$$

On adopte : $S_t = 20 \text{ cm}$

b) Armatures secondaires(direction perpendiculaire à la plus sollicitée) :

$$S_t \leq S_{t \max} = \min(4h ; 45\text{cm}) \tag{III.17}$$

$$S_t \leq S_{t \max} = \min(4 \times 10 ; 45\text{cm}) = 40\text{cm}$$

On adopte : $S_t = 20 \text{ cm}$

III.2.10 Schéma de ferrailage :

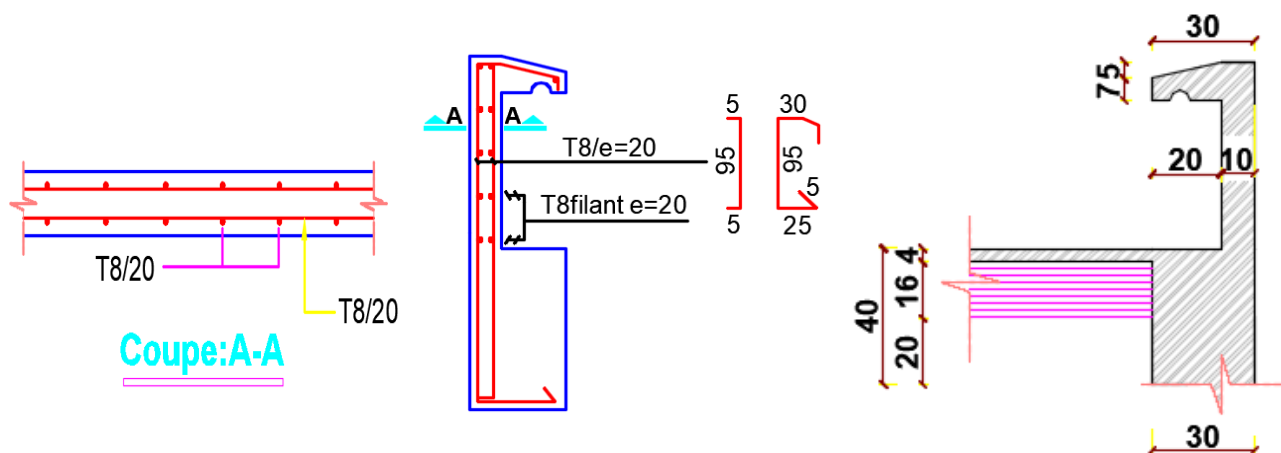


Figure III.3: Schéma de ferrailage et coffrage de l'acrotère

III.3 planchers à corps creux :

Les planchers sont des aires, généralement planes qui servent à séparer les différents étages, ses différents rôles sont :

- Rôle de résistance, supporter les charges appliquées.
- Rôle d'isolation thermique et phonique.
- Transmission des charges et surcharges aux éléments porteurs.

Le plancher à corps creux est plus utilisé dans les bâtiments courants (habitations, administratifs...).il est constitué de corps creux qui ne sont des éléments de remplissage (aucun rôle de résistance) et des nervures en béton armé qui constituent l'élément résistant de plancher.

L'ensemble est surmonté par une dalle mince (4 à 6 cm) qu'on appelle dalle de compression.



Figure III.4: plancher à corps creux [8]

III.3.1 Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple comme des poutres continues. Le calcul des sollicitations (les moments et les effort tranchants peut se faire soit par la méthode forfaitaire, lorsque les conditions sont vérifiées, autrement par la méthode de Caquot.

III.3.1.1 Méthode forfaitaire :

a) Domaine d'application :

D'après le CBA (Article B 6.2.2.1) :

Pour déterminer les moments aux appuis et En travée, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions sont vérifiées :

- ✗ les charges (permanentes , exploitations) doivent respectées la condition suivantes :

$$Q \leq \max(2G ; 5 \text{ KN/m}^2) \quad (\text{III.18})$$

- ✗ les moments d'inertie sont les mêmes dans tous les travées.
- ✗ le rapport entre deux travées successives :

$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_i + 1} \leq 1,25 \quad (\text{III.19})$$

- ✗ fissuration peu nuisible (F.P.N).

b) Principe de la méthode :

D'après le CBA (Annex – E.2) :

Le principe de la méthode forfaitaire consiste à évaluer les moments max En travée et sur appuis en fonction de M_0 (moments dans la travée isostatique de référence)

Pour chaque travée, on pose :

- * α : Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitations :

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} \quad (\text{III.20})$$

- * M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de référence, de longueur L , soumise à une charge répartie "q".

$$M_0 = \frac{qL^2}{8} \quad (\text{III.21})$$

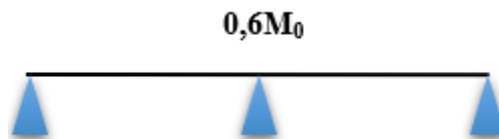
- * M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

M_w et M_e les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche (w) et droite (e) de la travée considérée.

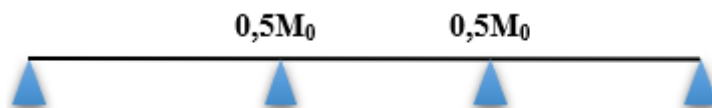
$$M_t \geq \begin{cases} \text{Max} \{1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \frac{(1 + 0,3\alpha)}{2} M_0 & (\text{Travée intermédiaire}) \\ \frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} M_0 & (\text{Travée de rive.}) \end{cases} \quad (\text{III.22})$$

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :

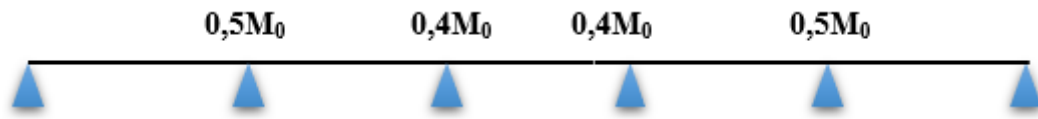
- ✗ $0,6M_0$ pour une poutre à deux travées.



- ✗ $0,5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.



× $0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.



c) Détermination de l'effort tranchant :

Sur une travée, le moment varie paraboliquement (figure III.5) ; le maximum est ainsi à des abscisses a de l'appui gauche (w) et b de l'appui droit (e), avec $L = a + b$.

Les valeurs de l'effort tranchant sur l'appui gauche (w) et sur l'appui droit (e) peuvent être déterminées comme suit :

$$\begin{cases} V_w = -2 \frac{M_w + M_t}{a} \\ V_e = -2 \frac{M_e + M_t}{b} \end{cases} \quad (III.23)$$

L'effort tranchant est nul au point d'abscisse a . Les valeurs de a et b sont déterminées par les expressions suivantes :

$$\begin{cases} a = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} \\ b = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_w + M_t}{M_e + M_t}}} \end{cases} \quad (III.24)$$

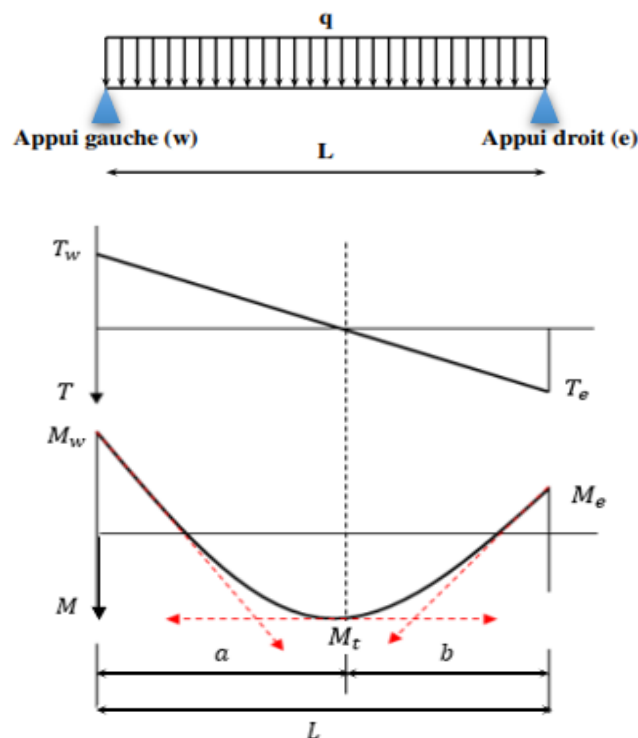


Figure III.5: Le moment fléchissant et l'effort tranchant par la méthode forfaitaire

III.3.1.2 Méthode de Caquot :

a) Domaine d'application :

D'après le CBA (Article B 6.2.2.2) :

La méthode de calcul des planchers à charge d'exploitation relativement élevée, due à Caquot, s'applique dans les cas où :

Les charges d'exploitation sont susceptibles de variations rapides dans le temps et en position (charges mobiles, etc.), et où :

- * q_B : somme des charges variables.
- * g : somme des charges permanentes.

vérifient :

$$\begin{cases} q_B > 2g \\ q_B > 5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \quad \text{(III.25)}$$

b) Principe de la méthode :

Cette méthode, due à « Albert Caquot », repose sur la méthode des trois moments, qu'elle simplifiée et corrigé pour tenir compte :

- ✖ La variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.
- ✖ L'amortissement des effets de chargement des travées sur les poutres.

✖ **Portées de calcul (selon Caquot) [5]:**

- Les moments aux nus des appuis sont calculés en tenant en compte uniquement des charges appliquées sur les travées voisines à gauche (w) et à droite (e).
- On détache de chaque côté des appuis des travées fictives de longueur L'_w et L'_e .

L'_w ou $L'_e = 0,8L_i$ pour les travées intermédiaires.

L'_w ou $L'_e = L_i$ les travées les travées de rives.

✖ **Calcul des moments sur appuis et l'effort tranchant :**

✓ **Charge répartie**

Le moment sur l'appui (calculer en valeur absolue) est exprimé par l'expression suivante :

$$M_a = \frac{q_w \cdot L'_w{}^3 + q_e \cdot L'_e{}^3}{8,5(L'_w + L'_e)} \quad \text{(III.26)}$$

* q_w, q_e : Charges réparties sur les travées de gauche et de droite.

* L'_w, L'_e : Travées de gauche et de droite.

L'effort tranchant est calculé en considérant la travée réelle (de portée L et non L') :

$$\begin{cases} V_w = \frac{M_w - M_t}{L} - \frac{q \cdot L}{2} \\ V_e = V_w + q \cdot L \end{cases} \quad (\text{III.27})$$

✎ **Calcul du moment fléchissant maximal En travée(en valeur absolue) :**

✓ **Charge répartie**

$$\begin{cases} x_0 = \frac{-V_w}{q} \\ M_t = M_w - V_w \cdot x_0 - \frac{q \cdot x_0^2}{2} \end{cases} \quad (\text{III.28})$$

✎ **Exemple des différentes charges à envisager à l'ELU (G et Q uniquement) :**

Les différents cas de charges à considérer doivent permettre de déterminer les valeurs maximales des moments en travée et sur appuis.

Le chargement des travées dépend également de la nature des charges (voir la figure III.6).

- ✗ Charge permanente (toutes travées chargées).
- ✗ Charge d'exploitation :
 - les travées paires chargées.
 - les travées impaires chargées.
 - deux travées adjacentes quelconques chargées.

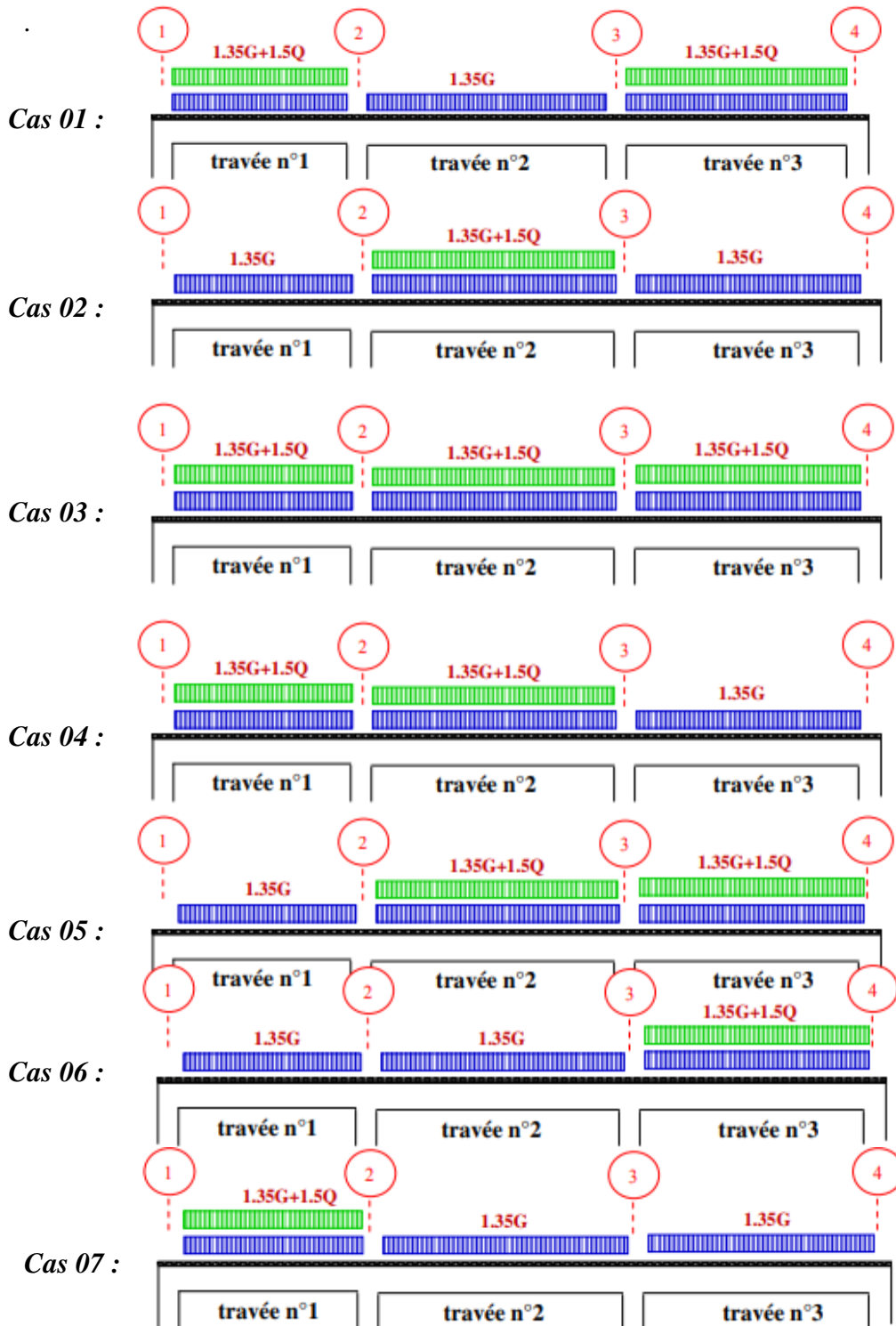


Figure III.6: Cas des charges à prendre compte pour une poutrelle sur quatre appuis [8]

III.3.1.3 Application de la méthode forfaitaire :



Figure III.7: Schéma statique de poutrelle

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Pour utiliser cette méthode il faut vérifier les conditions mentionnées dans (CBA Article B 6.2.2.1) :

✱ **1^{ère} condition** : les charges doivent respecter $Q \leq \max(2G ; 5 \text{ kN/m}^2)$

✱ **Plancher terrasse inaccessible :**

$$Q = 1 \text{ kN/m}^2 ; G = 6,21 \text{ kN/m}^2$$

$Q = 1 \leq \max(12,42 ; 5 \text{ kN/m}^2)$ Condition vérifiée.

✱ **Plancher étage courant:**

$$Q = 1,5 \text{ kN/m}^2 ; G = 5,11 \text{ kN/m}^2$$

$Q = 1,5 \leq \max(10,22 ; 5 \text{ kN/m}^2)$ Condition vérifiée.

✱ **2^{ème} condition** : les moments d'inertie sont les mêmes dans toutes les travées

$I = cte$ pour toutes les travéesCondition vérifiée.

✱ **3^{ème} condition** :

$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25 ; 0,8 \leq \frac{4,85}{4,50} = 1,07 \leq 1,25 \text{ et } 0,8 \leq \frac{4,50}{3,60} = 1,25 \leq 1,25$$

.....Condition vérifiée.

✱ **4^{ème} condition** : les planchers sont protégés par étanchéité multicouche donc les fissurations ne sont pas préjudiciables.Condition vérifiée.

Donc tous les conditions est vérifiée, notamment les calcul des sollicitations des poutrelles.

III.3.2 Évaluation des charges :

a) Plancher terrasse inaccessible :

✱ Charge permanente : $G = G_{terrasse} \times b = 6,21 \times 0,65 = 4,04 \text{ kN/ml}$

✱ Charge d'exploitation : $Q = Q_{terrasse} \times b = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN/ml}$

b) Plancher étage courant :

✱ Charge permanente : $G = G_{étage \text{ courant}} \times b = 5,11 \times 0,65 = 3,32 \text{ kN/ml}$

✱ Charge d'exploitation : $Q = Q_{étage \text{ courant}} \times b = 1,5 \times 0,65 = 0,98 \text{ kN/ml}$

III.3.3 Combinaisons des charges :

⇒ **ELU** :

✱ $q_u = 1,35G + 1,5Q$

⇒ **ELS** :

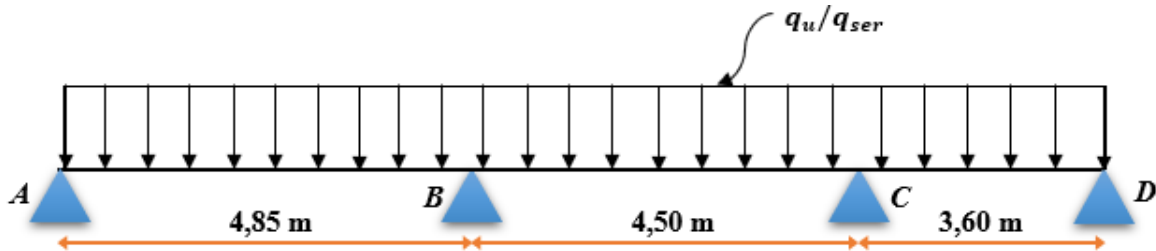
✱ $q_{ser} = G + Q$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Tableau III.3: Tableau récapitulatif des combinaisons d'action

Désignations	<i>terrasse inaccessible</i>	<i>étage courant</i>
<i>ELU</i> (q_u)	6,43 KN/ml	5,95 KN/ml
<i>ELS</i> (q_{ser})	4,69 KN/ml	4,30 KN/ml

III.3.4 Détermination des sollicitations maximales :



a) Plancher terrasse inaccessible :

➤ Calcul du rapport de charge :

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{0,65}{4,04 + 0,65} = 0,14$$

➤ Calcul les moments isostatiques M_{0i} :

- Travée AB :

$$M_{0(AB)} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{6,43 \times 4,85^2}{8} = 18,90 \text{ KN.m}$$

- Travée BC :

$$M_{0(BC)} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{6,43 \times 4,50^2}{8} = 16,28 \text{ KN.m}$$

- Travée CD :

$$M_{0(CD)} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{6,43 \times 3,60^2}{8} = 10,41 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul les moments sur appuis :

$$M_A = M_D = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -0,5 \max(M_{0(AB)}; M_{0(BC)}) = -0,5 \max(18,90 ; 16,28) = -0,5 \times 18,90$$

$$M_B = -9,44 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0,5 \max(M_{0(BC)}; M_{0(CD)}) = -0,5 \max(16,28 ; 10,41) = -0,5 \times 16,28$$

$$M_C = -8,13 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul Les moments En travée:**

$$M_t \geq \begin{cases} \max \{1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_0\} - \frac{M_W + M_e}{2} \\ \frac{(1 + 0,3\alpha)}{2} M_0 & \text{(Travée intermédiaire)} \\ \frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} M_0 & \text{(Travée de rive.)} \end{cases}$$

Travée (AB) :

$$M_t \geq \max \begin{cases} \max \{1,05 \times 18,9 ; (1 + 0,3 \times 0,14) 18,9\} - \frac{9,44}{2} \\ \frac{(1,2 + 0,3 \times 0,14)}{2} \times 18,9 & \text{(Travée de rive)} \end{cases}$$

$$M_t \geq \max \begin{cases} \max \{9,66 ; 15,11\} \\ 11,73 \end{cases}$$

$M_{t(AB)} = 15,11 \text{ KN.m}$

Travée (BC) :

$$M_t \geq \max \begin{cases} \max \{1,05 \times 16,28 ; (1 + 0,3 \times 0,14) 16,28\} - \frac{9,44 + 8,13}{2} \\ \frac{(1 + 0,3 \times 0,14)}{2} \times 16,28 & \text{(Travée intermédiaire)} \end{cases}$$

$$M_t \geq \max \begin{cases} \max \{8,31 ; 8,15\} \\ 8,47 \end{cases}$$

$M_{t(AB)} = 8,47 \text{ KN.m}$

Travée (CD) :

$$M_t \geq \max \begin{cases} \max \{1,05 \times 10,41 ; (1 + 0,3 \times 0,14) 10,41\} - \frac{8,13}{2} \\ \frac{(1,2 + 0,3 \times 0,14)}{2} \times 10,41 & \text{(Travée de rive)} \end{cases}$$

$$M_t \geq \max \begin{cases} \max \{6,86 ; 6,78\} \\ 6,46 \end{cases}$$

$M_{t(BC)} = 6,86 \text{ KN.m}$

➤ **Calcul les efforts tranchant :**

$$\begin{cases} a = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_W + M_t}}} \\ b = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_W + M_t}{M_e + M_t}}} \end{cases}$$

Travée (AB) :

$$\begin{cases} a_1 = 4,85 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{9,44 + 15,11}{15,11}}} = 2,13 \text{ m} \\ b_1 = 4,85 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{15,11}{9,44 + 15,11}}} = 2,72 \text{ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_w = -2 \frac{M_w + M_t}{a_1} \\ V_e = 2 \frac{M_e + M_t}{b_1} \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_{w(A)} = -2 \frac{15,11}{2,13} = -14,18 \text{ KN} \\ V_{e(B)} = 2 \frac{9,44 + 15,11}{2,72} = 18,07 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée (BC) :

$$\begin{cases} a_2 = 4,5 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{8,13 + 8,47}{9,44 + 8,47}}} = 2,29 \text{ m} \\ b_2 = 4,5 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{9,44 + 8,47}{8,13 + 8,47}}} = 2,21 \text{ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_{w(B)} = -2 \frac{9,44 + 8,47}{2,29} = -16,63 \text{ KN} \\ V_{e(C)} = 2 \frac{8,13 + 8,47}{2,21} = 15,04 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée (BC) :

$$\begin{cases} a_3 = 2,15 \text{ m} \\ b_3 = 1,45 \text{ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_{w(C)} = -13,97 \text{ KN} \\ V_{e(D)} = 9,45 \text{ KN} \end{cases}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Les résultats des calculs à l'ELU et à l'ELS sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau III.4: Sollicitations à l'ELU et à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible

<i>Plancher terrasse inaccessible</i>								
	<i>à l'ELU</i>				<i>à l'ELS</i>			
<i>Travée</i>	<i>AB</i>	<i>BC</i>	<i>CD</i>		<i>AB</i>	<i>BC</i>	<i>CD</i>	
<i>L (m)</i>	4,85	4,50	3,60		4,85	4,50	3,60	
<i>M0</i>	18,89	16,26	10,41		13,78	11,86	7,59	
<i>α</i>	0,14				0,14			
<i>Appuis</i>	<i>A</i>	<i>B</i>	<i>C</i>	<i>D</i>	<i>A</i>	<i>B</i>	<i>C</i>	<i>D</i>
<i>coef- forfaitaire</i>	0,00	0,50	0,50	0,00	0,00	0,50	0,50	0,00
<i>Ma (-)</i>	0,00	9,44	8,13	0,00	0,00	6,89	5,93	0,00
<i>M_{t max}</i>	15,11	8,47	6,86		11,02	6,18	5,01	
<i>M_w</i>	0,00	-9,44	-8,13		0,00	-6,89	-5,93	
<i>M_e</i>	-9,44	-8,13	0,00		-6,89	-5,93	0,00	
<i>a (m)</i>	2,13	2,29	2,15		2,13	2,29	2,15	
<i>b (m)</i>	2,72	2,21	1,45		2,72	2,21	1,45	
<i>V_{w (-)} KN</i>	14,18	15,63	13,96		10,34	11,40	10,19	
<i>V_{e (+)} KN</i>	18,07	15,04	9,45		13,18	10,97	6,89	

➤ Diagrammes des sollicitations M et V :

ELU :

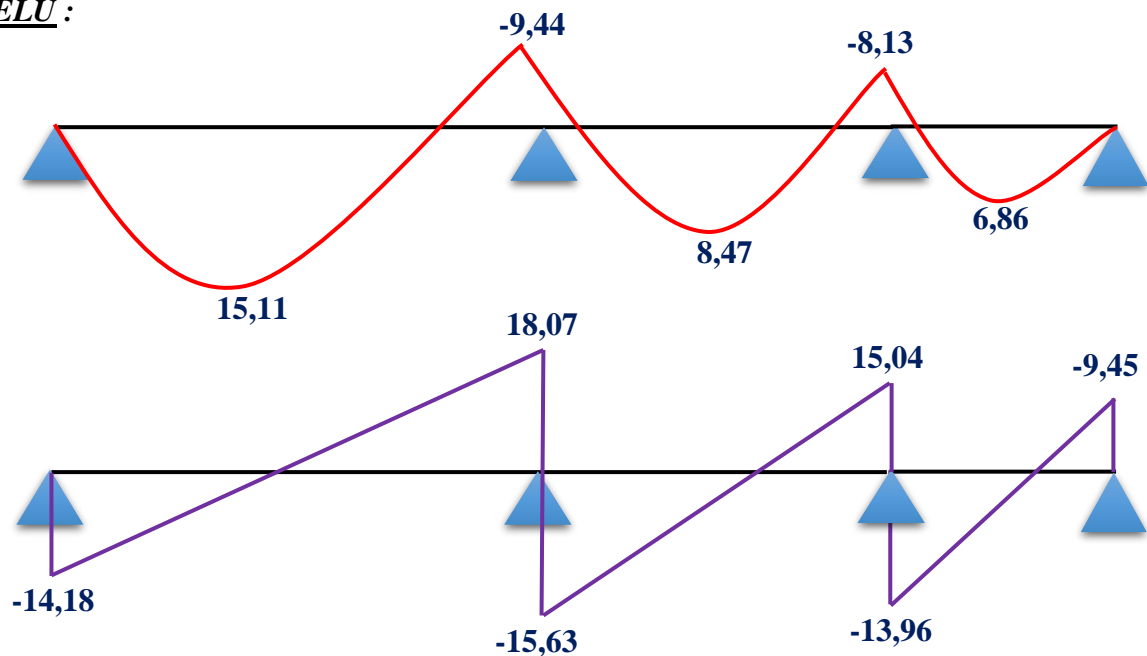


Figure III.8: Diagramme des moments et les efforts tranchants (terrasse inaccessible) (ELU)

ELS :

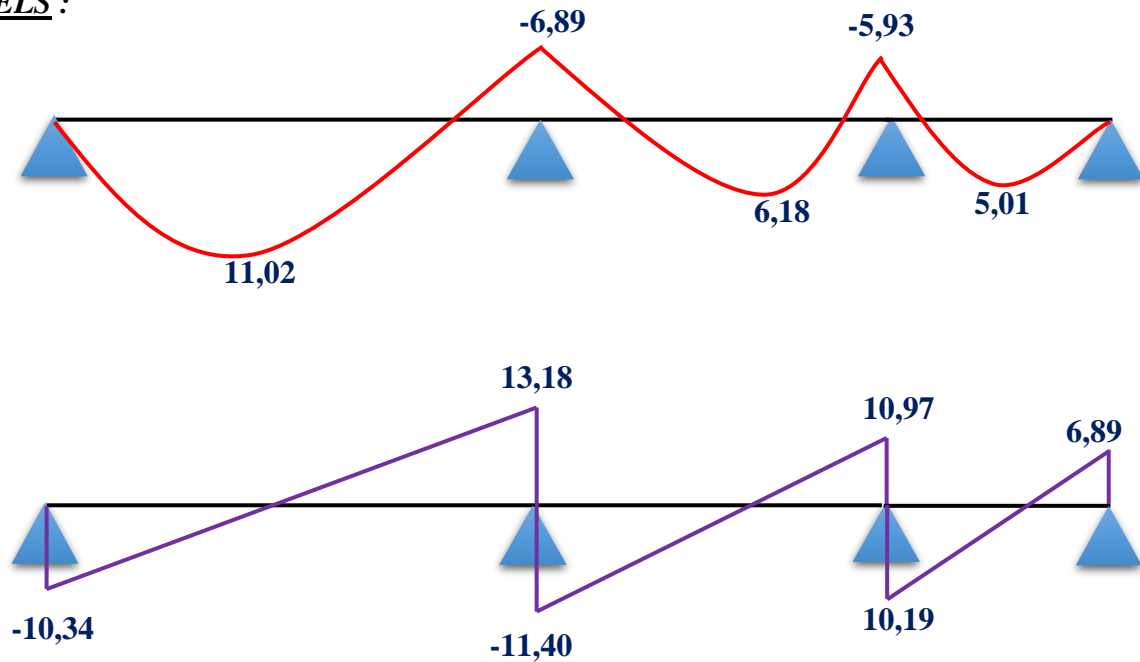


Figure III.9: Diagramme des moments et les efforts tranchants (terrasse inaccessible) (ELS)

b) Plancher étage courant :

Tableau III.5: Sollicitations à l'ELU et à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant

Travée	Plancher étage courant							
	à l'ELU				à l'ELS			
	AB	BC	CD	AB	BC	CD		
$L (m)$	4,85	4,50	3,60	4,85	4,50	3,60		
M_0	17,48	15,05	9,63	12,63	10,88	6,96		
α	0,23			0,23				
Appuis	A	B	C	D	A	B	C	D
coef-forfaitaire	0,00	0,50	0,50	0,00	0,00	0,50	0,50	0,00
$Ma (-)$	0,00	8,74	7,53	0,00	0,00	6,32	5,44	0,00
$M_{t max}$	14,30	8,04	6,53	10,33	5,81	4,72		
M_w	0,00	-8,74	-7,53	0,00	-6,32	-5,44		
M_e	-8,74	-7,53	0,00	-6,32	-5,44	0,00		
$a (m)$	2,14	2,29	2,14	2,14	2,29	2,14		
$b (m)$	2,71	2,21	1,46	2,71	2,21	1,46		
$V_w (-) KN$	13,39	14,64	13,13	9,67	10,58	9,48		
$V_e (+) KN$	16,99	14,10	8,95	12,28	10,19	6,46		

➤ Diagrammes des sollicitations M et V :

ELU :

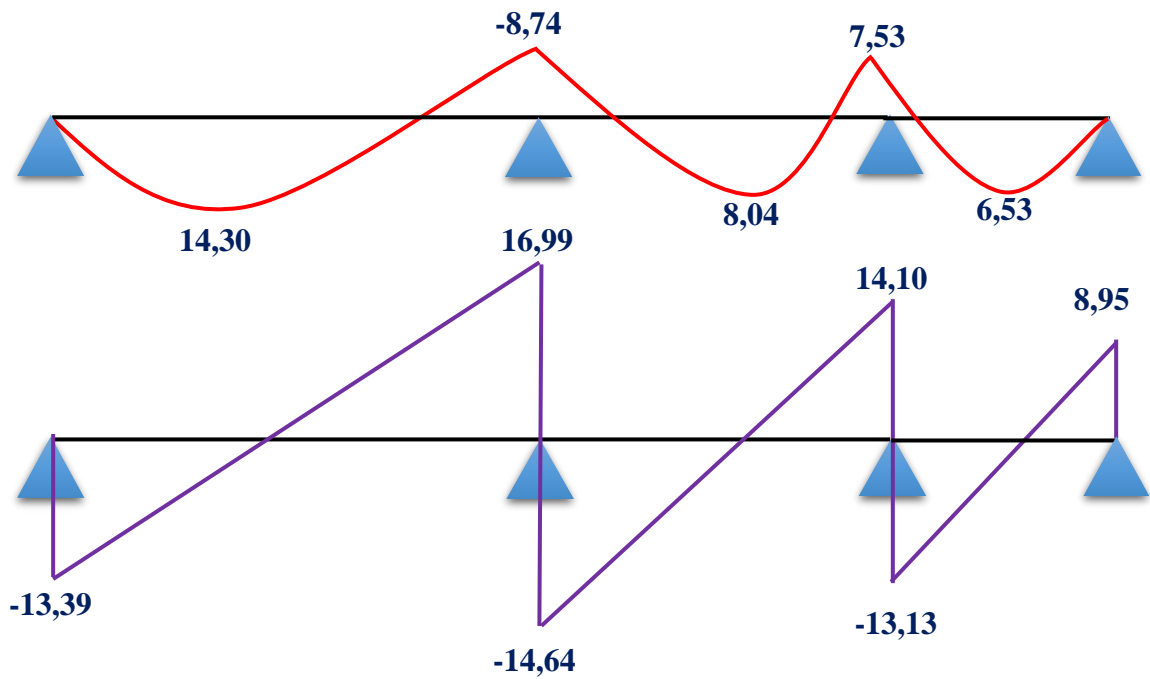


Figure III.10: Diagramme des moments et les efforts tranchants (étage courant) (ELU)

ELS :

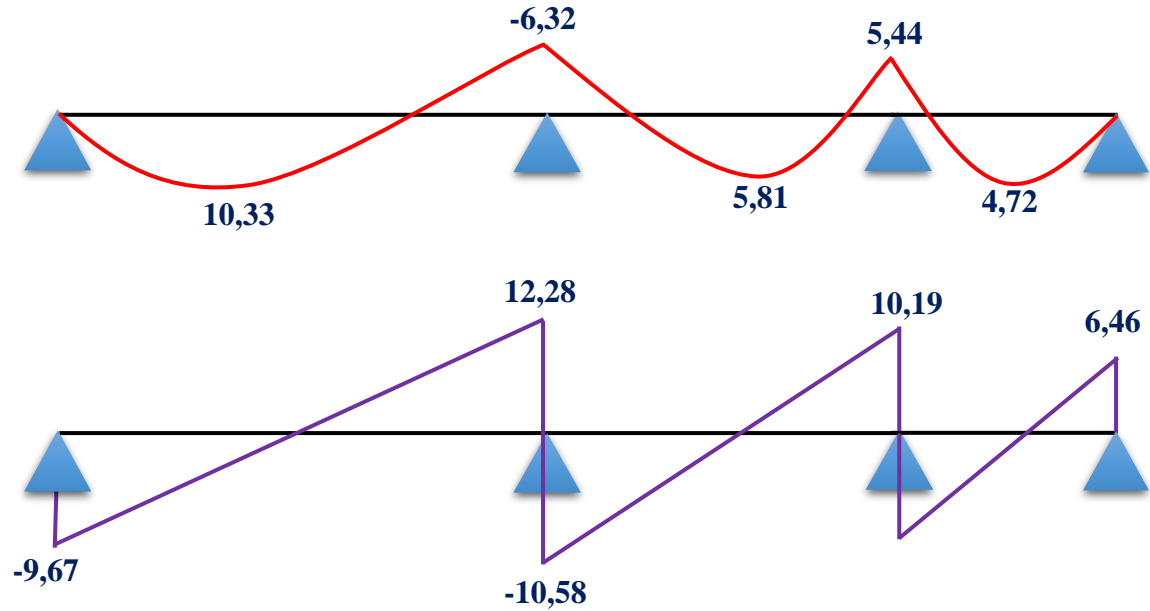


Figure III.11: Diagramme des moments et les efforts tranchants (étage courant) (ELS)

➤ **Les sollicitations maximales :**

Tableau III.6 : Les sollicitations maximales des poutrelles

	<i>ELU</i>	<i>ELS</i>
<i>Moment sur appui (KN.m)</i>	9,44	6,89
<i>Moment En travée(KN.m)</i>	15,11	11,02
<i>L'effort tranchant (KN)</i>	18,07	-

III.3.5 Calcul de ferrailage :

On définit d'abord les paramètres des matériaux ainsi que les caractéristiques géométriques des poutrelles :

$$h = 20\text{cm} ; h_0 = 4\text{cm} ; d = 0,9h = 18\text{cm} ; b = 65\text{cm} ; b_0 = 10\text{cm}$$

$$f_{c28} = 25\text{MPa} ; f_e = 400\text{MPa}$$

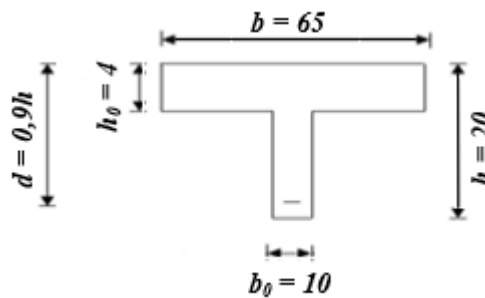


Figure III.12: schéma du coffrage de la poutrelle

Nous procédons au calcul des section de ferrailage en travée et sur appuis avec les valeurs trouvées plus haut.

III.3.5.1 En travée:

La partie supérieure de la poutrelle est comprimée, nous vérifions alors la position de l'axe neutre avant de calcul le ferrailage

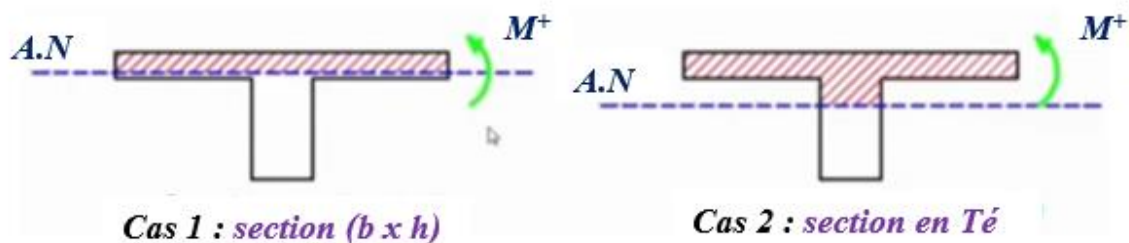


Figure III.13: les cas disposition de l'axe neutre

pour connaître la position de l'axe neutre, il faut calculer le moment dans la table de compression comme suit :

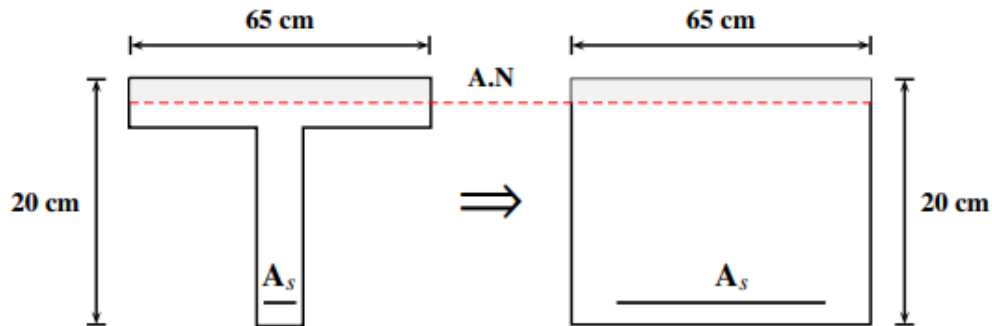
Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,65 \times 0,04 \times 14,20(0,18 - 0,02) = 59,07 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 59,07 \text{ KN.m} > M_{ut} = 15,11 \text{ KN.m}$$

* M_{ut} : le moment max en travée à ELU.

L'axe neutre passe par la table de compression \rightarrow donc la section rectangulaire de largeur $b = 65 \text{ cm}$ et hauteur $h = 20 \text{ cm}$.



* hauteur utile : $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,20 = 0,18 \text{ m}$

* moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u \text{ travée}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{15,11 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,17} = 0,051$$

$\mu = 0,051 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$, Pas d'armatures comprimées.

$\mu = 0,051 < 0,1859 \Rightarrow$ Pivot A

$\mu = 0,051 < 0,1042$

$$15\alpha_u^4 - 60\alpha_u^3 + (20 - 4\mu)\alpha_u^2 + 8\mu\alpha_u - 4\mu = 0$$

$$\alpha_u = 0,110$$

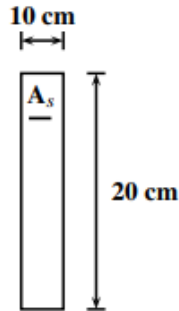
$$\beta = \frac{5\alpha_u^2(3 - 8\alpha_u)}{3(1 - \alpha_u)^2} = \frac{5 \times 0,110^2(3 - 8 \times 0,110)}{3(1 - 0,110)^2} = 0,053$$

$$A_{S \text{ travée}} = \frac{\beta \times b \times d \times f_{bu}}{f_{su}} = \frac{0,053 \times 0,65 \times 0,18 \times 14,17}{347,83} = 0,000251 \text{ m}^2$$

$$A_{S \text{ travée}} = 2,51 \text{ cm}^2$$

Sur appuis :

L'axe neutre passe dans la nervure et le moment appliqué sur les appuis est négatif, donc la table de compression est tendue, et par conséquent, nous déterminons le ferrailage en considérant une section de ($b_0 \times h$)



* hauteur utile : $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,20 = 0,18 \text{ m}$

* moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u^{appuis}}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{9,44 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,18^2 \times 14,17} = 0,206$$

$\mu = 0,206 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$, Pas d'armatures comprimées.

$\mu = 0,206 > 0,1859 \Rightarrow \text{Pivot B}$

$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,206}) = 0,291$

$\beta = 0,8 \times \alpha = 0,8 \times 0,291 = 0,233$

$$A_{s \text{ appuis}} = \frac{\beta \times b \times d \times f_{bu}}{f_{su}} = \frac{0,233 \times 0,10 \times 0,18 \times 14,17}{347,83} = 0,000171 \text{ m}^2$$

$A_{s \text{ appuis}} = 1,71 \text{ cm}^2$

III.3.6 Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité :

D'après le CBA (Article A.4.2) :

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

En travée:

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,23 \times 0,65 \times 0,18 \times 2,1}{400} = \max(A_s ; A_{s \text{ min}}) = \max(2,51 ; 1,4) = 2,51 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : **3HA12 (3,39 cm²)**

Sur appuis:

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,23 \times 0,10 \times 0,18 \times 2,1}{400} = \max(A_s ; A_{s \text{ min}}) = \max(1,71 ; 0,21) = 1,71 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : **2HA12 (2,26 cm²)**

b) Vérification de l'effort tranchant :

D'après le CBA (Article A.5.1) :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{18,07 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,18} = \mathbf{1,004 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3,33 ; 5) = \mathbf{3,33 \text{ MPa}}$$

$$\tau_u = 1,004 \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.3.7 Vérification à l'ELS :

Après avoir le calcul à ELU, on procède maintenant à la vérification à ELS

a) Vérification des contraintes :

On vérifie les contraintes dans le béton et dans l'acier avec la valeur maximale du moment de service (M_{ser}) et en prenant les paramètres définis précédemment.

- σ_{bc} : Contrainte limite dans le béton comprimé.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

- σ_{st} : Contrainte limite dans les aciers tendus.

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa} \dots \text{(fissuration non préjudiciable)}$$

En travée:

*** Détermination de l'axe neutre :**

$$by^2 + 30(A_s - A_s')y - 30(A_s d + A_s' d') = 0 \tag{III.29}$$

$$0,65y^2 + 0,007y - 0,0012 = 0 \Rightarrow y = \mathbf{0,038 \text{ m}}$$

*** Moment d'inertie :**

$$I = \frac{1}{3}by^3 + 15A_s'(y - d')^2 + 15A_s(d - y)^2 \tag{III.30}$$

$$I = \mathbf{1,208 \times 10^{-4} \text{ m}^4} = \mathbf{12082,46 \text{ cm}^4}$$

*** Les contraintes :**

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{11,02 \times 10^{-3}}{1,208 \times 10^{-4}} = \mathbf{91,21 \text{ MN/m}^3}$$

$$\sigma_{bc} = K.y = 91,21 \times 0,038 = \mathbf{3,47 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{st} = 15K(d - y) = 15 \times 91,21(0,18 - 0,038) = \mathbf{194,28 \text{ MPa}}$$

*** Verification :**

$$\sigma_{bc} = 4,86 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = 262,19 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Tableau III.7: Tableau récapitulatif les vérifications des contraintes

	M_{ser}	A_s	y	I	K	σ_{bc}	σ_{st}	Observation
<i>En travée</i>	11,02	3,39	0,038	12082,4	91,21	3,47	194,28	C.V
<i>Sur appuis</i>	6,89	2,26	0,032	8517,42	80,89	2,56	179,94	C.V

b) Vérification de la flèche :

On procède à une vérification de le flèche en déterminant la flèche nuisible Δf_t dont la valeur est donnée par la formule :

$$\Delta f_t = f_{Gv} - f_{ji} + f_{Pi} - f_{Gi} \leq \bar{f} \quad \text{(III.31)}$$

* f_{Gv} et f_{Gi} : Flèches instantanée et différée dues à l'ensemble des charges permanentes

$$(G_0 + G_1)$$

* f_{ji} : Flèche instantanée due à la charge permanente appliquée au moment de la mise en oeuvre des cloisons (G_0).

* f_{Pi} : Flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation

$$(G_0 + G_1 + Q).$$

Les données de base :

$A_s = 3,39 \text{ cm}^2$; $y = 3,8 \text{ cm}$; $I = 12082,46 \text{ cm}^4$; $h = 20 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$; $b_0 = 10 \text{ cm}$

$$d = 0,9h = 18 \text{ cm} ; b = 65 \text{ cm} ; d' = 0,11d = 2,0 \text{ cm} ; \rho = \frac{A}{b_0 d} = 0,019$$

Moment d'inertie de la section totale homogène :

$$I_0 = \left(\frac{bh^3}{12} \right) + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 \right] \quad \text{(III.32)}$$

$$I_0 = \left(\frac{65 \times 20^3}{12} \right) + 15 \left[3,39 \left(\frac{20}{2} - 2 \right)^2 \right] = \mathbf{46604,03 \text{ cm}^4}$$

Déformations instantané et différé λ_v et λ_i :

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,019 \left(2 + 3 \times \frac{10}{65} \right)} = \mathbf{2,26}$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2 \times 2,26}{5} = \mathbf{0,91}$$

Calcul des moments fléchissant :

- Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes (M_G) :

G : charge permanentes du plancher (étage courant).

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$M_G = \frac{G \times 0,65 \times L^2}{8} = \frac{5,11 \times 0,65 \times 4,85^2}{8} = 9,77 \text{ KN.m}$$

- Le moment dû aux charges permanentes appliquées avant la mise en œuvre des revêtements (M_j) :

$$M_j = \frac{j \times 0,65 \times L^2}{8} = \frac{2,85 \times 0,65 \times 4,85^2}{8} = 5,45 \text{ KN.m}$$

- Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation (M_p) :

$$M_p = \frac{(G+Q) \times 0,65 \times L^2}{8} = \frac{(5,11+1,5) \times 0,65 \times 4,85^2}{8} = 12,63 \text{ KN.m}$$

☑ **Calcul des contraintes :**

$$\begin{cases} \sigma_{SG} = \frac{15 \times M_G}{I} (d - y) = \frac{15 \times 9,77 \times 10^3}{12082,46} (18 - 3,8) = 172,17 \text{ MPa} \\ \sigma_{Sj} = \frac{15 \times M_j}{I} (d - y) = \frac{15 \times 5,45 \times 10^3}{12082,46} (18 - 3,8) = 96,02 \text{ MPa} \\ \sigma_{Sp} = \frac{15 \times M_p}{I} (d - y) = \frac{15 \times 12,63 \times 10^3}{12082,46} (18 - 3,8) = 222,71 \text{ MPa} \end{cases}$$

☑ **Calcul des paramètres (μ) :**

$$\begin{cases} \mu_G = 1 - \frac{1,75 \times ft_{28}}{4\rho \times \sigma_{SG} + ft_{28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,019 \times 172,17 + 2,1} = 0,756 \\ \mu_j = 1 - \frac{1,75 \times ft_{28}}{4\rho \times \sigma_{Sj} + ft_{28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,019 \times 96,02 + 2,1} = 0,606 \\ \mu_p = 1 - \frac{1,75 \times ft_{28}}{4\rho \times \sigma_{Sp} + ft_{28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,019 \times 222,71 + 2,1} = 0,805 \end{cases}$$

☑ **Calcul de l'inertie fissurée :**

$$\begin{cases} I_{fi}^G = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_G} = \frac{1,1 \times 46604,03}{1 + 2,26 \times 0,756} = 18898,62 \text{ cm}^4 \\ I_{fi}^j = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1,1 \times 46604,03}{1 + 2,26 \times 0,606} = 21601,80 \text{ cm}^4 \\ I_{fi}^p = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1 \times 46604,03}{1 + 2,26 \times 0,805} = 18153,14 \text{ cm}^4 \\ I_{fv}^G = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_G} = \frac{1,1 \times 46604,03}{1 + 0,91 \times 0,756} = 30423,26 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

☑ **Calcul les modules de déformation "Ei" et "Ev"**

$$E_i = 32164,20 \text{ MPa}$$

$$E_v = 10818,87 \text{ MPa}$$

☑ **Calcul des flèches :**

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{Gi} = \frac{M_G \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}^G} = \frac{9,77 \times 4,85^2}{10 \times 32164,19 \times 18898,62 \times 10^{-5}} = 0,00378 \text{ m} \\ f_{ji} = \frac{M_j \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}^j} = \frac{5,45 \times 4,85^2}{10 \times 32164,19 \times 21601,80 \times 10^{-5}} = 0,00184 \text{ m} \\ f_{Pi} = \frac{M_p \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}^p} = \frac{12,63 \times 4,85^2}{10 \times 32164,19 \times 18153,14 \times 10^{-5}} = 0,00509 \text{ m} \\ f_{Gv} = \frac{M_G \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}^G} = \frac{9,77 \times 4,85^2}{10 \times 10818,86 \times 30423,26 \times 10^{-5}} = 0,00698 \text{ m} \end{array} \right.$$

On a: $\Delta f_t = f_{Gv} - f_{ji} + f_{Pi} - f_{Gi}$

$\Delta f_t = -0,00378 - 0,00184 + 0,00509 + 0,00698 = 0,0064 \text{ m}$

☑ **Fleche admissible :**

La flèche admissible \bar{f} est donnée par

* Si $L \leq 500 \text{ cm}$ $\bar{f} = \frac{L}{500}$

* Si $L > 500 \text{ cm}$ $\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0,5 \text{ cm}$

$L = 485 \text{ cm}$ $\bar{f} = \frac{485}{500} = 0,97 \text{ cm}$

$\Delta f_t = 0,0064 \text{ m} = 0,64 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0,97 \text{ cm}$ la flèche est vérifiée.

III.3.8 Armatures transversales:

♦ **Diamètre:**

$\varphi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \varphi_{Lmin}\right) \Rightarrow \varphi \leq \min\left(\frac{200}{35}, \frac{100}{10}, 12\right) = \min(5,71; 10; 12) = 5,71 \text{ mm}$

On prend : $\varphi = 6 \text{ mm}$

$$A_t = \frac{\pi \times \varphi^2}{4} = \frac{\pi \times 0,8^2}{4} = 0,5 \text{ cm}^2$$

♦ **Espacement:**

D'après le RPA(Art 7.5.2.2)

$$A_t \geq 0,003 \times S_t \times b_0 \Rightarrow S_t \leq \frac{A_t}{0,003 \times b_0} = \frac{0,5}{0,003 \times 10} = 16,67 \text{ cm}$$

- Dans la zone nodale :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\varphi_L\right) \Rightarrow S_t = \min(5 ; 12) \Rightarrow S_t = 5 \text{ cm}$$

- En dehors de la zone nodale :

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

- La longueur de la zone nodale :

$$L' = 2h = 2 \times 20 = 40\text{cm}$$

III.3.9 Ferrailage de la dalle de compression :

La table de compression sera ferrillée d'un quadrillage de barres appelées TREILLIS dont les dimensions de maillage ne doivent pas dépasser :

- * 20cm (5 ϕ /m) pour les armatures perpendiculaire aux nervures.
- * 33cm (3 ϕ /m) pour les armatures parallèles aux nervures.
- ♦ **La section d'armatures perpendiculaires aux nervures doit être :**

$$\begin{cases} \text{Si : } L \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_{S1} \geq \frac{200}{f_e} (\text{cm}^2) \text{ et } f_e \text{ en MPa} \\ \text{Si : } 50 \text{ cm} \leq L \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_{S1} \geq \frac{4L}{f_e} (\text{cm}^2) \end{cases} \quad (\text{III.33})$$

- * f_e : Limite d'élasticité ($f_e = 400\text{MPa}$).
- * L : Écartement entre axes des nervures ($L = 65 \text{ cm}$).

Donc :

$$A_{S1} \geq \frac{4L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend : $5\phi 6 \Rightarrow A_{S1} = 1,42 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 20cm.

- ♦ **La section des armatures parallèles aux nervures :**

$$A_{S2} = \frac{A_{S1}}{2} = 0,705 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend : $5\phi 6 \Rightarrow A_{S2} = 1,42 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 20cm.

On adopte un treillis soudé **TS $\phi 6/200 \times 200$**

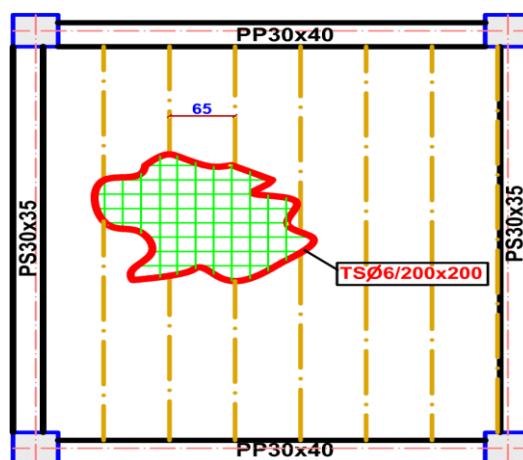


Figure III.14: Schéma de ferrailage de la dalle de compression

III.3.10 Schéma de ferrailage :

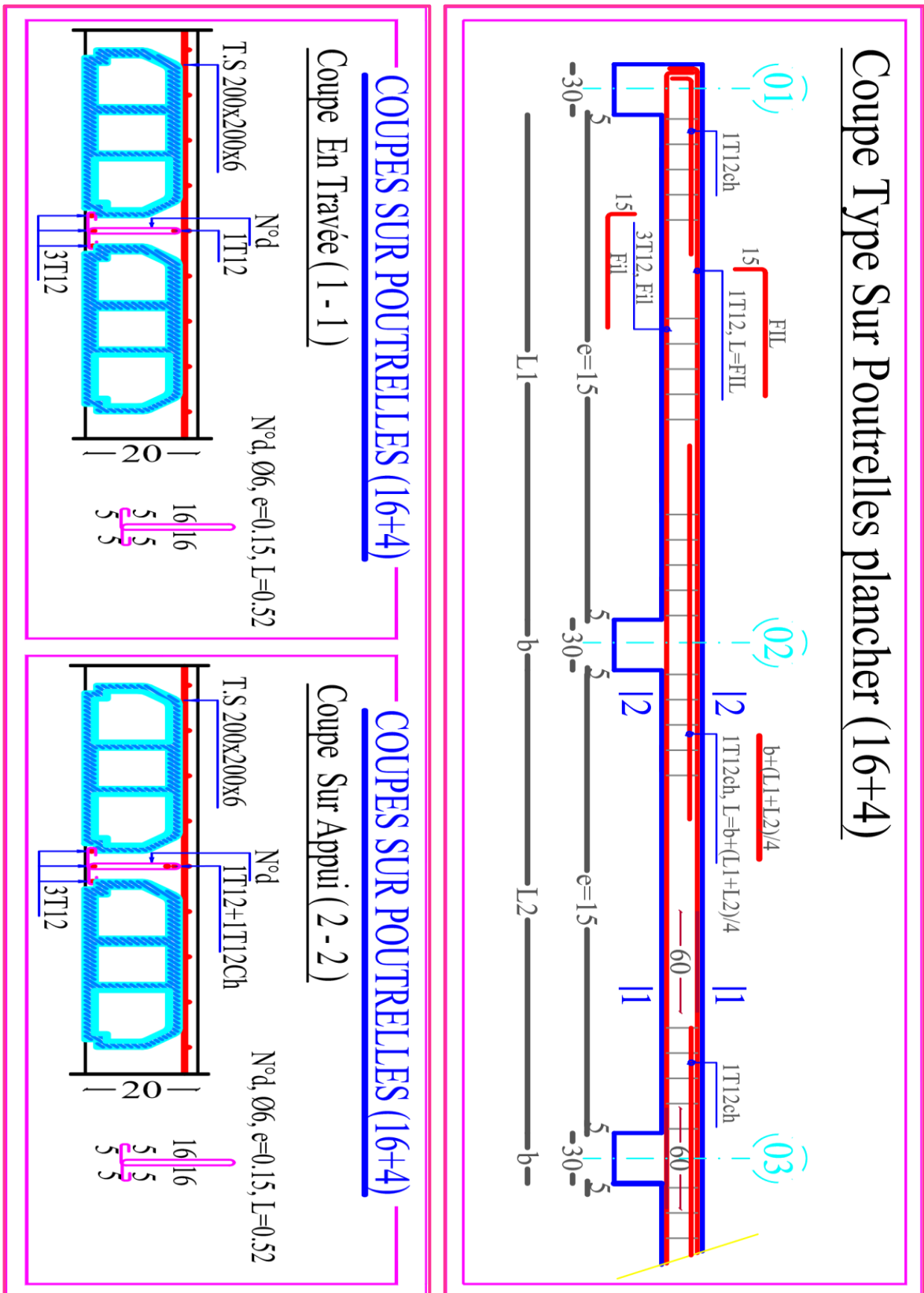


Figure III.15: Schéma de ferrailage du plancher à corps creux

III.4 Les dalles pleines (plancher au Sous-Sol) :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m, les moments seront calculés conformément aux règlements (**B.A.E.L91**) pour la détermination des moments isostatique.

Pour le calcul on prend la dalle la plus sollicitée qui a pour dimension :

$$l_x = 423 \text{ cm} , l_y = 485 \text{ cm}$$

Cette méthode de calcul est basée sur le rapport de deux dimensions de la dalle l_x et l_y

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{423}{485} = 0,87 \Rightarrow 0,4 \leq \alpha = 0,87 \leq 1$$

cette dalle est considérée comme portant sur deux sens perpendiculaires ce qui augmente leur rigidité.

Le moment fléchissant développés au centre du panneau ont pour valeur :

Dans le sens de la petite portée :

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \quad \text{(III.34)}$$

Dans le sens de la grande portée :

$$M_y = \mu_y M_x \quad \text{(III.35)}$$

Les valeurs des coefficients μ_x, μ_y sont tirées du tableau (**Abaques de Pigeaud BAEL91 modifiée 99**) :

- * ELU : $\mu_x = 0,0486$ $\mu_y = 0,7244$
- * ELS : $\mu_x = 0,0556$ $\mu_y = 0,8074$

III.4.1 Évaluation des charges :

- * Charge permanente : $G = G_{RDC} \times 1ml = 5,86 \times 1 = 5,86 \text{ kN/ml}$
- * Charge d'exploitation : $Q = Q_{RDC} \times 1ml = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ kN/ml}$

III.4.2 Combinaisons des charges :

⇒ **ELU** :

- * $q_u = 1,35G + 1,5Q$

⇒ **ELS** :

- * $q_{ser} = G + Q$

Tableau III.8: Tableau récapitulatif des combinaisons d'action

<i>Désignations</i>	<i>Sous-Sol</i>
<i>ELU (q_u)</i>	<i>10,16 KN/ml</i>
<i>ELS (q_{ser})</i>	<i>7,36 KN/ml</i>

III.4.3 Calcul des sollicitations :

Voici la distribution des moments sur les différentes positions du panneau :

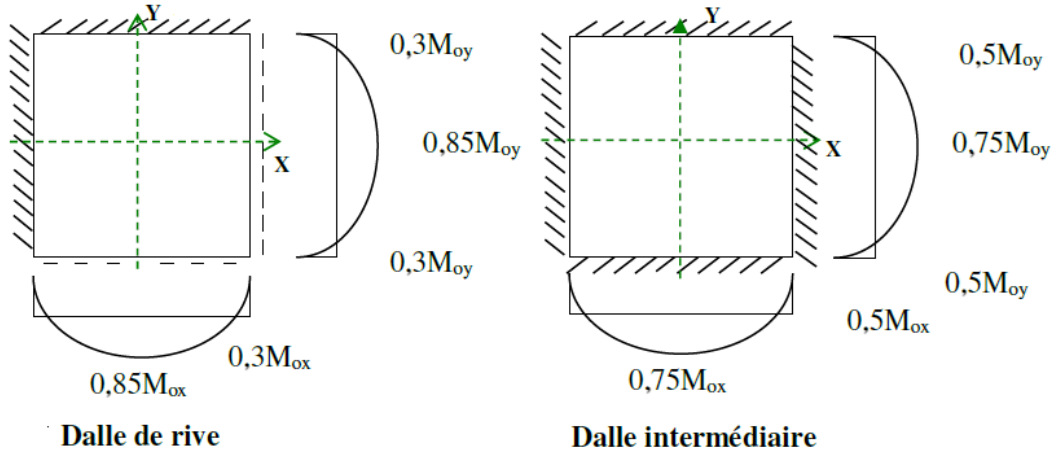


Figure III.16: Distribution des moments sur le panneau de rive et intermédiaire [7]

a) à l'ELU :

$$M_{0x} = \mu_x q_u L_x^2 = 0,0486 \times 10,16 \times 4,23^2 = 8,84 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,7244 \times 8,84 = 6,40 \text{ KN.m}$$

$$V_x = \frac{q_u L_x}{2} \times \frac{1}{1 + (\alpha/2)} = \frac{10,16 \times 4,23}{2} \times \frac{1}{1 + (0,87/2)} = 14,96 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{q_u L_y}{3} = \frac{10,16 \times 4,85}{3} = 16,43 \text{ KN}$$

☑ **Bonde de largeur de 1,00m parallèle à L_x :**

En travée:

$$M_{tx} = 0,85M_{0x} = 0,85 \times 8,84 = 7,51 \text{ KN.m}$$

Sur appuis:

$$M_{ax} = -0,3M_{0x} = -0,3 \times 8,84 = -2,65 \text{ KN.m}$$

☑ **Bonde de largeur de 1,00m parallèle à L_y :**

En travée:

$$M_{ty} = 0,85M_{0y} = 5,44 \text{ KN.m}$$

Sur appuis :

$$M_{ay} = -0,3M_{0y} = -1,92 \text{ KN.m}$$

Tableau III.9: Tableau récapitulatif des sollicitations du panneau

<i>Panneau</i>		M_o	M_t	M_a
<i>ELU</i>	<i>Sens L_x</i>	8,84	7,51	-2,65
	<i>Sens L_y</i>	6,40	5,44	-1,92
<i>ELS</i>	<i>Sens L_x</i>	7,32	6,22	-2,20
	<i>Sens L_y</i>	5,81	4,94	-1,74

III.4.4 Calcul du ferrailage :

Le calcul des armatures se fait en flexion simple, en fissuration préjudiciable, sur une bande d'1 mètre de largeur dans les deux sens et sans reprise de bétonnage. en tenant compte de la section minimale issue de la condition de non fragilité.

Sens Ly :

$$A_{y(min)} = \begin{cases} 12h_0 & \dots\dots\dots : \text{rondes lisses} \\ 8h_0 & \dots\dots\dots : F_e E 400 \\ 6h_0 & \dots\dots\dots : F_e E 500 \end{cases} \Rightarrow A_{y(min)} = 8 \times 0,18 = 1,44 \text{ cm}^2/m$$

Sens Lx :

$$A_{x(min)} = \frac{3 - \alpha}{2} A_{y(min)} = \frac{3 - 0,87}{2} \times 1,44 = 1,53 \text{ cm}^2/m$$

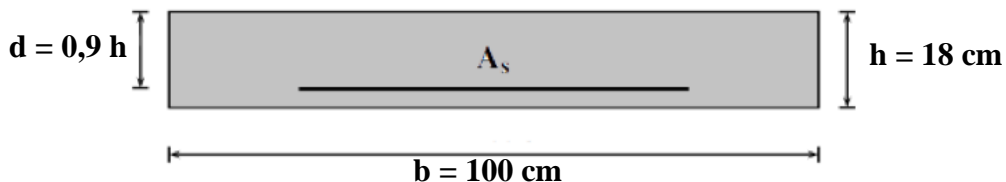


Figure III.17: Section à ferrailer en travée

Sens x:

En travée:

* hauteur utile : $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,18 = 0,162 \text{ m}$

* moment réduit :

$$\mu_x = \frac{M_{ux} \text{ travée}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7,51 \times 10^{-3}}{1 \times 0,162^2 \times 14,17} = 0,0201$$

$$\alpha_x = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_x}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0201}) = 0,0255$$

$$Z_x = d(1 - 0,4 \times \alpha_x) = 0,162(1 - 0,4 \times 0,0255) = 0,16 \text{ m}$$

$$A_{S \text{ travée}} = \frac{M_{ux} \text{ travée}}{Z_x \times f_{su}} = \frac{7,51 \times 10^{-3}}{0,16 \times 347,83} = 0,000135 \text{ m}^2$$

$$A_{S \text{ travée}} = 1,35 \text{ cm}^2$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Sur appuis:

* hauteur utile : $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,20 = 0,162 \text{ m}$

* moment réduit :

$$\mu_x = \frac{M_{ux}^{appuis}}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{2,65 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,162^2 \times 14,17} = 0,0071$$

$$\alpha_x = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_x}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0071}) = 0,0089$$

$$Z_x = d(1 - 0,4 \times \alpha_x) = 0,162(1 - 0,4 \times 0,0089) = 0,161 \text{ m}$$

$$A_{S \text{ appuis}} = \frac{M_{ux}^{appuis}}{Z_x \times f_{su}} = \frac{2,65 \times 10^{-3}}{0,161 \times 347,83} = 4,72 \times 10^{-5} \text{ m}^2$$

$$A_{S \text{ appuis}} = 0,72 \text{ cm}^2$$

Tableau III.10: Ferrailage de panneau (Sous-Sol) à l'ELU

<i>La zone</i>	<i>Sens x</i>		<i>Sens y</i>	
	<i>En travée</i>	<i>Sur appuis</i>	<i>En travée</i>	<i>Sur appuis</i>
$M_u \text{ (KN.m)}$	7,51	-2,65	5,44	-1,92
μ	0,0201	0,0071	0,0146	0,0052
α	0,0255	0,0089	0,0184	0,0065
$Z \text{ (m)}$	0,160	0,161	0,161	0,162
$A_S \text{ (cm}^2\text{)}$	1,35	0,72	0,97	0,34
$A_{S \text{ min}} \text{ (cm}^2\text{)}$	1,96		1,96	
$A_S \text{ adopt (cm}^2\text{)}$	7HA12 = 7,92	6HA10 = 4,71	7HA12 = 7,92	6HA10 = 4,71
$V_u \text{ (KN)}$	14,96		16,43	
$S_t \text{ (cm)}$	15	20	15	20
$S_{t \text{ max}} \text{ (cm)}$	33	33	45	45
$S_t \leq S_{t \text{ max}}$	CV	CV	CV	CV

III.4.5 Vérification à l'ELU :

a) Vérification de l'effort tranchant :

D'après le CBA (Article A.5.1) :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b \times d} = \frac{14,96 \times 10^{-3}}{1 \times 0,162} = \mathbf{0,092 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2,5; 4) = \mathbf{2,5 \text{ MPa}}$$

$$\tau_{ux} = 0,092 \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{b \times d} = \frac{16,43 \times 10^{-3}}{1 \times 0,162} = \mathbf{0,10 \text{ MPa}}$$

$$\tau_{uy} = 0,10 \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.4.6 Vérification à l'ELS :

La vérification des contraintes se fait à l'ELS. Il y a lieu donc de vérifier que les contraintes dans le béton comprimé (σ_{bc}) et dans l'acier tendue (σ_{st}) ne dépassent pas la contrainte limite.

- σ_{bc} : Contrainte limite dans le béton comprimé.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

- σ_{st} : Contrainte limite dans les aciers tendus.

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots \text{(fissuration préjudiciable)}$$

En travée(Sens x) :

*** Détermination de l'axe neutre :**

$$by^2 + 30(A_s - A_s')y - 30(A_s d + A_s' d') = 0$$

$$1y^2 + 0,024y - 0,0039 = 0 \Rightarrow y = \mathbf{0,051 \text{ m}}$$

*** Moment d'inertie :**

$$I = \frac{1}{3}by^3 + 15A_s'(y - d')^2 + 15A_s(d - y)^2$$

$$I = \mathbf{1,90585 \times 10^{-4} \text{ m}^4} = \mathbf{19058,52 \text{ cm}^4}$$

*** Les contraintes :**

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{6,22 \times 10^{-3}}{1,90585 \times 10^{-5}} = \mathbf{32,64 \text{ MN/m}^3}$$

$$\sigma_{bc} = K.y = 32,64 \times 0,051 = \mathbf{1,67 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{st} = 15K(d - y) = 15 \times 32,64 (0,162 - 0,051) = \mathbf{54,20 \text{ MPa}}$$

*** Verification :**

$$\sigma_{bc} = 1,67 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = 54,20 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Tableau III.11: Tableau récapitulatif les vérifications des contraintes

		M_{ser}	A_s	y	I	K	σ_{bc}	σ_{st}	Observation
<i>En travée</i>	<i>Sens x</i>	6,22	7,92	0,051	19058,5	32,64	1,67	54,20	<i>C.V</i>
	<i>Sens y</i>	4,94	7,92	0,051	19058,5	25,92	1,33	34,04	<i>C.V</i>
<i>Sur appuis</i>	<i>Sens x</i>	-2,20	4,71	0,041	12640,8	17,40	0,72	31,51	<i>C.V</i>
	<i>Sens y</i>	-1,74	4,71	0,041	12640,8	13,76	0,57	24,92	<i>C.V</i>

III.4.7 Vérification de la flèche:

D'après le BAEL91 Article [B.6.5, 2]

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = \frac{18}{485} = 0,037 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \text{Condition non vérifiée.} \\ \frac{h}{l} = \frac{18}{485} = 0,037 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{6,22}{10 \times 7,32} = 0,085 \dots \text{Condition non vérifiée.} \\ \frac{A_s}{bd} = \frac{7,92}{100 \times 16,2} = 0,0049 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

On doit donc faire une vérification de la flèche comme suit, on examinant la condition suivante :

$$\Delta f_t = f_{Gv} - f_{ji} + f_{Pi} - f_{Gi} \leq \bar{f}$$

Les données de base :

$$A_s = 7,92 \text{ cm}^2 ; y = 5,1 \text{ cm} ; I = 19058,5 \text{ cm}^4 ; h = 18 \text{ cm} ; d = 0,9h = 16,2 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm} ; d' = 0,11d = 1,8 \text{ cm} ; \rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0049$$

Moment d'inertie de la section totale homogène :

$$I_0 = \left(\frac{bh^3}{12} \right) + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 \right]$$

$$I_0 = \left(\frac{100 \times 18^3}{12} \right) + 15 \left[7,92 \left(\frac{18}{2} - 1,8 \right)^2 \right] = 54789,42 \text{ cm}^4$$

Déformations instantané et différé λ_v et λ_i :

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,0049 \left(2 + 3 \frac{100}{100} \right)} = 4,30$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2 \times 4,30}{5} = 1,72$$

Calcul des moments fléchissant :

- Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes (M_G) :

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

G : charge permanentes du dalle plein.

$$M_G = \frac{G \times 1 \times L^2}{8} = \frac{5,86 \times 1 \times 4,85^2}{8} = 17,23 \text{ KN.m}$$

- Le moment dû aux charges permanentes appliquées avant la mise en œuvre des revêtements (M_j) :

$$M_j = \frac{j \times 1 \times L^2}{8} = \frac{4,50 \times 1 \times 4,85^2}{8} = 13,23 \text{ KN.m}$$

- Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation (M_p) :

$$M_p = \frac{(G+Q) \times 1 \times L^2}{8} = \frac{(5,86+1,5) \times 1 \times 4,85^2}{8} = 21,64 \text{ KN.m}$$

☑ **Calcul des contraintes :**

$$\begin{cases} \sigma_{SG} = \frac{15 \times M_G}{I} (d - y) = \frac{15 \times 17,23 \times 10^3}{19058,5} (16,2 - 5,1) = 150,15 \text{ MPa} \\ \sigma_{Sj} = \frac{15 \times M_j}{I} (d - y) = \frac{15 \times 13,23 \times 10^3}{19058,5} (16,2 - 5,1) = 115,30 \text{ MPa} \\ \sigma_{Sp} = \frac{15 \times M_p}{I} (d - y) = \frac{15 \times 21,64 \times 10^3}{19058,5} (16,2 - 5,1) = 188,58 \text{ MPa} \end{cases}$$

☑ **Calcul des paramètres (μ) :**

$$\begin{cases} \mu_G = 1 - \frac{1,75 \times ft_{28}}{4\rho \times \sigma_{SG} + ft_{28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0049 \times 150,15 + 2,1} = 0,270 \\ \mu_j = 1 - \frac{1,75 \times ft_{28}}{4\rho \times \sigma_{Sj} + ft_{28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0049 \times 115,30 + 2,1} = 0,156 \\ \mu_p = 1 - \frac{1,75 \times ft_{28}}{4\rho \times \sigma_{Sp} + ft_{28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0049 \times 188,58 + 2,1} = 0,365 \end{cases}$$

☑ **Calcul de l'inertie fissurée :**

$$\begin{cases} I_{fi}^G = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_G} = \frac{1,1 \times 54789,42}{1 + 4,30 \times 0,270} = 27889,05 \text{ cm}^4 \\ I_{fi}^j = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1,1 \times 54789,42}{1 + 4,30 \times 0,156} = 36077,62 \text{ cm}^4 \\ I_{fi}^p = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1 \times 54789,42}{1 + 4,30 \times 0,365} = 23468,65 \text{ cm}^4 \\ I_{fv}^G = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_G} = \frac{1,1 \times 54789,42}{1 + 1,72 \times 0,270} = 41155,62 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

☑ **Calcul les modules de déformation "Ei" et "Ev" :**

$$E_i = 32164,20 \text{ MPa}$$

$$E_v = 10818,87 \text{ MPa}$$

☑ **Calcul des flèches :**

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{Gi} = \frac{M_G \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}^G} = \frac{17,23 \times 4,85^2}{10 \times 32164,19 \times 27889,05 \times 10^{-5}} = 0,00452 \text{ m} \\ f_{ji} = \frac{M_j \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}^j} = \frac{13,23 \times 4,85^2}{10 \times 32164,19 \times 36077,62 \times 10^{-5}} = 0,00268 \text{ m} \\ f_{Pi} = \frac{M_p \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}^p} = \frac{21,64 \times 4,85^2}{10 \times 32164,19 \times 23468,65 \times 10^{-5}} = 0,00674 \text{ m} \\ f_{Gv} = \frac{M_G \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}^G} = \frac{17,23 \times 4,85^2}{10 \times 10818,86 \times 41155,62 \times 10^{-5}} = 0,00910 \text{ m} \end{array} \right.$$

On a: $\Delta f_t = f_{Gv} - f_{ji} + f_{Pi} - f_{Gi}$

$$\Delta f_t = -0,00452 - 0,00268 + 0,00674 + 0,00910 = 0,0086 \text{ m}$$

☑ **Fleche admissible :**

La flèche admissible \bar{f} est donnée par :

✱ Si $L \leq 500 \text{ cm}$ $\bar{f} = \frac{L}{500}$

✱ Si $L > 500 \text{ cm}$ $\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0,5 \text{ cm}$

$L = 485 \text{ cm}$ $\bar{f} = \frac{485}{500} = 0,97 \text{ cm}$

$\Delta f_t = 0,0086 \text{ m} = 0,86 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0,97 \text{ cm}$ la flèche est vérifiée.

III.4.8 Schéma de ferrailage :

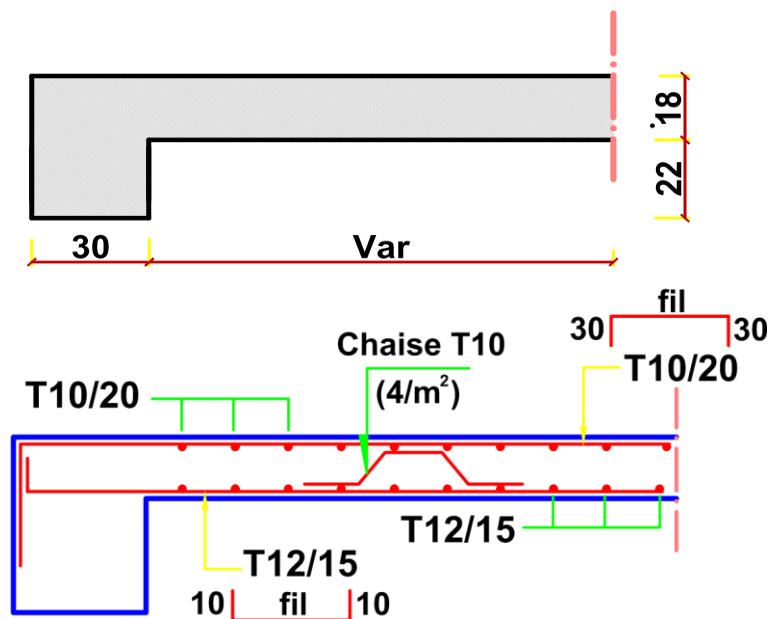


Figure III.18: Schéma de coffrage et ferrailage du plancher à dalle pleine (Sous-Sol)

III.5 Les balcons :

Le balcon est assimilé d'une dalle console uniformément chargé encadrée au niveau de la poutre, le béton sera réalisé en dalle pleine de 15 cm d'épaisseur, soumise à son poids propre G , à une charge d'exploitation Q et à une charge concentrée a son extrémité libre due à la maçonnerie du garde-corps P , Le balcon se calcul comme une console soumise à:

- ✗ Le balcon est sollicité en flexion simple.
- ✗ Le calcul est effectué sur une bande linéaire de 1 mètre.
- ✗ Son poids propre
- ✗ La surcharge d'exploitation.

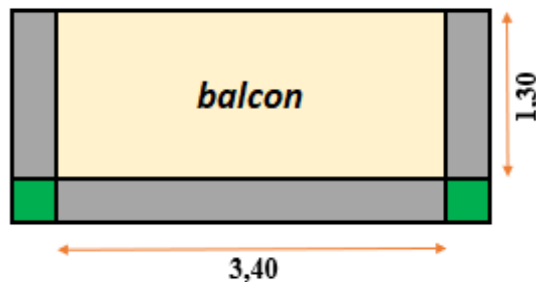


Figure III.19: Dalle rectangulaire (balcons)

III.5.1 Évaluation des charges :

a) Terrasse inaccessible :

- ✗ Charge permanente : $G = G_{terrasse} \times 1m = 7,11 \times 1 = 7,11 \text{ kN/ml}$
- ✗ Charge d'exploitation : $Q = Q_{terrasse} \times 1m = 1 \times 1 = 1 \text{ kN/ml}$

b) Étage courant :

- ✗ Charge permanente : $G = G_{étage \text{ courant}} \times 1m = 5,11 \times 1 = 5,11 \text{ kN/ml}$
- ✗ Charge d'exploitation : $Q = Q_{étage \text{ courant}} \times 1m = 3,5 \times 1 = 3,5 \text{ kN/ml}$
- ✗ Charge concentrée : $P = 1,46 \text{ KN/m}^2 \times 1m = 1,46 \text{ KN/ml}$

III.5.2 Combinaisons des charges :

⇒ ELU :

- ✗ $q_u = 1,35G + 1,5Q$
- ✗ $P_u = 1,35P$

⇒ ELS :

- ✗ $q_{ser} = G + Q$
- ✗ $P_{ser} = P$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Tableau III.12: Tableau récapitulatif des combinaisons d'action

Désignations	<i>terrasse inaccessible</i>	<i>étage courant</i>
ELU (q_u/P_u)	11,10 KN/ml	12,15 / 1,97 KN/ml
ELS (q_{ser}/P_{ser})	8,11 KN/ml	8,61 / 1,46 KN/ml

III.5.3 Calcul des sollicitations :

a) à l'ELU :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} + P_u \times l$$

$$M_u = \frac{12,15 \times 1,3^2}{2} + 1,97 \times 1,30$$

$$M_u = 12,83 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u \cdot l + p_u \Rightarrow V_u = 12,15 \times 1,3 + 1,97 = 17,77 \text{ KN}$$

$P_u = 1,97 \text{ KN}$

b) à l'ELS :

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times l^2}{2} + P_{ser} \times l$$

$P_{ser} = 1,46 \text{ KN}$

Tableau III.13: Les sollicitations maximales du balcon

	ELU	ELS
Moment (KN.m)	12,83	9,17
L'effort tranchant (KN)	17,77	-

III.5.4 Calcul du ferrillage :

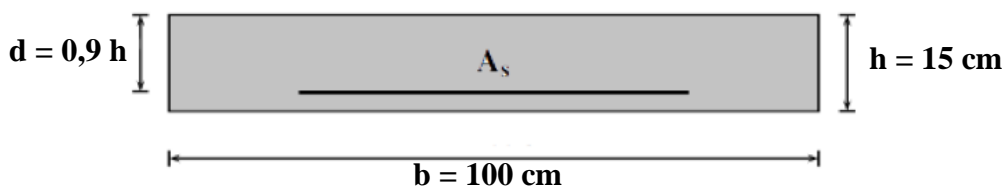


Figure III.20: Section à ferrailler

* hauteur utile : $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,15 = 0,135 \text{ m}$

* moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12,83 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135^2 \times 14,17} = 0,049$$

$\mu = 0,049 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0 \dots$ Pas d'armatures comprimées.

$\mu = 0,049 < 0,1859 \Rightarrow$ Pivot A

$$\mu = 0,049 < 0,1042$$

$$15\alpha_u^4 - 60\alpha_u^3 + (20 - 4\mu)\alpha_u^2 + 8\mu\alpha_u - 4\mu = 0$$

$$\alpha_u = 0,107$$

$$\beta = \frac{5\alpha_u^2(3 - 8\alpha_u)}{3(1 - \alpha_u)^2} = \frac{5 \times 0,107^2(3 - 8 \times 0,107)}{3(1 - 0,107)^2} = 0,052$$

$$A_s = \frac{\beta \times b \times d \times f_{bu}}{f_{su}} = \frac{0,052 \times 1 \times 0,135 \times 14,17}{347,83} = 0,000284m^2$$

$$A_s = 2,84 \text{ cm}^2$$

III.5.5 Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité :

D'après le CBA (Article A.4.2) :

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

$$A_{s \min} = \frac{0,23 \times 1 \times 0,135 \times 2,1}{400} = \max(A_s ; A_{s \min}) = \max(2,84 ; 1,63) = 2,84 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : **5HA12 (5,65 cm²)**

b) Vérification de l'effort tranchant :

D'après le CBA (Article A.5.1) :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{17,77 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 0,13 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2,5 ; 4) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,13 \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.5.6 Vérification à l'ELS :

Après avoir le calcul à ELU, on procède maintenant à la vérification à ELS, On vérifie les contraintes dans le béton et dans l'acier avec la valeur maximale du moment de service (M_{ser}) et en prenant les paramètres définis précédemment.

- σ_{bc} : Contrainte limite dans le béton comprimé.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

- σ_{st} : Contrainte limite dans les aciers tendus.

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3}f_e ; \max\left(0,5f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right)\right\} \dots \text{(fissuration préjudiciable)} \quad \text{(III.36)}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400 ; \max(0,5 \times 400 ; 110\sqrt{1,6 \times 2,1}) \right\} = \mathbf{201,63 MPa}$$

× **Détermination de l'axe neutre :**

$$by^2 + 30(A_s - A_s')y - 30(A_s d + A_s' d') = 0$$

$$y^2 + 0,017y - 0,0023 = 0 \Rightarrow y = \mathbf{0,040 m}$$

× **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{1}{3}by^3 + 15A_s'(y - d')^2 + 15A_s(d - y)^2$$

$$I = \mathbf{9,781 \times 10^{-5} m^4 = 9781,97 cm^4}$$

× **Les contraintes :**

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{9,17 \times 10^{-3}}{9,781 \times 10^{-5}} = \mathbf{93,74 MN/m^3}$$

$$\sigma_{bc} = K.y = 93,74 \times 0,04 = \mathbf{3,76 MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15K(d - y) = 15 \times 93,74(0,135 - 0,04) = \mathbf{133,44 MPa}$$

× **Verification :**

$$\sigma_{bc} = 3,76 MPa \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 MPa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = 133,44 MPa \leq \overline{\sigma}_{st} = 201,63 MPa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.5.7 Vérification de la flèche:

D'après le BAEL91 Article [B.6.5, 2]

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = \frac{15}{130} = 0,115 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h}{l} = \frac{15}{130} = 0,115 \geq \frac{M_t}{10M_0} (M_t = M_0) = 0,1 \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{A}{bd} = \frac{5,65}{100 \times 13,5} = 0,00403 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.5.8 Armatures de répartition :

D'après le BAEL (Article A.8.2,41) :

$$A_{sr} = \frac{A_s}{4}$$

$$A_{sr} = \frac{5,65}{4} = \mathbf{1,41 cm^2}$$

Donc on adopte : **5HA10 (3,93 cm²)**

III.5.9 Espacement des armatures :

D'après le BAEL (Article A.8.2,42) :

a) Armatures principales (direction la plus sollicitée) :

$$S_t \leq S_{t\max} = \min(3h ; 33\text{cm})$$

$$S_t \leq S_{t\max} = \min(3 \times 15 ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

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

b) Armatures secondaires (direction perpendiculaire à la plus sollicitée) :

$$S_t \leq S_{t\max} = \min(4h ; 45\text{cm})$$

$$S_t \leq S_{t\max} = \min(4 \times 15 ; 45\text{cm}) = 40\text{cm}$$

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

III.5.10 Schéma de ferrailage :

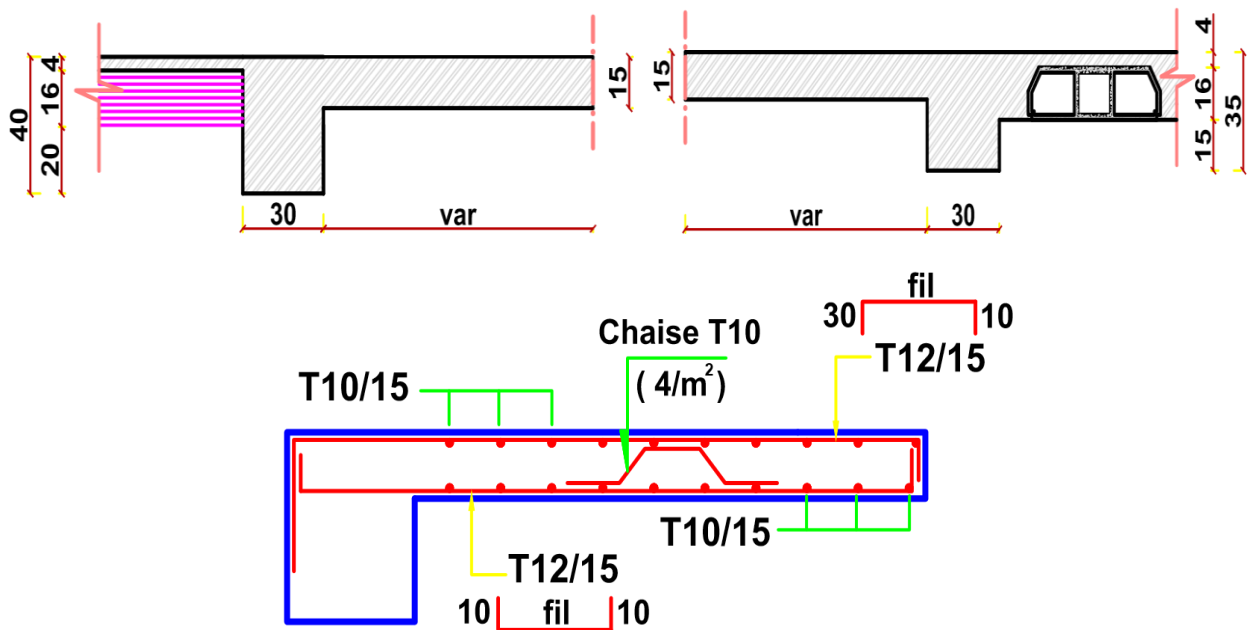


Figure III.21: Schéma de coffrage et ferrailage du balcon

III.6 Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, qui permettent l'axés vertical entre différents étages de la structure ; ils sont soumis à leurs poids propre et aux surcharges.

L'escalier est constitué de paliers et paillasse assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques et calculé à la flexion simple, et puisqu'il n'est pas exposé aux intempéries les fissurations sont considérées peu nuisibles.

Notre projet présente deux types d'escalier en béton armé coulé sur place :

- ✗ Le premier escalier est composé de trois volées et deux paliers intermédiaires. La première volée et la troisième comprennent neuf contremarches (ce qui équivaut à huit marches), tandis que la deuxième volée ne comprend que deux contremarches.
- ✗ Le deuxième escalier comportant deux volées et paliers de repos, conçu pour le duplex situé au 8^{ème} étage.

Le calcul concentre uniquement le première type.

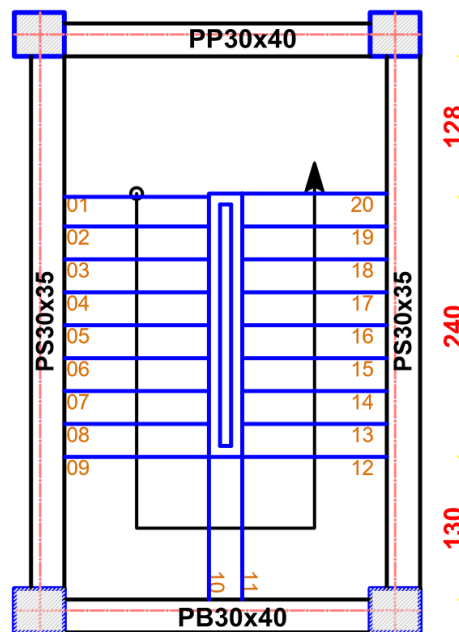


Figure III.22: La géométrie des escaliers étudiés

La dalle (paillasse + palier) peut être considérée comme une poutre continue avec les différentes conditions d'appuis, les méthodes de calcul et de détermination des moments dans les poutres continues ou simples peuvent être appliquées dans le cas des escaliers.

III.6.1 Évaluation des charges :

a) Palier:

- ✗ Charge permanente : $G = G_{\text{Palier}} \times 1\text{m} = 5,27 \times 1 = 5,27 \text{ kN/ml}$
- ✗ Charge d'exploitation : $Q = Q_{\text{Palier}} \times 1\text{m} = 2,5 \times 1 = 2,5 \text{ kN/ml}$

b) Paillasse:

* Charge permanente : $G = G_{\text{Paillasse}} \times 1\text{m} = 9,03 \times 1 = 9,03 \text{ kN/ml}$

* Charge d'exploitation : $Q = Q_{\text{Paillasse}} \times 1\text{m} = 2,5 \times 1 = 2,5 \text{ kN/ml}$

III.6.2 Combinaisons des charges :

⇒ **ELU :**

* $q_u = 1,35G + 1,5Q$

⇒ **ELS :**

* $q_{ser} = G + Q$

Tableau III.14: Tableau récapitulatif des combinaisons d'action

<i>Désignations</i>	<i>Palier</i>	<i>Paillasse</i>
<i>ELU (q_u)</i>	<i>10,86 KN/ml</i>	<i>15,94 KN/ml</i>
<i>ELS (q_{ser})</i>	<i>7,77 KN/ml</i>	<i>11,53 KN/ml</i>

☑ **La charge équivalente :**

ELU :

$$q_{eu} = \frac{\sum q_i \times L_i}{\sum L_i} = \frac{10,86 \times 128 + 15,94 \times 240 + 10,86 \times 130}{128 + 240 + 130} = 13,31 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$q_{e\ ser} = \frac{\sum q_i \times L_i}{\sum L_i} = \frac{7,77 \times 128 + 11,53 \times 240 + 7,77 \times 130}{128 + 240 + 130} = 9,58 \text{ KN/ml}$$

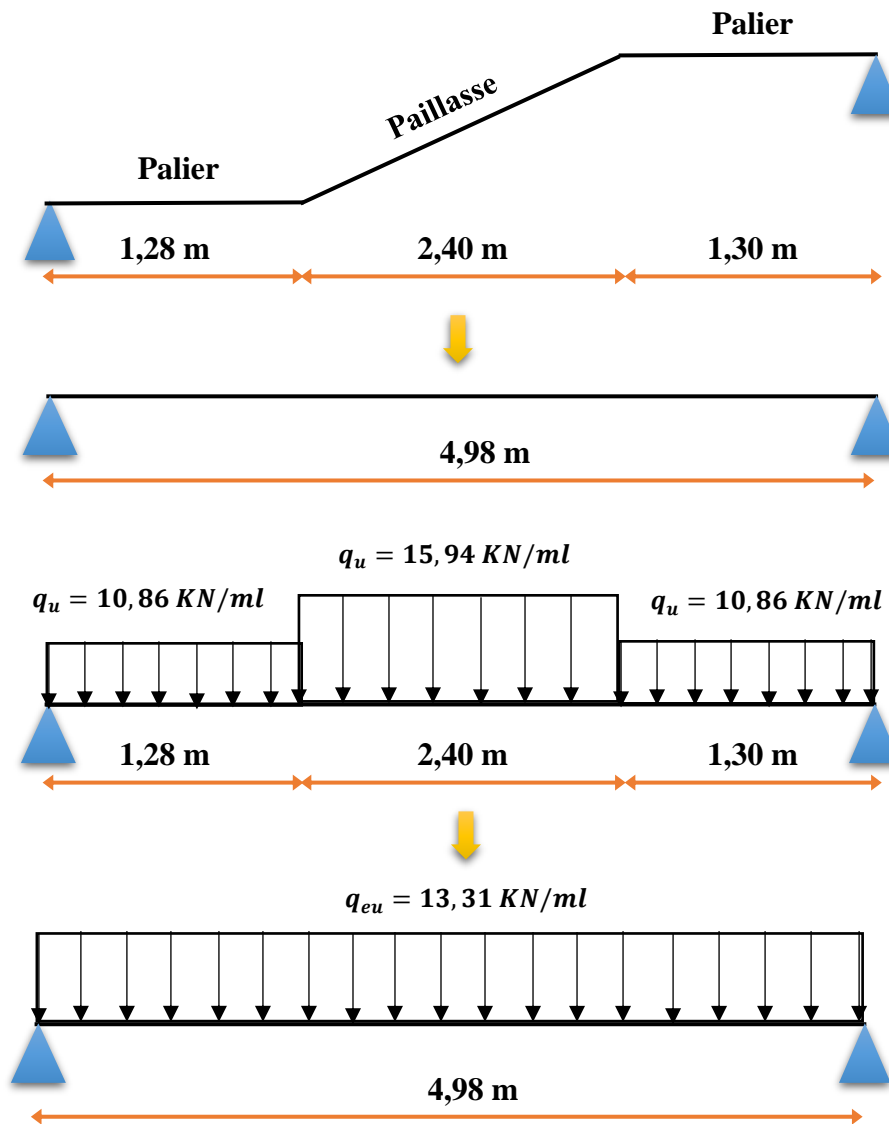


Figure III.23: Distribution des charges et la charge équivalente

III.6.3 Calcul des sollicitations :

Pour déterminer les efforts dans la paillasse et les paliers, on fera les lois des moments (appuis, travée) en prenant l'ensemble (paillasse + paliers) comme une poutre reposant sur deux appuis simples et en considérant la projection horizontale.

a) à l'ELU :

☑ **Moment d'équivalence :**

$$M_0 = \frac{q_{eu} \times l^2}{8} = \frac{13,31 \times 4,98^2}{8} = 41,26 \text{ KN.m}$$

☑ **Moment en travée:**

$$M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 41,26 = 35,07 \text{ KN.m}$$

☑ **Moment sur appuis :**

$$M_a = 0,2M_0 = 0,2 \times 41,26 = 8,25 \text{ KN.m}$$

☑ **Effort tranchant :**

$$V_u = \frac{q_{eu}}{2} l = \frac{13,31}{2} \times 4,98 = 33,14 \text{ KN}$$

b) à l'ELS :

☑ **Moment d'équivalence :**

$$M_0 = \frac{q_{e\ ser} \times l^2}{8} = 29,70 \text{ KN.m}$$

☑ **Moment en travée:**

$$M_t = 0,85M_0$$

☑ **Moment sur appuis :**

$$M_a = 0,2M_0$$

Tableau III.15: Tableau récapitulatif des sollicitations maximales

	<i>ELU</i>	<i>ELS</i>
<i>Moment en travée(KN.m)</i>	<i>35,07</i>	<i>25,24</i>
<i>Moment sur appuis (KN.m)</i>	<i>8,25</i>	<i>5,94</i>
<i>L'effort tranchant (KN)</i>	<i>33,14</i>	<i>-</i>

III.6.4 Calcul du ferrailage :

Le calcul se fera en flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans le tableau précédant pour une bande de 1m.

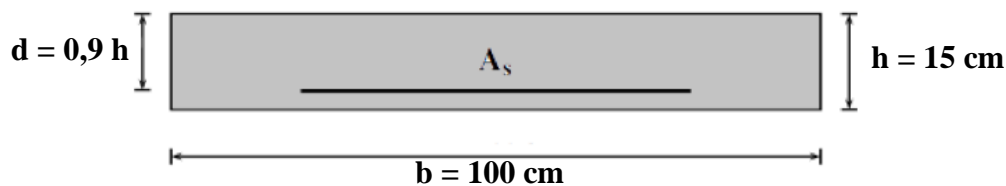


Figure III.24: Section à ferrailer en travée

En travée:

* hauteur utile : $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,15 = 0,135 \text{ m}$

* moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u^{travée}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{35,07 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135^2 \times 14,17} = 0,136$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,136}) = 0,183$$

$$Z = d(1 - 0,4 \times \alpha_u) = 0,135 (1 - 0,4 \times 0,183) = 0,125 \text{ m}$$

$$A_{S\ travée} = \frac{M_u^{travée}}{Z \times f_{su}} = \frac{35,07 \times 10^{-3}}{0,125 \times 347,83} = 0,000805 \text{ m}^2$$

$$A_{S \text{ travée}} = 8,05 \text{ cm}^2$$

Sur appuis:

* hauteur utile : $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,15 = 0,135 \text{ m}$

* moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u^{\text{appuis}}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8,25 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135^2 \times 14,17} = 0,0320$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0320}) = 0,0406$$

$$Z = d(1 - 0,4 \times \alpha_u) = 0,135(1 - 0,4 \times 0,0406) = 0,133 \text{ m}$$

$$A_{S \text{ appuis}} = \frac{M_u^{\text{appuis}}}{Z \times f_{su}} = \frac{8,25 \times 10^{-3}}{0,133 \times 347,83} = 0,000179 \text{ m}^2$$

$$A_{S \text{ appuis}} = 1,79 \text{ cm}^2$$

III.6.5 Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité :

D'après le CBA (Article A.4.2) :

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

En travée:

$$A_{S \text{ min}} = \frac{0,23 \times 1 \times 0,135 \times 2,1}{400} = \max(A_s ; A_{S \text{ min}}) = \max(8,05 ; 1,63) = 8,05 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : **11HA14 (16,93 cm²)**

Sur appuis:

$$A_{S \text{ min}} = \frac{0,23 \times 1 \times 0,135 \times 2,1}{400} = \max(A_s ; A_{S \text{ min}}) = \max(1,79 ; 1,63) = 1,79 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : **5HA12 (5,65 cm²)**

Remarque :

On adopte le même ferrailage d'escaliers pour les différents niveaux.

Dans la conception structurelle de l'escalier, la zone appelée pousser au vide est une partie cruciale qui nécessite une attention particulière. Ce terme désigne la partie suspendue ou portée en porte-à-faux, qui ne repose pas directement sur des appuis tels que des poteaux ou des murs. En raison de l'absence de soutien direct, cette zone est soumise à des moments de flexion et des efforts plus importants que les parties appuyées, ce qui nécessite un renforcement par un ferrailage additionnel afin d'assurer sa sécurité et sa stabilité structurelle sous les charges verticales.

b) Vérification de l'effort tranchant :

D'après le CBA (Article A.5.1) :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{33,14 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = \mathbf{0,25 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3,33 ; 5) = \mathbf{3,33 \text{ MPa}}$$

$$\tau_u = 0,25 \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.6.6 Vérification à l'ELS :

a) Vérification des contraintes :

En travée :

$$\alpha = \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \tag{III.37}$$

avec :

$$\delta = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{35,07}{25,24} = 1,39$$

$$\alpha = \frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445$$

$$\alpha = 0,445 \geq \alpha_u = 0,183 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sur appuis :

$$\alpha = \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \Rightarrow \text{avec } \delta = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{8,25}{5,94} = 1,39$$

$$\alpha = \frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445$$

$$\alpha = 0,445 \geq \alpha_u = 0,0406 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

La vérification des contraintes à l'ELS n'est pas nécessaire.

b) Vérification de la flèche:

D'après le BAEL91 Article [B.6.5, 2]

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = \frac{15}{498} = 0,030 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \text{Condition non vérifiée.} \\ \frac{h}{l} = \frac{15}{498} = 0,030 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{25,24}{10 \times 29,70} = 0,085 \dots \text{Condition non vérifiée.} \\ \frac{A_s}{bd} = \frac{16,93}{100 \times 13,5} = 0,013 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \text{Condition non vérifiée.} \end{array} \right.$$

On doit donc faire une vérification de la flèche comme suit, on examinant la condition suivante :

$$\Delta f_t = f_{Gv} - f_{ji} + f_{Pi} - f_{Gi} \leq \bar{f}$$

× **Détermination de l'axe neutre :**

$$by^2 + 30(A_s - A_s')y - 30(A_s d + A_s' d') = 0$$

$$1y^2 + 0,051y - 0,0069 = 0 \Rightarrow y = \mathbf{0,0612 \text{ m}}$$

× **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{1}{3}by^3 + 15A_s'(y - d')^2 + 15A_s(d - y)^2$$

$$I = \mathbf{2,147193 \times 10^{-4} \text{ m}^4 = 21471,93 \text{ cm}^4}$$

$$A_s = 16,93 \text{ cm}^2 ; y = 6,12 \text{ cm} ; I = 21471,93 \text{ cm}^4 ; h = 15 \text{ cm} ; d = 0,9h = 13,5 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm} ; d' = 0,11d = 1,49 \text{ cm} ; \rho = \frac{A_s}{bd} = 0,013$$

☑ **Moment d'inertie de la section totale homogène :**

$$I_0 = \left(\frac{bh^3}{12} \right) + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 \right]$$

$$I_0 = \left(\frac{100 \times 15^3}{12} \right) + 15 \left[16,93 \left(\frac{15}{2} - 1,49 \right)^2 \right] = \mathbf{37297,70 \text{ cm}^4}$$

☑ **Déformations instantané et différé λ_v et λ_i :**

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times ft_{28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,013 \left(2 + 3 \frac{100}{100} \right)} = \mathbf{1,67}$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2 \times 1,67}{5} = \mathbf{0,67}$$

☑ **Calcul des moments fléchissant :**

- Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes (M_G) :

G_1 et G_2 : charge permanentes du (paillasse et palier).

$$G = \frac{\sum G_i \times L_i}{\sum L_i} = \frac{5,27 \times 128 + 9,03 \times 240 + 5,27 \times 130}{128 + 240 + 130} = 7,08 \text{ KN/m}^2$$

$$M_G = \frac{G \times 1 \times L^2}{8} = \frac{7,08 \times 1 \times 4,98^2}{8} = 14,27 \text{ KN.m}$$

- Le moment dû aux charges permanentes appliquées avant la mise en œuvre des revêtements (M_j) :

$$M_j = \frac{j \times 1 \times L^2}{8} = \frac{5,06 \times 1 \times 4,98^2}{8} = 10,20 \text{ KN.m}$$

- Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation (M_p) :

$$M_p = \frac{(G+Q) \times 1 \times L^2}{8} = \frac{(7,08 + 2,5) \times 1 \times 4,98^2}{8} = 19,31 \text{ KN.m}$$

☑ **Calcul des contraintes :**

$$\begin{cases} \sigma_{SG} = \frac{15 \times M_G}{I} (d - y) = \frac{15 \times 14,27 \times 10^3}{21471,93} (13,5 - 6,12) = 73,57 \text{ MPa} \\ \sigma_{Sj} = \frac{15 \times M_j}{I} (d - y) = \frac{15 \times 10,20 \times 10^3}{21471,93} (13,5 - 6,12) = 52,58 \text{ MPa} \\ \sigma_{Sp} = \frac{15 \times M_p}{I} (d - y) = \frac{15 \times 19,31 \times 10^3}{21471,93} (13,5 - 6,12) = 99,54 \text{ MPa} \end{cases}$$

☑ **Calcul des paramètres (μ) :**

$$\begin{cases} \mu_G = 1 - \frac{1,75 \times ft_{28}}{4\rho \times \sigma_{SG} + ft_{28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,013 \times 73,57 + 2,1} = 0,365 \\ \mu_j = 1 - \frac{1,75 \times ft_{28}}{4\rho \times \sigma_{Sj} + ft_{28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,013 \times 52,58 + 2,1} = 0,224 \\ \mu_p = 1 - \frac{1,75 \times ft_{28}}{4\rho \times \sigma_{Sp} + ft_{28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,013 \times 99,54 + 2,1} = 0,482 \end{cases}$$

☑ **Calcul de l'inertie fissurée :**

$$\begin{cases} I_{fi}^G = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_G} = \frac{1,1 \times 37297,70}{1 + 1,67 \times 0,365} = 25454,43 \text{ cm}^4 \\ I_{fi}^j = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1,1 \times 37297,70}{1 + 1,67 \times 0,224} = 29827,08 \text{ cm}^4 \\ I_{fi}^p = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1 \times 37297,70}{1 + 1,67 \times 0,482} = 22704,89 \text{ cm}^4 \\ I_{fv}^G = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_G} = \frac{1,1 \times 37297,70}{1 + 1,67 \times 0,365} = 32961,19 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

☑ **Calcul des modules de déformation "Ei" et "Ev" :**

$E_i = 32164,20 \text{ MPa}$

$E_v = 10818,87 \text{ MPa}$

☑ **Calcul des flèches :**

$$\begin{cases} f_{Gi} = \frac{M_G \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}^G} = \frac{14,27 \times 4,98^2}{10 \times 32164,19 \times 25454,43 \times 10^{-5}} = 0,00432 \text{ m} \\ f_{ji} = \frac{M_j \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}^j} = \frac{13,23 \times 4,98^2}{10 \times 32164,19 \times 29827,08 \times 10^{-5}} = 0,00264 \text{ m} \\ f_{pi} = \frac{M_p \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}^p} = \frac{21,64 \times 4,98^2}{10 \times 32164,19 \times 22704,89 \times 10^{-5}} = 0,00656 \text{ m} \\ f_{Gv} = \frac{M_G \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}^G} = \frac{14,27 \times 4,98^2}{10 \times 10818,86 \times 32961,19 \times 10^{-5}} = 0,00992 \text{ m} \end{cases}$$

On a: $\Delta f_t = f_{Gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{Gi}$

$\Delta f_t = -0,00432 - 0,00264 + 0,00656 + 0,00992 = 0,0095 \text{ m}$

☑ **Fleche admissible :**

La flèche admissible \bar{f} est donnée par :

✱ Si $L \leq 500 \text{ cm}$ $\bar{f} = \frac{L}{500}$

✱ Si $L > 500 \text{ cm}$ $\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0,5 \text{ cm}$

$L = 498 \text{ cm}$ $\bar{f} = \frac{498}{500} = 0,99 \text{ cm}$

$\Delta f_t = 0,0095 \text{ m} = 0,95 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0,99 \text{ cm}$ la flèche est vérifiée.

III.6.7 Armatures de répartition :

D'après le BAEL (Article A.8.2,41) :

En travée:

$$A_{sr} = \frac{A_s}{4}$$

$$A_{sr} = \frac{16,93}{4} = 4,23 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : **7HA10 (5,50 cm²)**

Sur appuis:

$$A_{sr} = \frac{A_s}{4}$$

$$A_{sr} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : **7HA10 (5,50 cm²)**

III.6.8 Espacement des armatures :

D'après le BAEL (Article A.8.2,42) :

a) Armatures principales (direction la plus sollicitée) :

$$S_t \leq S_{t \max} = \min(3h ; 33\text{cm})$$

$$S_t \leq S_{t \max} = \min(3 \times 15 ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

On adopte : $S_t = 10 \text{ cm}$

b) Armatures secondaires(direction perpendiculaire à la plus sollicitée) :

$$S_t \leq S_{t \max} = \min(4h ; 45\text{cm})$$

$$S_t \leq S_{t \max} = \min(4 \times 10 ; 45\text{cm}) = 40\text{cm}$$

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

III.6.9 Schéma de ferrailage :

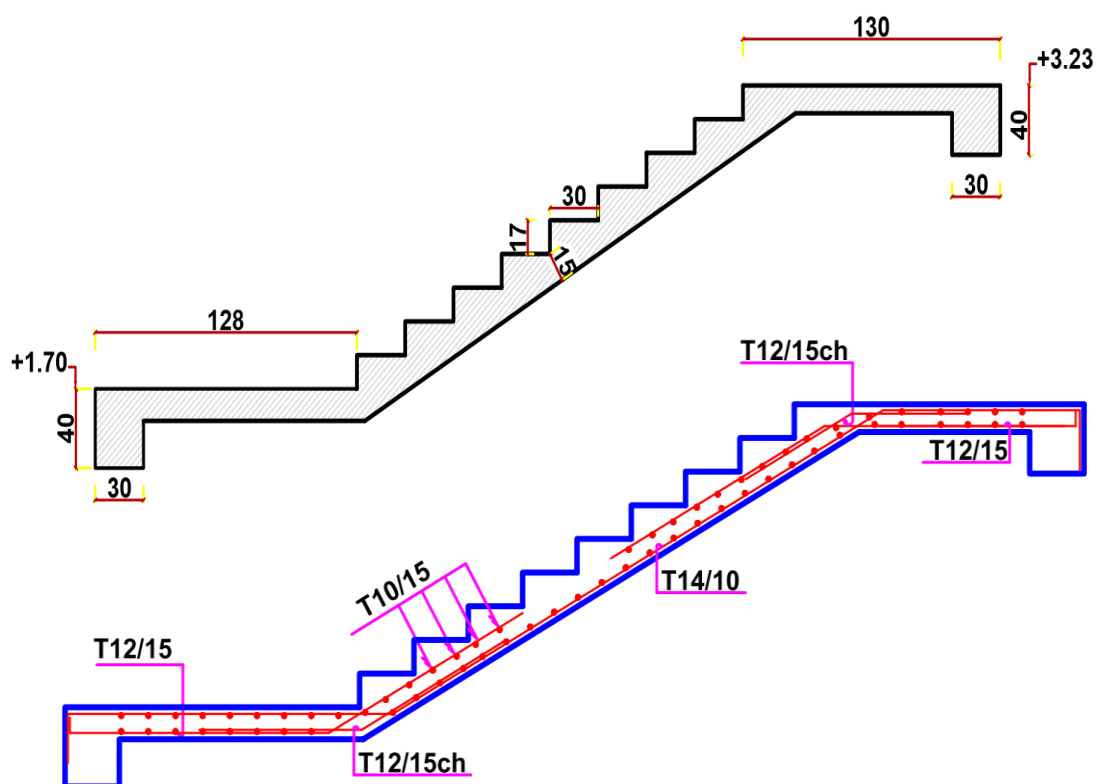


Figure III.25: Schéma de coffrage et ferrailage de l'escalier

III.6.10 Étude de la poutre brisée :

La poutre brisée est une poutre inclinée qui suit forme de la deuxième volée, elle soumise à son poids propre, aux charges transmises par les escalier sous forme de réaction d'appui ainsi qu'aux moments de fléchissant et de torsions.

Dans chapitre précédent, On a choisi une section de la poutre brisée $(30 \times 40) \text{ cm}^2$.

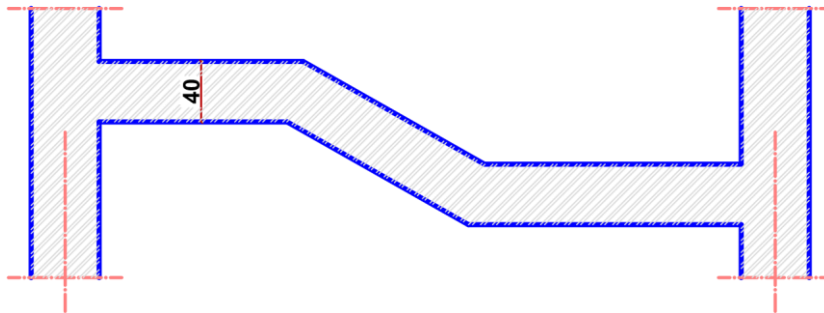


Figure III.26: Schéma statique du poutre brisée

III.6.11 Évaluation des charges

- * Poids propre: $G_{pp} = b \times h \times 25 = 0,3 \times 0,4 \times 25 = 3 \text{ kN/ml}$
- * Poids du mur extérieur : $G_{me} = G_{mur} \times h_{moy} = 2,81 \times 1,7 = 4,78 \text{ kN/ml}$
- * Réaction de l'escalier sur la poutre :

 ➤ **ELU :**

$$R_u = \frac{q_{eu} \times l}{2} = \frac{13,31 \times 4,98}{2} = 33,14 \text{ KN/ml}$$

 ➤ **ELS :**

$$R_{ser} = \frac{q_{e\ ser} \times l}{2} = \frac{9,58 \times 4,98}{2} = 23,85 \text{ KN/ml}$$

III.6.12 Combinaisons des charges :

 ➤ **ELU :**

- * $q_u = 1,35G + R_u$

 ➤ **ELS :**

- * $q_{ser} = G + R_{ser}$

Tableau III.16: Tableau récapitulatif des combinaisons d'action

<i>Désignations</i>	<i>Poutre brisée</i>
<i>ELU (q_u)</i>	43,64 KN/ml
<i>ELS (q_{ser})</i>	31,63 KN/ml

III.6.13 Calcul des sollicitations :

a) à l'ELU :

Moment d'équivalence :

$$M_0 = \frac{q_{eu} \times l^2}{8} = \frac{43,64 \times 2,75^2}{8} = 41,25 \text{ KN.m}$$

Moment En travée:

$$M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 41,25 = 35,07 \text{ KN.m}$$

Moment sur appuis :

$$M_a = 0,2M_0 = 0,2 \times 41,25 = 8,25 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

$$V_u = \frac{q_{eu}}{2} l = \frac{43,64}{2} \times 2,75 = 60,01 \text{ KN}$$

b) à l'ELS :

Moment d'équivalence :

$$M_0 = \frac{q_{e \text{ ser}} \times l^2}{8} = 29,90 \text{ KN.m}$$

Moment En travée:

$$M_t = 0,85M_0$$

Moment sur appuis :

$$M_a = 0,2M_0$$

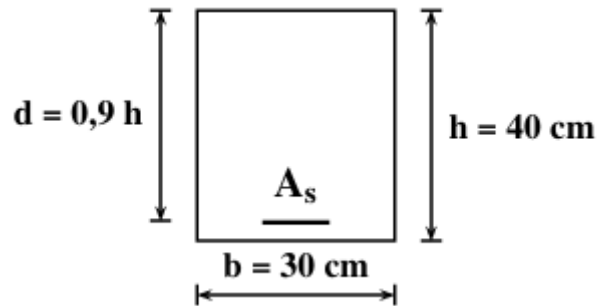
Tableau III.17: Tableau récapitulatif des sollicitations maximales

	<i>ELU</i>	<i>ELS</i>
<i>Moment En travée(KN.m)</i>	<i>35,07</i>	<i>25,42</i>
<i>Moment sur appuis (KN.m)</i>	<i>8,25</i>	<i>5,98</i>
<i>L'effort tranchant (KN)</i>	<i>60,01</i>	<i>-</i>

III.6.14 Calcul du ferrailage :

Le calcul se fera en flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans le tableau précédant pour une bande de 1m.

En travée:



* hauteur utile : $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,4 = 0,36 \text{ m}$

* moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u^{travée}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{35,07 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,36^2 \times 14,17} = 0,064$$

$\mu = 0,064 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0 \dots$ Pas d'armatures comprimées.

$\mu = 0,064 < 0,1859 \Rightarrow$ Pivot A

$\mu = 0,064 < 0,1042$

$$15\alpha_u^4 - 60\alpha_u^3 + (20 - 4\mu)\alpha_u^2 + 8\mu\alpha_u - 4\mu = 0$$

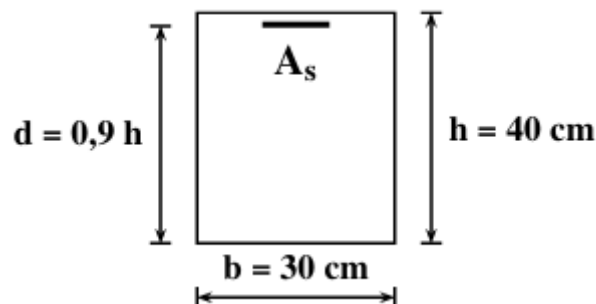
$$\alpha_u = 0,124$$

$$\beta = \frac{5\alpha_u^2(3 - 8\alpha_u)}{3(1 - \alpha_u)^2} = \frac{5 \times 0,124^2(3 - 8 \times 0,124)}{3(1 - 0,124)^2} = 0,067$$

$$A_{S \text{ travée}} = \frac{\beta \times b \times d \times f_{bu}}{f_{su}} = \frac{0,067 \times 0,3 \times 0,36 \times 14,17}{347,83} = 0,000293 \text{ m}^2$$

$$A_{S \text{ travée}} = 2,93 \text{ cm}^2$$

Sur appuis:



* hauteur utile : $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,40 = 0,36 \text{ m}$

* moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u^{appui}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8,25 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,36^2 \times 14,17} = 0,015$$

$\mu = 0,015 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0 \dots$ Pas d'armatures comprimées.

$\mu = 0,015 < 0,1859 \Rightarrow$ Pivot A

$$\mu = 0,015 < 0,1042$$

$$15\alpha_u^4 - 60\alpha_u^3 + (20 - 4\mu)\alpha_u^2 + 8\mu\alpha_u - 4\mu = 0$$

$$\alpha_u = 0,057$$

$$\beta = \frac{5\alpha_u^2(3 - 8\alpha_u)}{3(1 - \alpha_u)^2} = \frac{5 \times 0,057^2(3 - 8 \times 0,057)}{3(1 - 0,057)^2} = 0,015$$

$$A_{S \text{ appuis}} = \frac{\beta \times b \times d \times f_{bu}}{f_{su}} = \frac{0,015 \times 0,3 \times 0,36 \times 14,17}{347,83} = 6,72 \times 10^{-5} \text{ m}^2$$

$$A_{S \text{ appuis}} = \mathbf{0,67 \text{ cm}^2}$$

III.6.15 Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité :

D'après le CBA (Article A.4.2) :

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

En travée:

$$A_{S \text{ min}} = \frac{0,23 \times 0,3 \times 0,36 \times 2,1}{400} = \max(A_S ; A_{S \text{ min}}) = \max(2,93 ; 1,30) = \mathbf{2,93 \text{ cm}^2}$$

Donc on adopte : **3HA14 (4,62 cm²)**

Sur appuis:

$$A_{S \text{ min}} = \frac{0,23 \times 0,3 \times 0,36 \times 2,1}{400} = \max(A_S ; A_{S \text{ min}}) = \max(0,67 ; 1,30) = \mathbf{1,30 \text{ cm}^2}$$

Donc on adopte : **3HA14 (4,62 cm²)**

N.B:

D'après le RPA (Article 7.5.2.1) : Le pourcentage total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute la section.

$$A_{S \text{ RPA}} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2 \leq 6\text{HA14} = 9,24 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

La zone en porte-à-faux de l'escalier (appelée **pousser au vide**, c'est-à-dire la partie suspendue de la volée qui ne repose pas directement sur des éléments porteurs inférieurs) a été renforcée par l'ajout d'un ferrailage, afin d'assurer la reprise des moments induits par les charges verticales et garantir la sécurité de l'élément structurel.

b) Vérification de l'effort tranchant :

D'après le CBA (Article A.5.1) :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{60,01 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,36} = \mathbf{0,56 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3,33 ; 5) = \mathbf{3,33 \text{ MPa}}$$

$$\tau_u = 0,56 \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.6.16 Vérification à l'ELS :

a) Vérification des contraintes :

En travée :

$$\alpha = \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \Rightarrow \text{avec } \delta = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{35,07}{25,42} = 1,38$$

$$\alpha = \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$$\alpha = 0,44 \geq \alpha_u = 0,082 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sur appuis :

$$\alpha = \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \Rightarrow \text{avec } \delta = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{8,25}{5,98} = 1,38$$

$$\alpha = \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$$\alpha = 0,44 \geq \alpha_u = 0,0189 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

La vérification des contraintes à l'ELS n'est pas nécessaire.

b) Vérification de la flèche:

D'après le BAEL91 Article [B.6.5, 2]

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = \frac{40}{275} = 0,14 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h}{l} = \frac{15}{498} = 0,14 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{25,42}{10 \times 29,90} = 0,085 \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{A_s}{bd} = \frac{4,62}{30 \times 36} = 0,0043 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.6.17 Armatures transversales:

♦ **Diamètre:**

$$\varphi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \varphi_{Lmin} \right) \tag{III.38}$$

$$\Rightarrow \varphi \leq \min \left(\frac{400}{35}, \frac{300}{10}, 12 \right) = \min(11,4; 30; 12) = 11,4 \text{ mm}$$

On prend : $\varphi = 8 \text{ mm}$

$$A_t = n \times \frac{\pi \times \varphi^2}{4} \quad (\text{III.39})$$

* n : Nombre des brins

$$A_t = 4 \times \frac{\pi \times 0,8^2}{4} = 2,01 \text{ cm}^2$$

♦ **Espacement:**

D'après le RPA(Art 7.5.2.2)

$$A_t \geq 0,003 \times S_t \times b_0 \quad (\text{III.40})$$

$$\Rightarrow S_t \leq \frac{A_t}{0,003 \times b_0} = \frac{1,01}{0,003 \times 30} = 11,22 \text{ cm}$$

- Dans la zone nodale :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\varphi_L\right) \quad (\text{III.41})$$

$$\Rightarrow S_t = \min(10 ; 12) \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

- En dehors de la zone nodale :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \quad (\text{III.42})$$

$$\Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

- La longueur de la zone nodale :

$$L' = 2h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$$

III.6.18 Calcul à la torsion :

Le moment de torsion est engendré par les charges ramenées par le palier et la volée.

✱ **Calcul le moment de torsion à l'ELU :**

On a :

$$M_{ua} = \frac{M_a}{L_{esc}} = \frac{8,25}{4,98} = 1,66 \text{ KN}$$

$$M_{tor} = M_{ua} \times \frac{L_{poutre}}{2} = 1,66 \times \frac{2,75}{2} = 2,28 \text{ KN.m}$$

✱ **Calcul de l'aire de la section efficace « Ω » :**

$$\Omega = (h - e) \times (b - e) \Rightarrow e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (40 - 5) \times (30 - 5) = 875 \text{ cm}^2$$

✱ **Calcul le périmètre de la section efficace :**

$$U = [(h - e) + (b - e)] \times 2 = 120 \text{ cm}$$

✱ *Calcul de la contrainte tangentielle due à la torsion (τ_t) :*

$$\tau_t = \frac{M_{\text{tor}}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{2,28 \times 10^6}{2 \times 875 \times 50 \times 10^2} = 0,261 \text{ MPa}$$

✱ *Vérification de la contrainte tangentielle :*

Suivant la condition :

$$\tau_u^2 + \tau_t^2 \leq \bar{\tau}_u^2 \quad (\text{III.43})$$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \min(3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \bar{\tau}_u^2 = 11,08 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^2 + \tau_t^2 = 0,56^2 + 0,261^2 = 0,382 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u^2 = 11,08 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✱ *Calcul du ferrailage à la torsion :*

$$A_{\text{st}} = \frac{M_{\text{tor}}}{2 \times \Omega \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \times U = \frac{2,28 \times 10^{-3}}{2 \times 875 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1,15}} \times 1,2 = 4,49 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 0,45 \text{ cm}^2$$

On adopte : **2HA10 (1,57 cm²)**

III.6.19 Schéma de ferrailage :

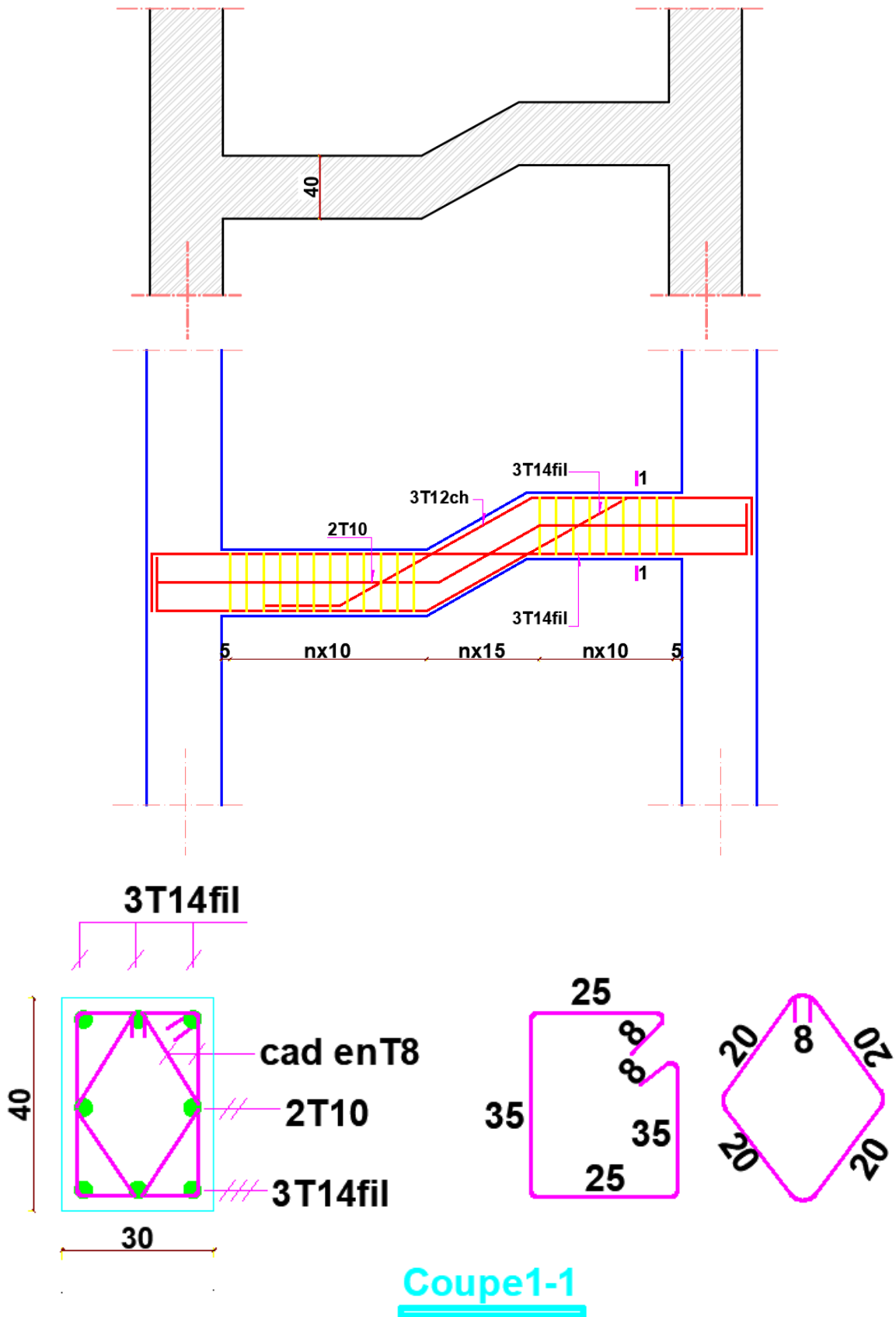


Figure III.27: Schéma de coffrage et ferrailage du poutre brisée

III.8 Conclusion :

Les calculs des éléments secondaires sont cruciaux pour déterminer le ferrailage adéquat dans notre structure, en conformité avec les normes telles que le RPA99 version 2003 et le BAEL 93 modifié en 99, et le CBA 93. Dans le chapitre suivant, nous traiterons de l'étude sismique (Étude Sismique), un aspect essentiel dans les zones sismiques, qui influence fortement les choix de conception et les dispositions constructives."

Chapitre IV :
Modélisation
&
Etude sismique

IV.1 Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel qui produit des dégâts destructifs au niveau des constructions et par conséquent des vies humaines. Pour cela, le règlement parasismique Algérien prévoit des vérifications nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

Alors une étude dynamique est indispensable pour réduire au maximum les dégâts sur les éléments structuraux pour éviter l'effondrement de la structure.

IV.2 Objectifs de l'étude sismique (dynamique) :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amortie [6].

Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible.

C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser [6].

IV.3 Définition du logiciel de calcul ETABS :

ETABS est l'abréviation de « **Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems** », c'est un logiciel intégré ultime pour l'analyse structurelle et la conception de bâtiments. Il offre des outils de modélisation et de visualisation 3D inégalés, une puissance analytique linéaire et non linéaire incroyablement rapide, des capacités de conception sophistiquées et complètes pour une large gamme de matériaux, et des affichages graphiques, des rapports, et des dessins schématiques qui permettent aux utilisateurs de déchiffrer et de comprendre rapidement et facilement les résultats de l'analyse et de la conception [6].

De plus de part sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une détermination de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. Il permet également le transfert de données avec d'autres logiciels (SAP2000 et SAFE) [6].

IV.4 Modélisation :

Le but de la modélisation est de développer des modèles capables de décrire approximativement le comportement d'une structure dans différentes conditions.

Actuellement, il existe un certain nombre de programmes basés sur la méthode des éléments finis (FEM) qui permettent le calcul automatique de diverses structures. Les ingénieurs peuvent donc ignorer le principe MEF. Il suffit de savoir utiliser le programme de calcul et de connaître la réglementation applicable. Cet utilisateur ne peut cependant pas modifier les résultats fournis par l'ordinateur [6].

Par conséquent, il est essentiel que tous les ingénieurs comprennent les bases de la FEA et comprennent le processus de la phase de résolution. Cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique des concepts MEF et la connaissance des techniques associées à l'utilisation de ces outils informatiques [6].

Pour élaborer cette représentation numérique, on utilise ETABS v22.5.0.



Figure IV.1: Logiciel de modélisation (ETABS v22.5.0)

Rappel (terminologie) :

- Grid line : ligne de grille.
- Joints : nœuds.
- Frame : portique (cadre).
- Column : poteau.
- Beam : poutre.
- Concrete : béton.
- Steel : acier.
- Frame section : coffrage
- Height : hauteur.
- Width : Largeur.
- -Shell : voile.

- Elément : élément.
- Restreints : degrés de liberté (D.D.L).
- Loads : charges.
- Uniformed Loads : point d'application de la charge.
- Define : définir.
- Materials : matériaux.
- Depth : profondeur.
- Weight : poids.
- Show : Afficher, montrer.
- Hide : masquer.
- Add : ajouter.
- Delete : supprimer.

IV.4.1 Étapes de modélisation :

♦ **Initialiser le modèle (unités)** : ETABS travaille avec quatre paramètres de base : la force, la longueur, la température et le temps. Le programme offre plusieurs ensembles d'unités correspondant aux paramètres : force, longueur et température au choix ; tels que « Kip, in, F » ou « N, mm, C ». Le temps est toujours mesuré en seconds.

Item	Units Label		
Absolute Distance	m	Stress Input	kN/m ²
Structure Area	m ²	Stress Output	kN/m ²
Angles	deg	Strain	m/m
Length	m	Modulus	kN/m ²
Area	m ²	Translational Stiffness	kN/m
Rebar Area	m ²	Rotational Stiffness	kN-m/rad
Rebar Area/Length	m ² /m	Period	sec
Rebar Area/Length/Length	m ² /m/m	Frequency	cyc/sec
Translational Displ	m	Acceleration-Trans	m/sec ²
Rotational Displ	rad	Velocity-Trans	m/sec
Force	kN	Mass	ton
Force/Length	kN/m	Mass/Length	kN-s ² /m ²
Force/Area	kN/m ²	Mass/Area	kN-s ² /m ³
Moment	kN-m	Mass/Volume	kN-s ² /m ⁴
Moment/Length	kN-m/m	Weight	kN
Temperature	C	Weight/Length	kN/m
Temperature Change	C	Weight/Area	kN/m ²
Temperature Gradient	C/m	Weight/Volume	kN/m ³
		Thermal Coefficient	1/C

Figure IV.2: Démarrer le programme et changer les unités

- ◆ Démarrer le programme « Trois choix sont disponibles » :

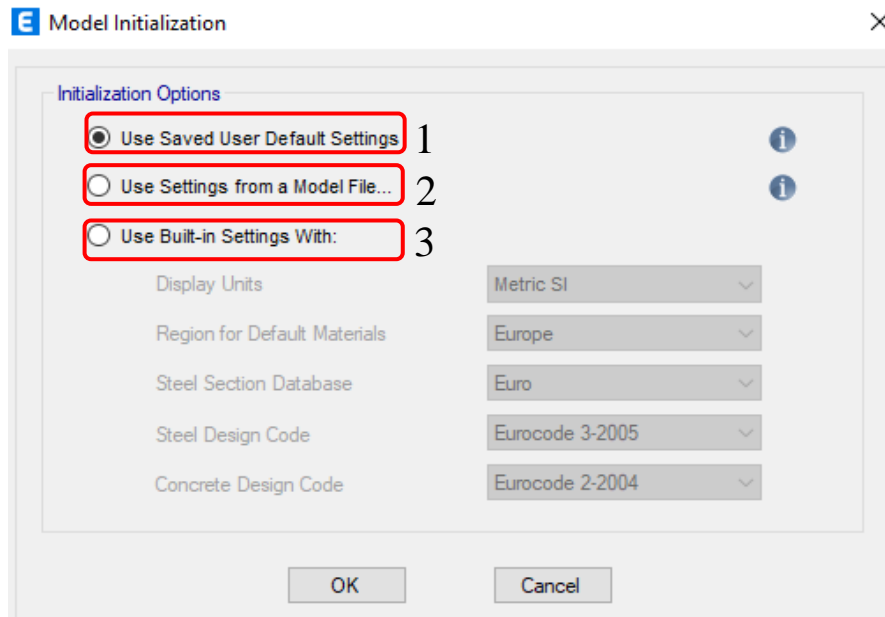


Figure IV.3: Initialisation du modèle

1. Il permet l'obtention d'un fichier (edb) précédant; l'avantage ici est d'avoir les mêmes définitions des matériaux précédant et les mêmes cas de charge.
2. Création d'un nouveau fichier par défaut pour saisir les données d'un nouveau modèle.
3. Création d'un nouveau fichier ETABS vide avec l'extension (edb).
 - ◆ **définition de la géométrie de base (grilles, niveaux) :**
 - ✗ Définir la grille horizontale ("Custom grid spacing" puis "Edit Grid")
 - ✗ Spécifier le nombre et la hauteur des étages et après ("Custom story data" puis "Edit story data") pour modifier le hauteur des étage.
 - ✗ Commencer avec un modèle vide (cliquer sur Grid only).

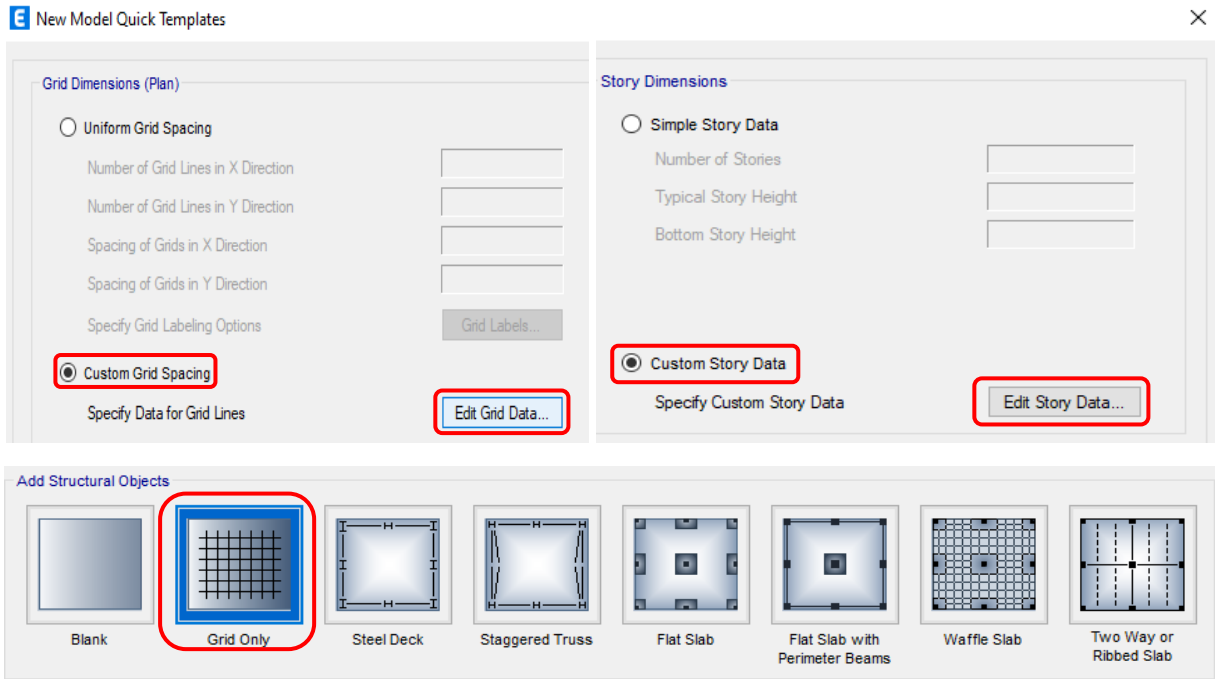


Figure IV.4: Définition de la géométrie de la structure

♦ *Définition des propriétés de matériaux :*

✘ Définir => Matériau => Add New Material:

"béton 00" => pour les planchers corps creux (poids volumique 0kN/m^3) comme le bardage.

"béton 25" => pour tous les autres éléments ($E_i=32164\text{ MPa}$; poids volumique 25kN/m^3).

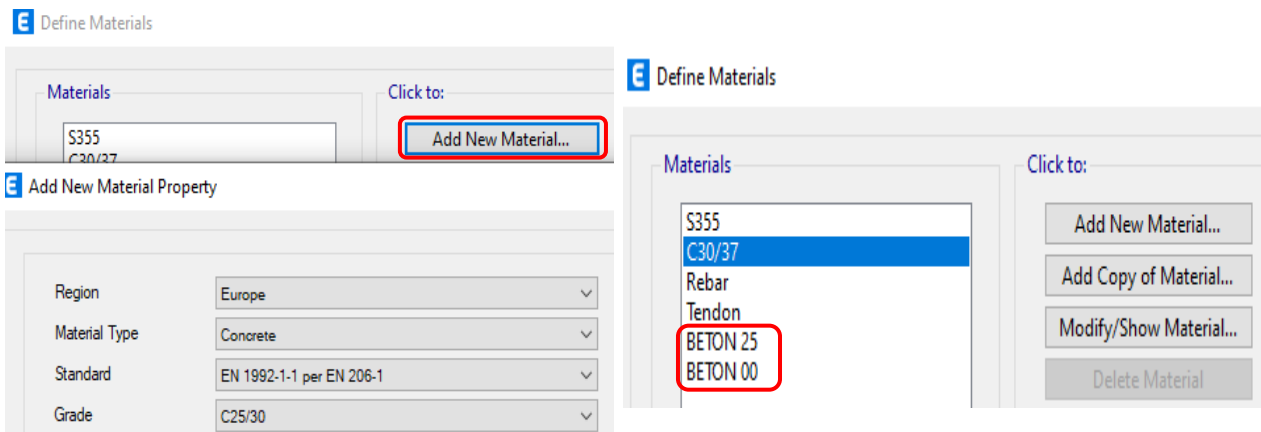


Figure IV.5: Définir les matériaux

♦ *définition des sections :*

✘ menu "Define" => "Section Properties" => "Frame Section " => "Add New Material"

=> "Rectangular Section" => pour les poutres, Option "Reinforcement" => "Design type in M3 Design Only ".

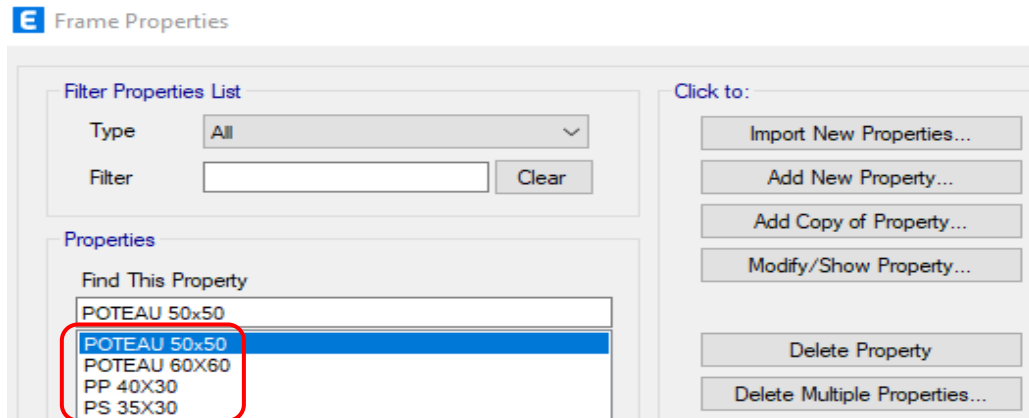


Figure IV.6: Définir les éléments linéaires (poteau, poutre)

♦ *définition des éléments surfaciques :*

- *Type Shell* : Ils sont utilisés pour la modélisation des voiles, dalles et coques.
- *Type Membrane* : En pratique, ce type est utilisé pour les éléments minces.
- *Type Plate* : Utilisé pour Planchers ; toits plans.
- × *voile* : menu «Define"=)"Section Properties"=)"Wall Section"=) "Add New Property".

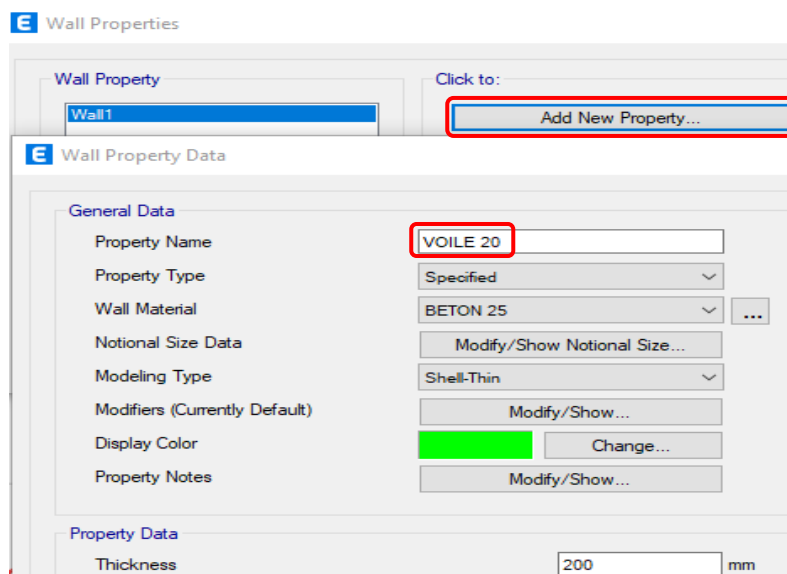


Figure IV.7: Définir les voiles

- ✗ **Plancher (corps creux – dalla pleine)** : menu "Define" => "Section Properties" => "Slab Section" => "Add New Property".

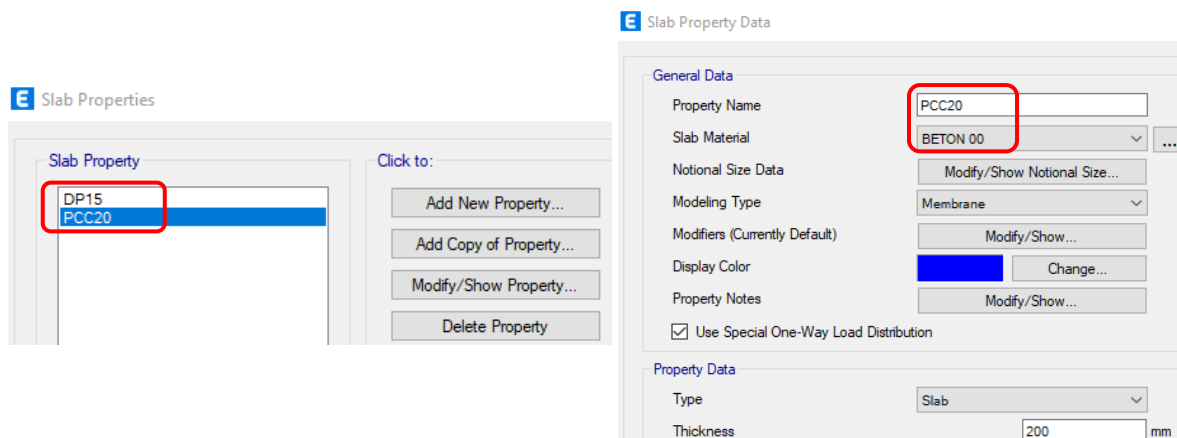


Figure IV.8: Définir les planchers

- ♦ **Définir une contrainte de diaphragme qui sera appliquée aux plancher :**
- ✗ menu "Define" => "Define diaphragm" => "add new diaphragm" => "rigid".

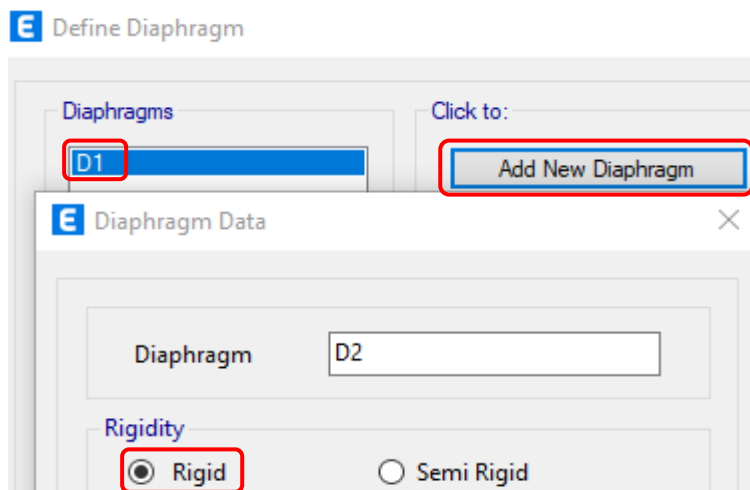


Figure IV.9: Définir le diaphragme

- ♦ **Définir les cas de chargement :**
- ✗ Menu "Define" => "Load Cases".

E Load Cases

Load Case Name	Load Case Type
G	Linear Static
Q	Linear Static
Modal	Modal - Eigen
EX	Response Spectrum
EY	Response Spectrum

Figure IV.10: Définir les cas de charge

- ♦ Définir les combinaisons des charges :
- ✘ Menu "Define" => "Load Combinations".

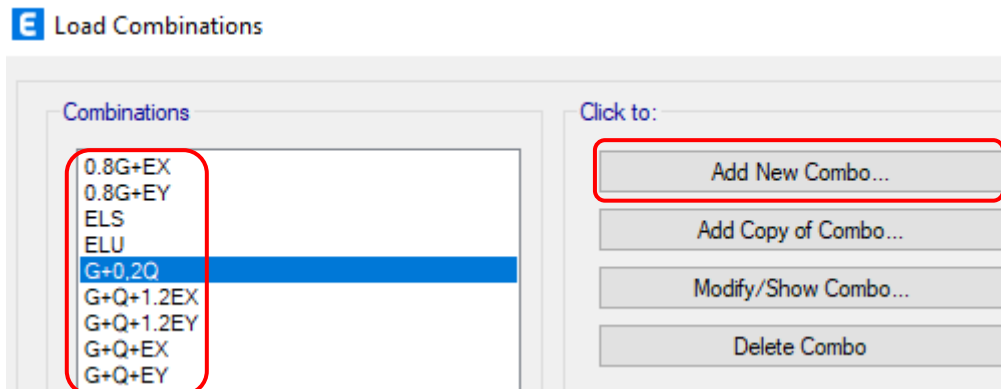


Figure IV.11: Définir les combinaisons des charges

- ♦ Définir la source des masses :
- ✘ Menu "Define " => "Mass Source" => "Modify/Show Mass Source" => "Specified Load Pattern".

D'après RPA La source de la masse est définie par la combinaison :

$$G + \beta Q \quad (IV.1)$$

* β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le (Tableau 4.5 de RPA), selon le type d'ouvrage " « bâtiment d'habitation » => $\beta = 0,2$

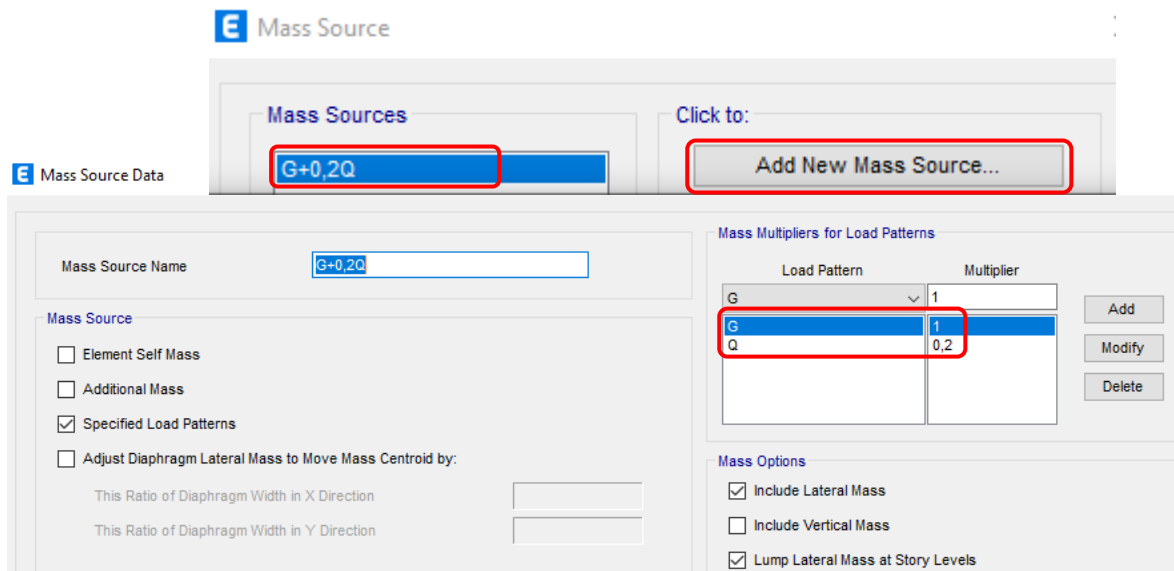


Figure IV.12: Définir la source des masses

- ♦ Définition des appuis :
- ✘ menu "Assign" => "Joint" => "Restraints " => "Fixed base".

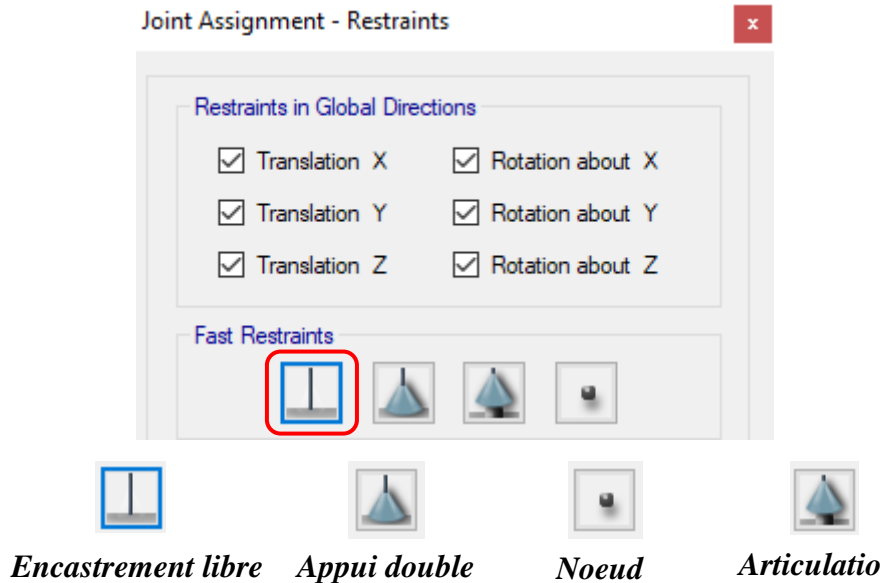


Figure IV.13: Définition des appuis

♦ *L'option « Replicate » de génération d'éléments :*

✘ menu "Edit" => " Replicate " : Cette instruction permet de faciliter la modélisation des structures par la génération automatique des éléments similaires dans le sens linéaire et radial et une génération en miroir par rapport à un plan. Ainsi qu'une génération selon les étages qui existent (story).

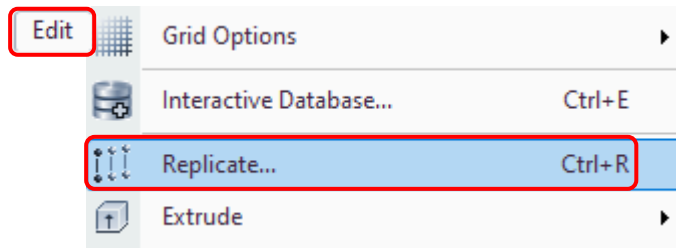


Figure IV.14: L'option « Replicate »

♦ *L'option « Divide Frames » de génération d'éléments :*

menu "Edit" => " Edit Frames " => " Divide Frames " : Cette instruction permet de subdiviser un élément Frame en plusieurs éléments identiques ou différents.

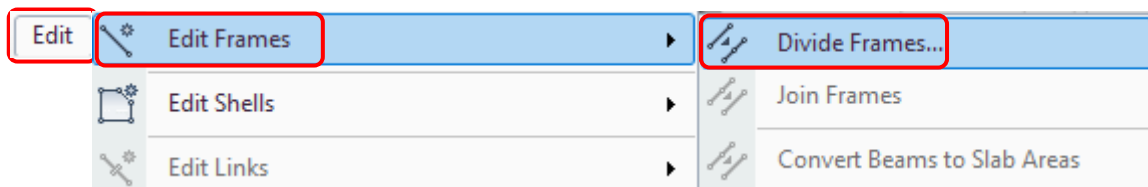


Figure IV.15: L'option « Divide Frames »

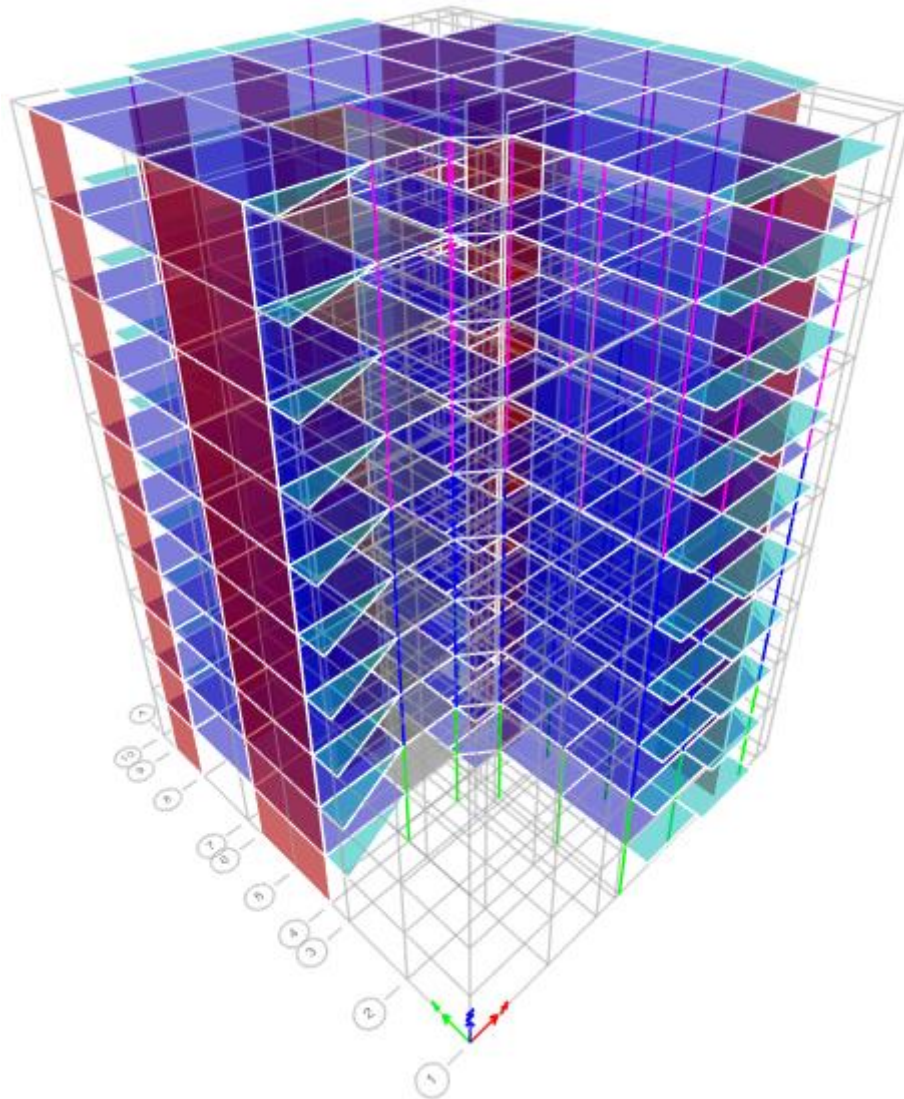


Figure IV.16: Modèle 3D (R+9)

Le premier modèle, représentant un bâtiment de type R+9 sans sous-sol, sera utilisé pour effectuer l'ensemble des vérifications exigées par le Règlement Parasismique Algérien (RPA), à l'exception de la vérification de l'effort normal réduit.

Ce modèle servira de base pour réaliser les contrôles suivants :

- ✘ Vérification de l'excentricité
- ✘ Vérification de la régularité en plan et en élévation
- ✘ Analyse modale (périodes propres et modes de vibration)
- ✘ Vérification des résultats des forces sismiques
- ✘ Vérification de la stabilisation au renversement
- ✘ Vérification des déplacements horizontaux
- ✘ Vérification de la déformation

À partir de ce modèle, tous les efforts internes seront extraits afin de dimensionner le ferrailage des éléments porteurs tels que les voiles, les poteaux, et les poutres.

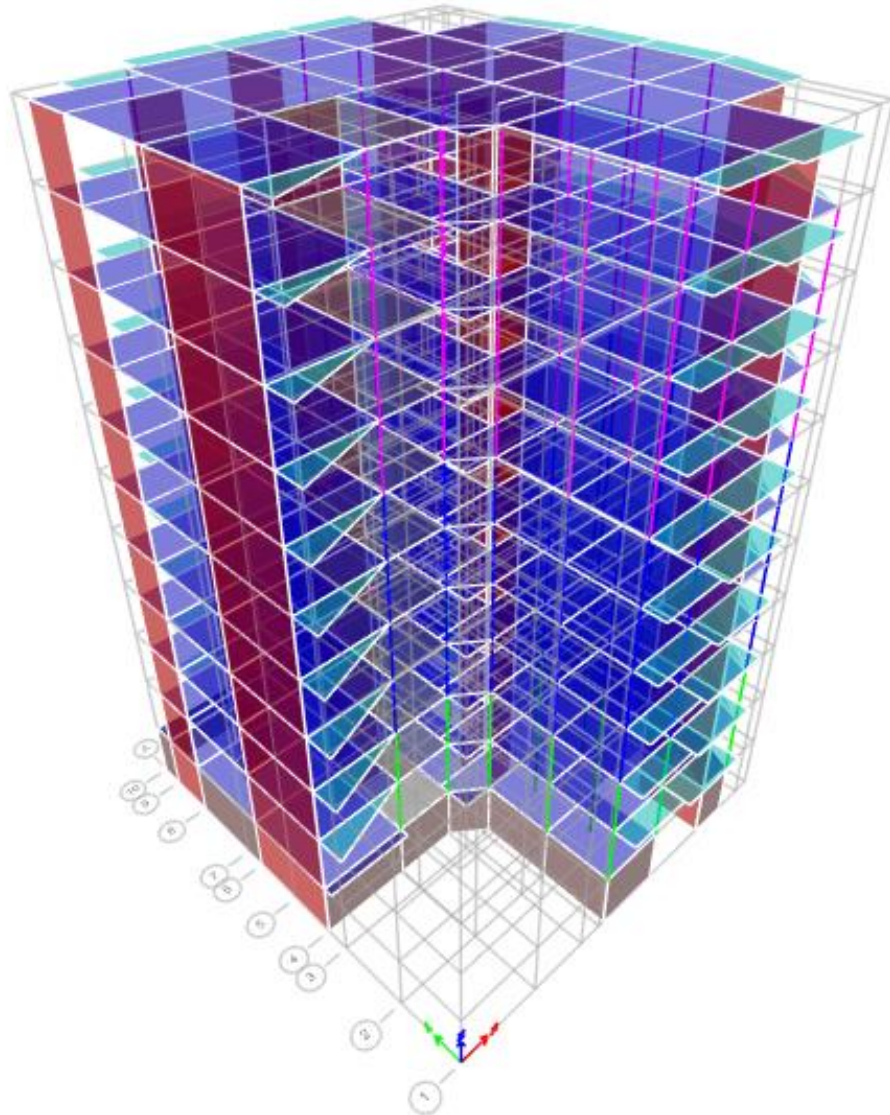


Figure IV.17: Modèle 3D (R+9+S-SOL)

Le second modèle étudié correspond à un bâtiment de type R+9 avec un sous-sol. Contrairement au premier modèle, il sera utilisé principalement pour la vérification de l'effort normal réduit, exigée par le Règlement Parasismique Algérien (RPA).

En plus de cette vérification, le poids total de la structure sera également extrait à partir de ce modèle, afin de servir dans le dimensionnement des fondations.

IV.5 Critères de classification

Un ensemble de classifications nécessaires à la définition de la situation sismique étudiée et au choix de la méthode et des paramètres de calcul des forces sismiques.

IV.5.1 Classification des zones sismique :

Le territoire national est divisé en **cinq (05) zones** de séismicité croissante, définies sur la carte des zones de séismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

- * **Zone 0** : sismicité négligeable.
- * **Zone I** : sismicité faible.
- * **Zones IIa / IIb** : sismicité moyenne.
- * **Zone III** : sismicité élevée.

Dans notre cas, implanté à EL EULMA dans la wilaya de SETIF, qui est classée comme une région de sismicité moyenne « **Zone IIa** »

IV.5.2 Classification des ouvrages selon leur importance :

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

Tout ouvrage qui relève du domaine d'application des présentes règles doit être classé dans l'un des quatre (04) groupes définis ci-après :

- * **Groupe 1A** : Ouvrages d'importance vitale.
- * **Groupe 1B** : Ouvrages de grande importance (bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur dépasse 48m).
- * **Groupe 2** : Ouvrages courants ou d'importance moyenne (bâtiment d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48m).
- * **Groupe 3** : Ouvrages de faible importance.

Notre ouvrage est un ouvrage de moyenne importance, c'est un bâtiment à usage d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas 48 m « **groupe d'usage 2** ».

IV.5.3 Classification des sites :

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent :

- * **Catégorie S1** : site rocheux.
- * **Catégorie S2** : site ferme.
- * **Catégorie S3** : site meuble.
- * **Catégorie S4** : site très meuble.

Notre site est classé comme un site meuble « **Catégorie S3** ».

IV.5.4 Classification des systèmes de contreventement :

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R .

La classification des systèmes structuraux est faite en tenant compte de leur fiabilité et de leur capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique, donc le coefficient de comportement correspondant est fixé en fonction de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction, des possibilités de redistribution d'efforts dans la structure et des capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique.

- × *1.a : portique autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide ($R=5$).*
- × *1.b : portique autostables en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide ($R=3,5$).*
- × *2 : Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé ($R=3,5$).*
- × *3 : Structure à ossature en béton armé contreventée entièrement par noyau en béton armé ($R=3,5$).*
- × *4.a : Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles ($R=5$).*
- × *4.b : Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé ($R=4$).*

En présumant que notre construction est contreventée par un système constitué par des voiles porteurs en béton armé, En tenant compte de la situation la plus défavorable avec un coefficient de comportement R (où $R = 3,5$). Cette valeur sera régulée (vérifiée) par la suite.

IV.5.5 Classification des ouvrages selon leur configuration :

Chaque bâtiment doit être classé selon sa configuration en plan et en élévation en bâtiment régulier ou non, selon les critères ci-dessous :

a) *Régularité en plan*

a1. Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

- Ce critère n'est pas satisfait pour les deux directions.

Chapitre IV : Modélisation & Etude sismique

a2. À chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

Tableau IV.1: Vérification de l'excentricité

Niveau	X_{CM}	Y_{CM}	X_{CR}	Y_{CR}	e_{x0}	e_{y0}	$15\%L_x$	$15\%L_y$
RDC	12,221	12,661	9,6	13,275	2,621	0,614		
E1	12,236	12,668	9,927	13,061	2,309	0,393		
E2	12,239	12,674	10,309	12,905	1,93	0,231		
E3	12,239	12,674	10,701	12,818	1,538	0,144		
E4	12,239	12,674	11,037	12,762	1,202	0,088	3,2925	3,465
E5	12,241	12,68	11,313	12,722	0,928	0,042		
E6	12,245	12,686	11,535	12,695	0,71	0,009		
E7	12,245	12,686	11,719	12,675	0,526	0,011		
E8	12,216	12,692	11,866	12,66	0,35	0,032		
E9	11,856	12,775	11,986	12,651	0,13	0,124		

➤ Ce critère est satisfait pour les deux directions.

a3. La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport (longueur/largeur) du plancher inférieur ou égal à 4.

$$0,25 \leq \frac{L_x}{L_y} = \frac{21,95}{23,10} = 0,95 \leq 4 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{l_x}{L_x} = \frac{9,50}{21,95} = 0,43 \leq 0,25 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{l_y}{L_y} = \frac{8,80}{23,10} = 0,38 \leq 0,25 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

➤ Ce critère n'est pas satisfait pour les deux directions.

a4. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante par rapport à 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.

$$\frac{\text{Surface des ouvertures}}{\text{Surface totale}} = \frac{83,60}{507,05} \times 100 = 16,48 \% \leq 15 \% \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

➤ Ce critère n'est pas satisfait.

N.B « d'après le RPA 99 version 2003(Art 3.5.2) » :

Un bâtiment est classé régulier en plan si tous les critères de régularité en plan (**a1** à **a4**) sont respectés. Par contre, il est classé irrégulier en plan si l'un de ces critères n'est pas satisfait.

➤ Donc le bâtiment est classé *irrégulièrement en plan*.

b) Régularité en élévation

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.

➤ Ce critère est satisfait pour les deux directions.

b2. Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.

➤ Ce critère est satisfait pour les deux directions.

b3. Le rapport masse sur rigidité de deux niveaux successifs ne doit pas varier de plus de 25% dans chaque direction de calcul.

➤ Ce critère est satisfait pour les deux directions.

b4. Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul s'effectue seulement dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

➤ Dans notre projet, nous n'avons pas trouvé de décrochements en élévation, donc ce critère est satisfait pour les deux directions.

N.B « d'après le RPA 99 version 2003(Art 3.5.3) » :

Un bâtiment est classé régulier en élévation si tous les critères de régularité en élévation (**b1** à **b4**) sont respectés. Par contre, il est classé irrégulier en élévation si l'un de ces critères n'est pas satisfait.

➤ Donc le bâtiment est classé *régulier en élévation*.

N.B « d'après le RPA 99 version 2003(Art 3.5.4) » :

Un bâtiment est classé régulier s'il est à la fois régulier en plan et en élévation.

➤ Donc la structure est classée *irrégulière*.

IV.5.6 Caractéristiques géométriques et massiques de la structure :

IV.5.6.1 Centre de gravité des masses:

Le centre de gravité des masses est le point d'application de la résultante des forces horizontales extérieures (vent, séisme, etc.)

$$X_{cm} = \frac{\sum X_i \times m_i}{\sum m_i} ; Y_{cm} = \frac{\sum Y_i \times m_i}{\sum m_i}$$

Avec :

- * m_i : la masse de l'élément i .
- * X_i et Y_i : coordonnées du *CDG* de l'élément i par rapport au repère global.

IV.5.6.2 Centre de Rigidité :

Le centre de rigidité (torsion) est le point de par lequel passe la résultante des réactions des éléments qui participent à la rigidité.

$$X_{cr} = \frac{\sum X_i \times L_i}{\sum L_i} ; Y_{cr} = \frac{\sum Y_i \times L_i}{\sum L_i}$$

Le tableau (IV.2) résume le centre des masses et le centre de rigidité pour chaque étage.

Tableau IV.2: Centre de masse et centre de rigidité pour chaque étage

<i>Niveau</i>	<i>Centre de gravité des masses</i>		<i>Centre de rigidité</i>	
	X_{CM}	Y_{CM}	X_{CR}	Y_{CR}
<i>RDC</i>	12,221	12,661	9,6	13,275
<i>E1</i>	12,236	12,668	9,927	13,061
<i>E2</i>	12,239	12,674	10,309	12,905
<i>E3</i>	12,239	12,674	10,701	12,818
<i>E4</i>	12,239	12,674	11,037	12,762
<i>E5</i>	12,241	12,68	11,313	12,722
<i>E6</i>	12,245	12,686	11,535	12,695
<i>E7</i>	12,245	12,686	11,719	12,675
<i>E8</i>	12,216	12,692	11,866	12,66
<i>E9</i>	11,856	12,775	11,986	12,651

IV.5.6.3 Calcul de l'excentricité :

a) Excentricité théorique :

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion, elle est calculée dans les deux directions par la formule suivante :

$$e_{x0} = |X_{cm} - X_{cr}| ; e_{y0} = |Y_{cm} - Y_{cr}|$$

b) Excentricité accidentelle :

La torsion résultant des incertitudes et phénomènes additionnels divers, qu'on appelle dans la suite torsion « accidentelle » e_1 .

Selon l'article 4.3.7 du RPA99/ version 2003 il est stipulé :

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05L$, doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

L : est la dimension de chaque étage perpendiculaire à la direction de l'action sismique
 Donc : $e_1 = \pm 5 \% L$

Le tableau (IV.3) résume l'excentricité théorique et l'excentricité accidentelle.

Tableau IV.3: Excentricité théorique et l'excentricité accidentelle

<i>Niveau</i>	e_{x0}	e_{y0}	$e_{x1} = 5\%L_x$	$e_{x2} = 5\%L_y$
RDC	2,621	0,614		
E1	2,309	0,393		
E2	1,93	0,231		
E3	1,538	0,144		
E4	1,202	0,088	1,098	
E5	0,928	0,042		1,155
E6	0,71	0,009		
E7	0,526	0,011		
E8	0,35	0,032		
E9	0,13	0,124	0,916	

c) **Excentricité retenue : (Excentricité théorique ± Excentricité accidentelle)**

$$e_x = |e_{x0} \pm e_{x1}| \ ; \ e_y = |e_{y0} \pm e_{y1}|$$

Tableau IV.4: Excentricité retenue

<i>Niveau</i>	$ e_{x0} - e_{x1} $	$ e_{x0} + e_{x1} $	$ e_{y0} - e_{y1} $	$ e_{y0} + e_{y1} $
RDC	1,524	3,719	1,769	0,541
E1	1,212	3,407	1,548	0,762
E2	0,833	3,028	1,386	0,924
E3	0,441	2,635	1,299	1,011
E4	0,105	2,300	1,243	1,067
E5	0,170	2,026	1,197	1,113
E6	0,388	1,808	1,164	1,146
E7	0,572	1,624	1,144	1,166
E8	0,748	1,448	1,123	1,187
E9	1,05	0,786	1,031	1,279

IV.5.7 Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques :

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action accidentelle (séisme) sur notre structure existante. Pour cela, plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure. Le calcul de ces efforts sismiques peut être déterminé selon trois méthodes :

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

IV.5.7.1 Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

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

- 1) Le bâtiment ou bloc étudié satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et IIa et à 30m en zones IIb et III.
- 2) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes

Zone I : tous groupes.

Zone IIa :

- groupe d'usage 3.
- groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
- groupe d'usage 1 B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- groupe d'usage 1 A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zones IIb et III :

- groupes d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
 - groupe d'usage 1 B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
 - groupe d'usage 1 A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.
- Le bâtiment concerné par l'étude est classé irrégulier, situé dans la zone IIa, groupe d'usage 2, avec une hauteur de dix niveaux (32.49 m).

IV.5.7.2 Méthodes dynamiques :

- 1) La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.
- 2) La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié. Avant son utilisation, il est nécessaire de justifier les choix des séismes de calcul, des lois de comportement, de la méthode d'interprétation des résultats, ainsi que des critères de sécurité à respecter.

IV.5.8 Méthode statique équivalente :

Cette méthode sera appliquée uniquement pour vérifier la condition du RPA99V2003 (Article 4.3.6).

a) Principe :

Les forces réelles dynamiques engendrées par un séisme sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

b) Modélisation :

- 1) Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux directions puissent être découplés.
- 2) La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- 3) Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

IV.5.8.1 Calcul de la force sismique totale :

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

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad (IV.2)$$

- * A : coefficient d'accélération de zone.
- * D : facteur d'amplification dynamique moyen.
- * Q : facteur de qualité.
- * W : poids total de la structure.
- * R : coefficient de comportement global de la structure.

a) **Coefficient d'accélération de zone (A):** donné par le tableau suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Tableau IV.5: Coefficient d'accélération de zone (4.1)

<i>Groupe d'usage</i>	<i>ZONE</i>			
	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	<u>0,15</u>	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

➤ Groupe d'usage 2, Zone IIa → $A = 0,15$.

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

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

- * T_1, T_2 : périodes caractéristiques, associées à la catégorie du site et données par le tableau suivant :

Tableau IV.6: Valeurs de T1 et T2 (4.7)

<i>Site</i>	<i>S1</i>	<i>S2</i>	<i>S3</i>	<i>S4</i>
T_1	0,15	0,15	<u>0,15</u>	0,15
T_2	0,30	0,40	<u>0,50</u>	0,70

➤ Site S3 → $T_1 = 0,15$; $T_2 = 0,50$.

- * η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \quad (IV.4)$$

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

Tableau IV.7: Facteur de correction d'amortissement (4.2)

<i>Remplissage</i>	<i>Portiques</i>		<i>Voiles ou murs</i>
	<i>Béton armé</i>	<i>Acier</i>	<i>Béton armé/maçonnerie</i>
<i>Léger</i>	6	4	<u>10</u>
<i>Dense</i>	7	5	

➤ Le bâtiment est contreventé par des voiles → $\xi = 10$ %.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 10}} = 0,764 \geq 0,7$$

c) **Estimation de la période fondamentale de la structure (T)** : La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

1. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante (4-6 et 4-7 de RPA 99 version 2003):

$$T_{empirique} = C_T h_N^{\frac{3}{4}} \quad (IV.5)$$

Chapitre IV : Modélisation & Etude sismique

- * h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- * C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau suivant :

Tableau IV.8: valeurs du coefficient C_T

<i>Cas N°</i>	<i>Système de contreventement</i>	C_T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,05
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	<u>0,05</u>

- Notre bâtiment est contreventé par un système de contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé $\rightarrow C_T = 0,05$.

$$h_N = 32,49 \text{ m}$$

$$T_{\text{empirique}} = C_T h_N^{\frac{3}{4}} = 0,05 \times 32,49^{\frac{3}{4}} = 0,680 \text{ s}$$

$$1,3T_{\text{empirique}} = 1,3 \times 0,680 = 0,885 \text{ s}$$

2. les valeurs des périodes analytique Par les méthodes numériques (obtenue par ETABS):

$$T_{x \text{ analytique}} = 0,799 \text{ s}$$

$$T_{y \text{ analytique}} = 0,766 \text{ s}$$

La période fondamentale de la structure (T) adoptée pour calculer le facteur d'amplification dynamique moyen (D) :

$$T_{\text{empirique}} < T_{x \text{ analytique}} < 1,3T_{\text{empirique}} \rightarrow T_x = T_{\text{empirique}}$$

$$0,680 < 0,799 < 0,885 \rightarrow T_x = \mathbf{0,680 \text{ s}}$$

$$T_{\text{empirique}} < T_{y \text{ analytique}} < 1,3T_{\text{empirique}} \rightarrow T_y = T_{\text{empirique}}$$

$$0,680 < 0,766 < 0,885 \rightarrow T_y = \mathbf{0,680 \text{ s}}$$

$$D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \rightarrow T_2 = 0,50 \leq T = 0,680 \leq 3,0\text{s}$$

$$D = 2,5 \times 0,764 \times \left(\frac{0,5}{0,680} \right)^{\frac{2}{3}} = \mathbf{1,555}$$

- d) **Coefficient de comportement global de la structure (R)** : Sa valeur unique est donnée par le tableau suivant en fonction du système de contreventement tel que défini en (IV.5.4) :

Chapitre IV : Modélisation & Etude sismique

Tableau IV.9: valeurs du coefficient de comportement R

<i>Cat</i>	<i>Description du système de contreventement</i>	Valeur de R
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	<u>3,5 ?</u>
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4

Justification de système de contreventement de la structure :

Pour vérifier la sélection du système de contreventement, il faut respecter les critères donnés par le règlement RPA99v2003.

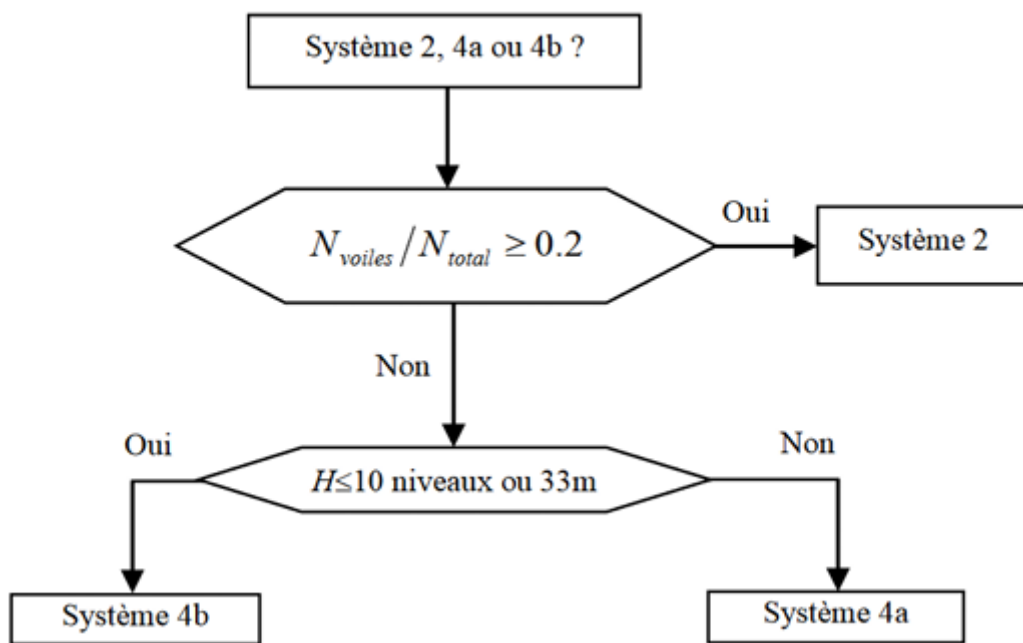


Figure IV.18: Diagramme de classification des systèmes de contreventement utilisant des voiles.

$$\frac{N_{voiles}}{N_{total}} = \frac{34152,3}{56802,2} = 0,60 \geq 0,2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ Donc le système de notre projet est (*système 2 : Voiles porteurs*), valeur de **R = 3,5**

e) Facteur de qualité (Q) :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- ✗ la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- ✗ la régularité en plan et en élévation.
- ✗ la qualité du contrôle de la construction.

Chapitre IV : Modélisation & Etude sismique

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum P_q$

* P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité "q" est satisfait ou non. Sa valeur est donnée au tableau suivante :

Tableau IV.10: valeurs des pénalités P_q

Critère "q "	P_q	
	Observé	N/Observé
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	0,10

Les critères de qualité "q" à vérifier sont :

1. Conditions minimales sur les files de contreventement :

Système de portiques : Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement.

- Notre bâtiment comporte des rangées de trois travées ou plus.

Le rapport des portées :

$$\frac{475}{290} = 1,64 > 1,5$$

- Ce critère n'est pas satisfait pour notre structure.

2. Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées. Ces files doivent être disposées d'une façon symétrique autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

- Ce critère n'est pas satisfait dans les deux directions.

3. Régularité en plan :

- Le bâtiment est classé irrégulièrement en plan, donc ce critère n'est pas satisfait pour les deux directions.

4. Régularité en élévation :

- Le bâtiment est classé régulier en élévation, donc ce critère est satisfait pour les deux

directions.

5. Contrôle de la qualité des matériaux :

Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise.

➤ Ce critère est satisfait pour notre projet.

6. Contrôle de la qualité de l'exécution :

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

➤ Ce critère est satisfait pour notre projet.

Tableau IV.11: Valeurs des pénalités pour notre structure

<i>Critère "q "</i>	<i>P_q</i>	
	<i>Observé</i>	<i>N/Observé</i>
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	/	0,05
2. Redondance en plan	/	0,05
3. Régularité en plan	/	0,05
4. Régularité en élévation	0	/
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	/
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	/
Totale $\sum P_q$		0,15

Le facteur de qualité est donc égal à :

$$Q = 1 + \sum P_q = 1 + 0,15 = \mathbf{1,15}$$

f) Poids total de la structure (W) :

Le poids *W* , est égal à la somme des poids *W_i*, calculés à chaque niveau *i* :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad \text{(IV.6)}$$

* *W_{Gi}* : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

* *W_{Qi}* : charges d'exploitation.

* *β* : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donné par le tableau suivant :

Tableau IV.12: valeurs du coefficient de pondération β

<i>Cas</i>	<i>Type d'ouvrage</i>	<i>β</i>
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	<u>0,20</u>
	Bâtiments recevant du public temporairement :	
	- Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions	
2	avec places debout.	0,30
	- Salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	
3	Entrepôts, hangars	0,40
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

➤ Notre projet « Bâtiments d'habitation » → $\beta = 0,20$

➤ Le poids est extrait par logiciel ETABS : $W = 51531,6 \text{ KN}$

Donc la force sismique à la base :

$$V = \frac{0,15 \times 1,555 \times 1,15}{3,5} \times 51531,6 = 3949,34 \text{ KN}$$

Les valeurs obtenues par l'ETABS :

$$E_x = 3168 \text{ KN}$$

$$E_y = 3172,7 \text{ KN}$$

IV.5.9 Méthode Dynamique Modale Spectrale :

a) Principe :

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

b) Modélisation :

1. Pour les structures irrégulières en plan, contenant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2translations horizontales et une rotation d'axe vertical).
2. La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.
3. Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs

dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).

4. Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

IV.5.10 Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0s \end{cases} \quad (IV.7)$$

* g : accélération de la pesanteur.

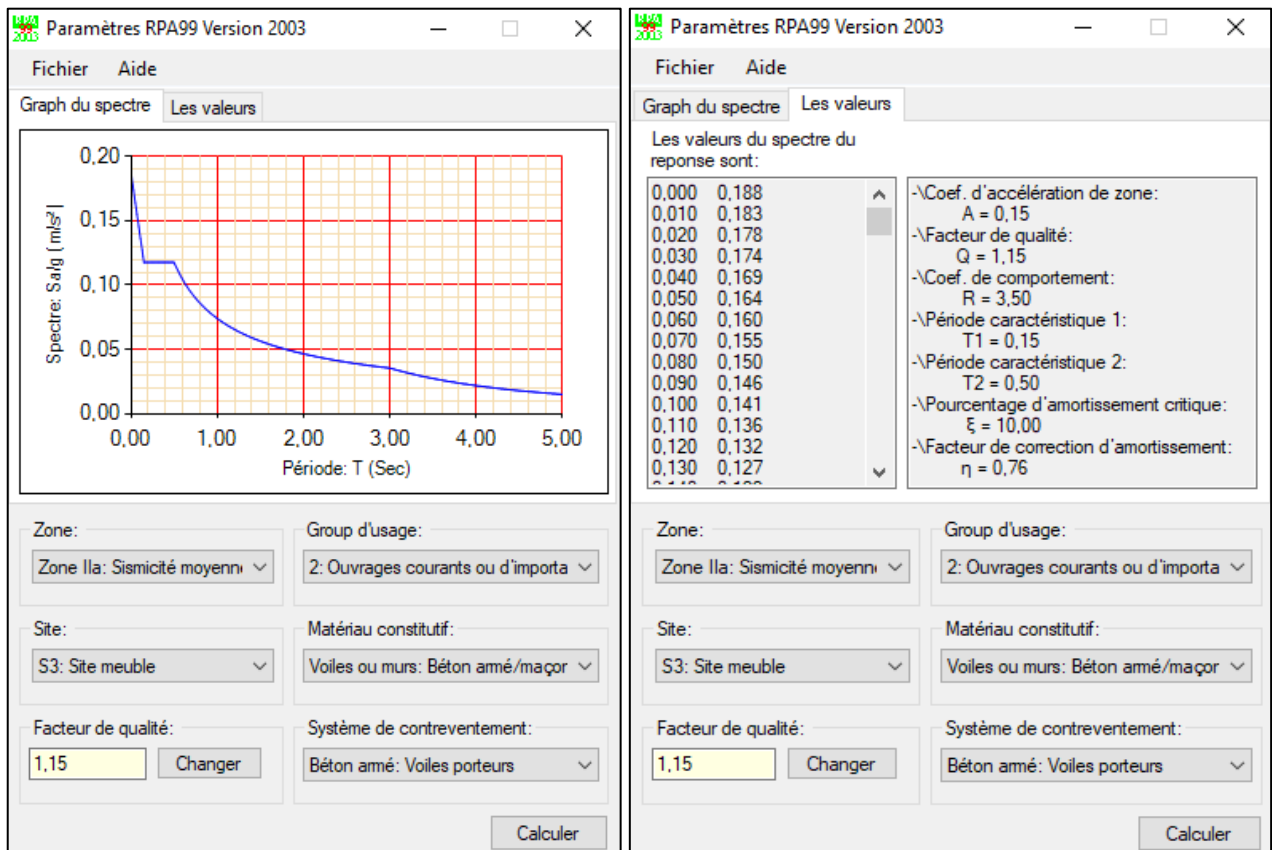


Figure IV.19: Les paramètres du Spectre de réponse de calcul

IV.5.11 Disposition des voiles de contreventement :

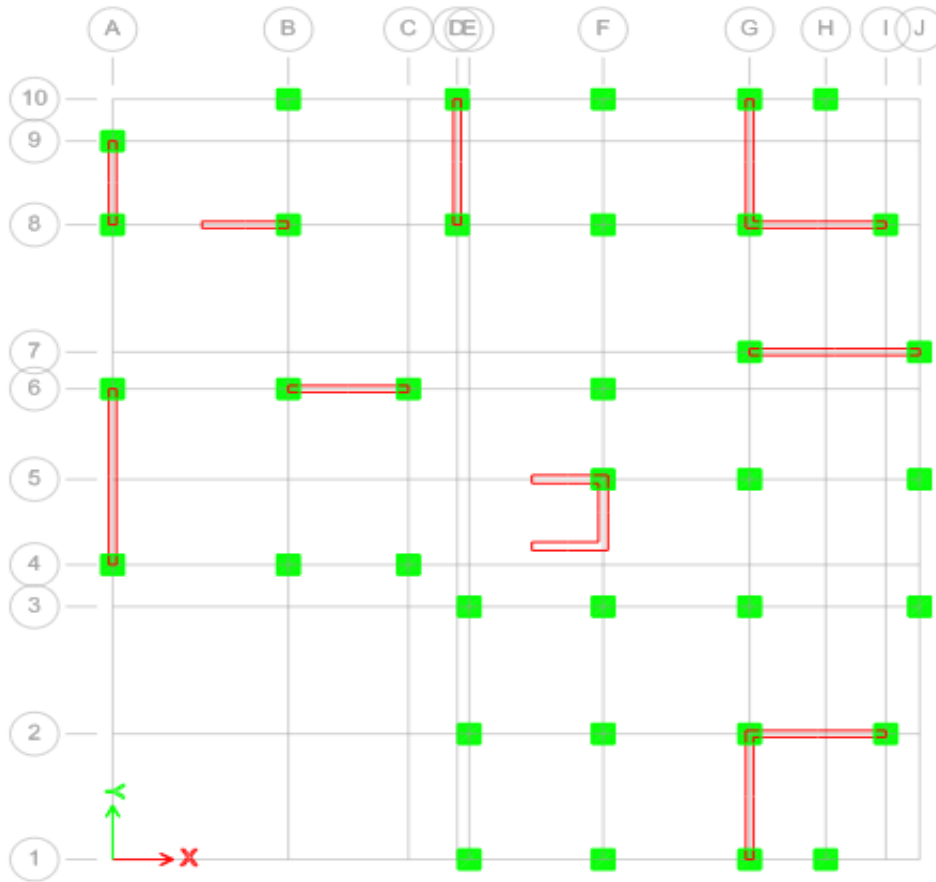


Figure IV.20: Disposition des voiles de contreventement

IV.5.12 Vérification du comportement des trois premiers modes :

Mode 1:

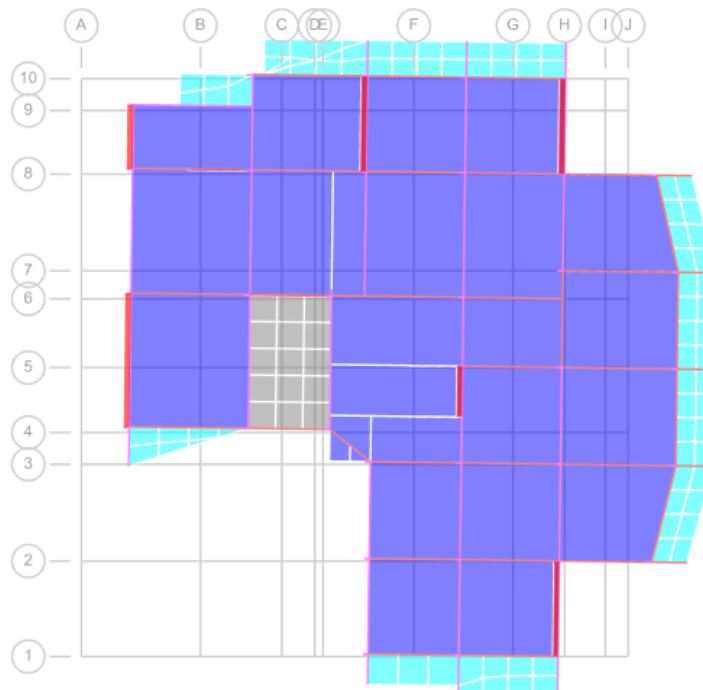


Figure IV.21: Mode 1 (translation suivant x)

Mode 2:

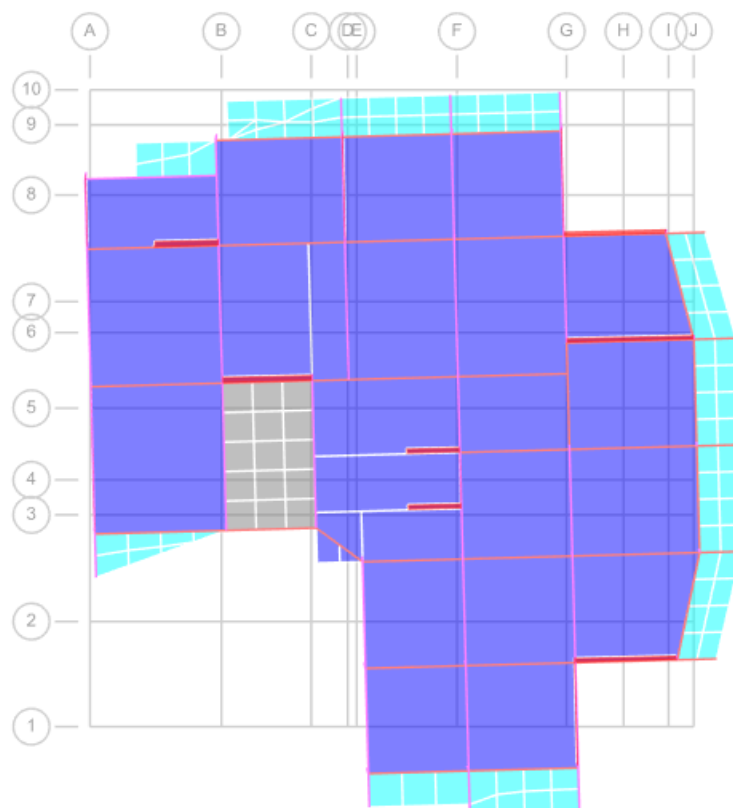


Figure IV.22: Mode 2 (translation suivant y)

Mode 3:

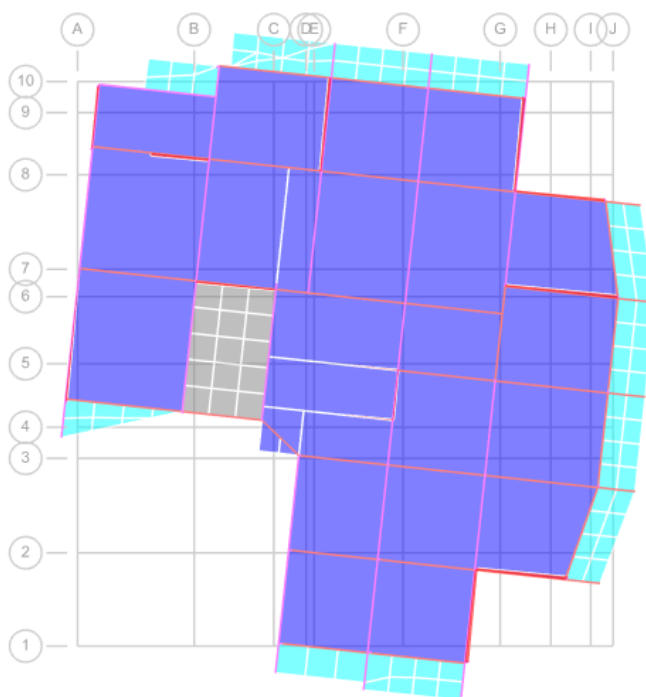


Figure IV.23: Mode 3 (rotation)

IV.5.13 Vérification de la période fondamentale :

Les valeurs de T calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T_x \text{ analytique} = 0,799 \leq 1,3T_{\text{empirique}} = 0,885 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$T_y \text{ analytique} = 0,766 \leq 1,3T_{\text{empirique}} = 0,885 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

IV.5.14 Vérifications spécifiques :

a) **Sollicitations normales** : outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30 \quad \text{(IV.8)}$$

- * N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- * B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière.
- * f_{c28} : la résistance caractéristique du béton.

On adopte le poteau le plus sollicité :

Tableau IV.13: Vérification de l'effort normal réduit

<i>Étage</i>	<i>Poteau</i>	<i>N_d (KN)</i>	<i>ν</i>	<i>Observation</i>
<i>S-SOL/RDC/1^{er} étage</i>	<i>60x60</i>	<i>1733,6</i>	<i>0,19</i>	<i>Condition vérifiée</i>
<i>2^{ème} /3^{ème}/4^{ème}/5^{ème} étage</i>	<i>60x50</i>	<i>1613,2</i>	<i>0,22</i>	<i>Condition vérifiée</i>
<i>6^{ème}/7^{ème}/8 et 9^{ème} étage</i>	<i>50x50</i>	<i>778,3</i>	<i>0,13</i>	<i>Condition vérifiée</i>

IV.5.15 Nombre des modes considérés :

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.4) :

- a) pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre des modes de vibration 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.
 - ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Chapitre IV : Modélisation & Etude sismique

- Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.
- b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_K \leq 0,20 \text{ sec} \quad (\text{IV.9})$$

où :

- * N : est le nombre de niveaux au-dessus du sol.
- * T_K : la période du mode K.

Tableau IV.14: Vérification de la participation modale

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,799299	65,9161	1,8225	65,9161	1,8225
2	0,766876	1,812	63,2803	67,7282	65,1027
3	0,706459	0,0676	2,1853	67,7958	67,288
4	0,189292	15,7576	2,0197	83,5534	69,3078
5	0,186547	3,1671	10,7287	86,7205	80,0365
6	0,15828	0,0146	6,3445	86,7351	86,3809
7	0,087013	0,1155	3,8645	86,8506	90,2454
8	0,083211	6,7928	0,098	93,6434	90,3434
9	0,06845	0,0162	2,6961	93,6596	93,0395
10	0,055081	0,008	1,9377	93,6676	94,9773

IV.5.16 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour la valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Tableau IV.15: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	V_{mse}	$0,8V_{mse}$	$V_t = E_{x,y}$	Observation
<i>Suivant x</i>	3949,34	3159,47	3168	Condition vérifiée
<i>Suivant y</i>			3172,7	Condition vérifiée

IV.5.17 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i \quad (IV.10)$$

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

$$F_t = 0,07 \times T \times V \quad (IV.11)$$

où T est la période fondamentale de la structure (en secondes).

La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas $0,25 V$ et sera prise égale à 0 quand T est plus petite ou égale à 0,7 secondes.

La partie restante de V soit $(V - F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i \times h_i}{\sum_{j=1}^n W_j \times h_j} \quad (IV.12)$$

- * F_i : La force horizontale concentrée au niveau "i ".
- * h_i : Niveau du plancher où s'exerce la force F_i .
- * h_j : Niveau du plancher quelconque.
- * W_j et W_i : Poids revenant aux planchers i, j.

Sens x :

Tableau IV.16: Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur sens x

ETAGE	hi (m)	hj (m)	Wi (KN)	Ft (KN)	Wi*hi	Fi (KN)
9	3,24	32,49	4984,70		161952,90	562,33
8	3,24	29,25	5030,10		147130,43	510,87
7	3,23	26,01	5025,90		130723,66	453,90
6	3,23	22,78	5025,90		114490,00	397,53
5	3,23	19,55	5171,20		101096,96	351,03
4	3,23	16,32	5171,30	0	84395,62	293,04
3	3,23	13,09	5171,20		67691,01	235,04
2	3,23	9,86	5171,30		50989,02	177,04
1	3,23	6,63	5345,70		35441,99	123,06
RDC	3,40	3,40	5434,30		18476,62	64,15
	32,49		51531,60		912388,20	3168,00

Chapitre IV : Modélisation & Etude sismique

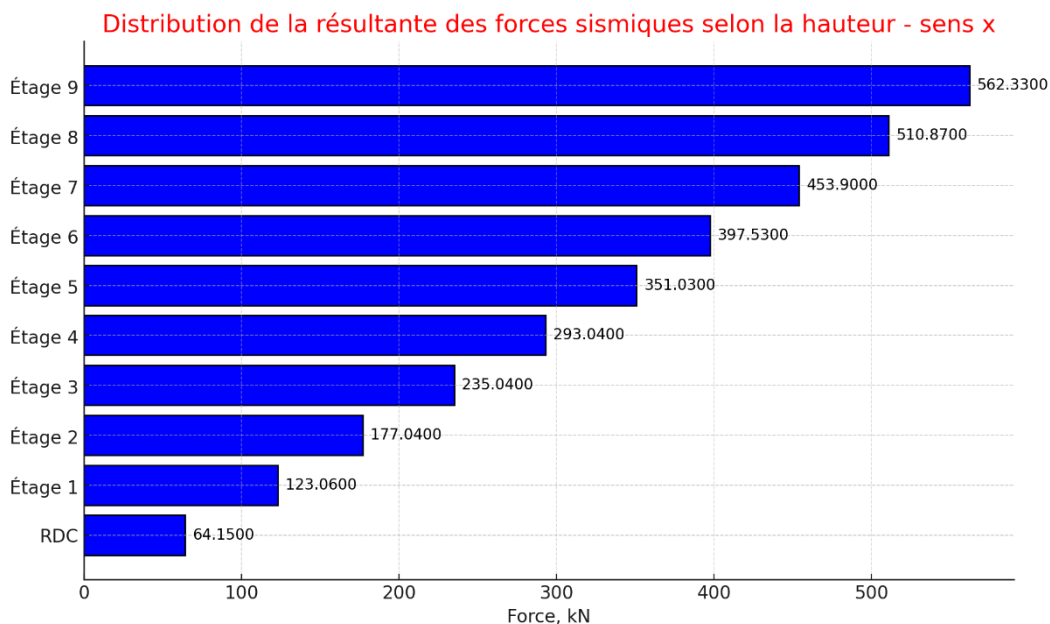


Figure IV.24: Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur sens x

Sens y :

Tableau IV.17: Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur sens y

<i>ETAGE</i>	<i>hi (m)</i>	<i>hj (m)</i>	<i>Wi (KN)</i>	<i>Ft (KN)</i>	<i>Wi*hi</i>	<i>Fi (KN)</i>
9	3,24	32,49	4984,70		161952,90	563,17
8	3,24	29,25	5030,10		147130,43	511,63
7	3,23	26,01	5025,90		130723,66	454,57
6	3,23	22,78	5025,90		114490,00	398,12
5	3,23	19,55	5171,20		101096,96	351,55
4	3,23	16,32	5171,30	0	84395,62	293,47
3	3,23	13,09	5171,20		67691,01	235,39
2	3,23	9,86	5171,30		50989,02	177,31
1	3,23	6,63	5345,70		35441,99	123,24
RDC	3,40	3,40	5434,30		18476,62	64,25
	32,49		51531,60		912388,20	3172,70

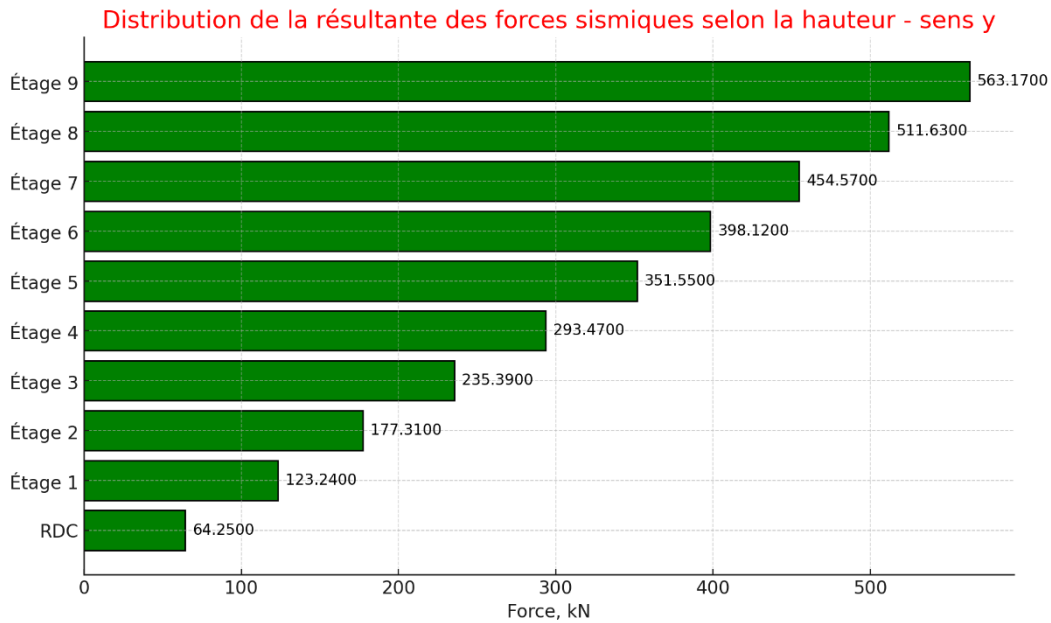


Figure IV.25: Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur sens y

IV.5.18 Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.

La vérification au renversement de la structure s'avère nécessaire pour justifier la stabilité d'un ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique. Donc il faut vérifier que :

$$\frac{M_S}{M_r} \geq 1,5$$

Avec :

M_S : Moment stabilisant

$$M_S = \frac{W \times L}{2}$$

* W : Poids du bâtiment.

M_r : Moment renversant

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

* F_i : Force sismique au niveau i.

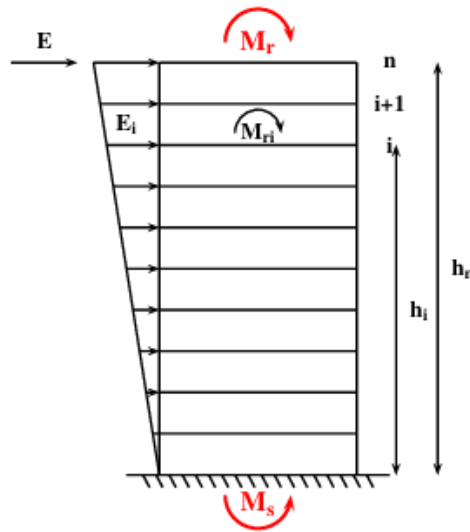


Figure IV.26: Les forces agissantes sur la stabilité au renversement

Moment stabilisant :

Tableau IV.18: Moment stabilisant

	W (KN)	L (m)	Ms (KN.m)
Sens-x	51531,60	21,95	<u>565559,31</u>
Sens-y		23,10	<u>595189,98</u>

Moment de renversement suivant x :

Tableau IV.19: Moment de renversement suivant x

ETAGE	hj (m)	Fi	Mrx,i (KN.m)
9	32,49	562,33	18270,23
8	29,25	510,87	14942,86
7	26,01	453,90	11805,93
6	22,78	397,53	9055,80
5	19,55	351,03	6862,63
4	16,32	293,04	4782,40
3	13,09	235,04	3076,64
2	9,86	177,04	1745,66
1	6,63	123,06	815,90
RDC	3,40	64,15	218,13
$M_{rx} = \sum M_{rx,i}$			<u>71576,16</u>

Moment de renversement suivant y :

Tableau IV.20: Moment de renversement suivant y

ETAGE	h_j (m)	F_i	M_{ry, i} (KN.m)
9	32,49	563,17	18297,33
8	29,25	511,63	14965,03
7	26,01	454,57	11823,44
6	22,78	398,12	9069,23
5	19,55	351,55	6872,81
4	16,32	293,47	4789,49
3	13,09	235,39	3081,20
2	9,86	177,31	1748,25
1	6,63	123,24	817,11
RDC	3,40	64,25	218,45
M_{rx}=∑M_{ry, i}			71682,35

Tableau IV.21: Vérification de la stabilité au renversement

	M_s (KN.m)	M_r (KN.m)	F_s	F_s ≥ 1,5
Sens-x	565559,31	71576,16	<u>7,90</u>	Vérifiée
Sens-y	595189,98	71682,35	<u>8,30</u>	Vérifiée

IV.5.19 Vérification des déformations :

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

Le déplacement horizontal à chaque niveau k est donné par l'expression (4.19) de RPA (l'article 4.4.3) :

$$\delta_K = R \times \delta_{eK} \tag{IV.13}$$

- * δ_{eK} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).
- * R : coefficient de comportement.

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

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} ; \Delta_K \leq 1\% h_k \tag{IV.14}$$

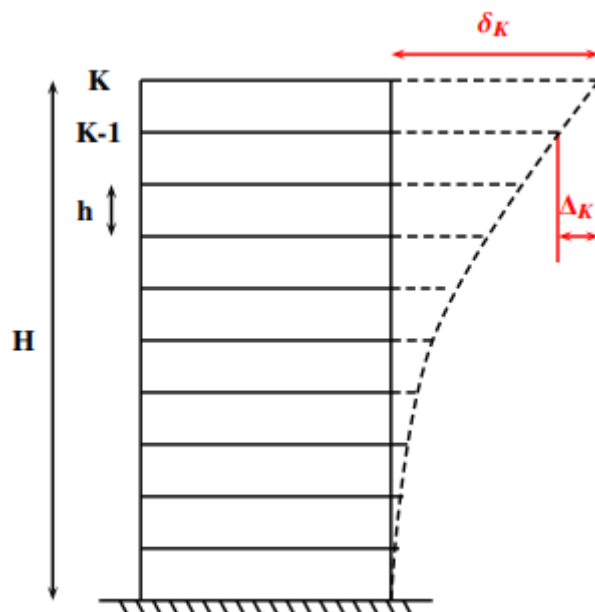


Figure IV. 27: déplacements inter-étage

Sens x :

Tableau IV.22: Calcul des déplacements selon x par la méthode dynamique

étage	UX	R	$\delta_k \text{ (m)} = UX * R$	$\Delta k \text{ (m)}$	hk	1%h	Observation
E9	0,02	3,5	0,0700	0,0081	3,24	0,0324	<i>Condition vérifiée</i>
E8	0,0177	3,5	0,0620	0,0088	3,24	0,0324	
E7	0,0152	3,5	0,0532	0,0084	3,23	0,0323	
E6	0,0128	3,5	0,0448	0,0088	3,23	0,0323	
E5	0,0103	3,5	0,0361	0,0084	3,23	0,0323	
E4	0,0079	3,5	0,0277	0,0081	3,23	0,0323	
E3	0,0056	3,5	0,0196	0,0074	3,23	0,0323	
E2	0,0035	3,5	0,0123	0,0060	3,23	0,0323	
E1	0,0018	3,5	0,0063	0,0042	3,23	0,0323	
RDC	0,0006	3,5	0,0021	0,0021	3,4	0,034	

Sens y :

Tableau IV.23: Calcul des déplacements selon y par la méthode dynamique

étage	UY	R	δk (m)=UY*R	Δk (m)	hk	1%h	Observation
E9	0,0188	3,5	0,0658	0,0074	3,24	0,0324	<i>Condition vérifiée</i>
E8	0,0167	3,5	0,0585	0,0081	3,24	0,0324	
E7	0,0144	3,5	0,0504	0,0084	3,23	0,0323	
E6	0,012	3,5	0,0420	0,0081	3,23	0,0323	
E5	0,0097	3,5	0,0340	0,0081	3,23	0,0323	
E4	0,0074	3,5	0,0259	0,0077	3,23	0,0323	
E3	0,0052	3,5	0,0182	0,0067	3,23	0,0323	
E2	0,0033	3,5	0,0116	0,0056	3,23	0,0323	
E1	0,0017	3,5	0,0060	0,0042	3,23	0,0323	
RDC	0,0005	3,5	0,0018	0,0018	3,4	0,034	

Tous les déplacements relatifs sont inférieurs au déplacement admissible dans les deux sens, donc les déplacements sont vérifiés.

IV.5.20 Justification de la largeur des joints sismiques :

D'après le RPA (Art.5.8) :

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{min} satisfait la condition suivante :

$$d_{min} = 15 \text{ mm} + (\delta_1 + \delta_2)mm \geq 40mm \quad (\text{V. 1})$$

δ_1 et δ_2 : déplacements maximaux des deux blocs, calculés selon IV.5.19 au niveau du sommet du bloc.

$$\delta_1 = \delta_2 = \delta_9 = 70 \text{ mm}$$

$$d_{min} = 15 \text{ mm} + (70 + 70)mm = 155mm$$

$$\text{on prend } d_{min} = 200 \text{ mm} = 20 \text{ cm} \geq 40mm = 4 \text{ cm}$$

IV.5.21 Vérification de l'effet (P - Δ) :

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

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,10 \quad (\text{IV.15})$$

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

$$P_K = \sum_{i=1}^n (W_{gi} + \beta W_{qi}) , \text{ voir paragraphe (IV.5.7.1. f)}$$

- * V_K : effort tranchant d'étage au niveau "k".
- * Δ_K : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1" , voir paragraphe (IV.5.15).
- * h_k : hauteur de l'étage "k".

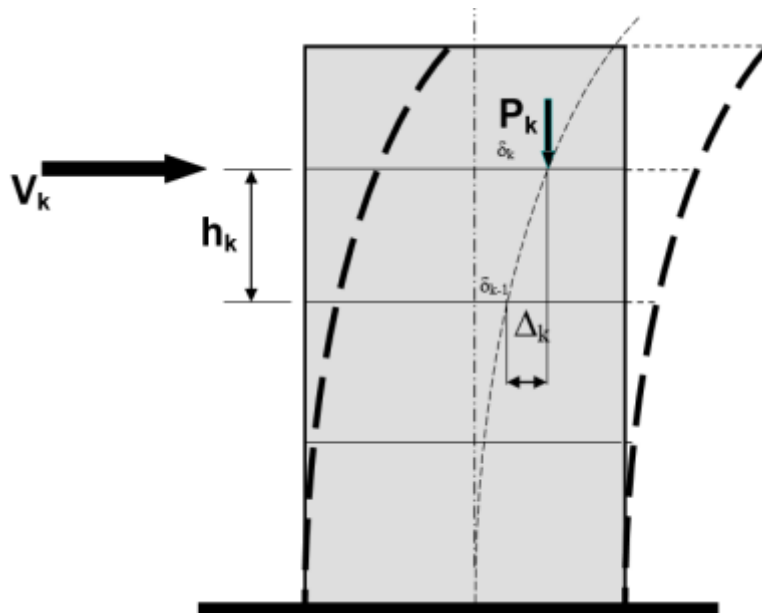


Figure IV.28: Effet P-Δ [9]

Vérification dans la direction x :

Figure IV.29: Justification vis à vis de l'effet P-Δ sens x

Niveau	$P_K(KN)$	$\Delta_K(m)$	$V_K(KN)$	$h_k(m)$	θ	Observation
E9	4984,7	0,0081	670,3	3,24	0,0185	Condition vérifiée
E8	10014,8	0,0088	1236,6	3,24	0,0219	
E7	15040,7	0,0084	1656,7	3,23	0,0236	
E6	20066,6	0,0088	2003	3,23	0,0271	
E5	25237,8	0,0084	2307,5	3,23	0,0284	
E4	30409,1	0,0081	2564,8	3,23	0,0295	
E3	35580,3	0,0074	2777	3,23	0,0292	
E2	40751,6	0,0060	2958,6	3,23	0,0254	
E1	46097,3	0,0042	3099,2	3,23	0,0193	
RDC	51531,6	0,0021	3168	3,4	0,0100	

Vérification dans la direction y :

Figure IV.30: Justification vis à vis de l'effet P- Δ sens y

<i>Niveau</i>	$P_K(KN)$	$\Delta_K(m)$	$V_K(KN)$	$h_k(m)$	θ	<i>Observation</i>
<i>E9</i>	4984,7	0,0074	647,2	3,24	0,0175	
<i>E8</i>	10014,8	0,0081	1223,1	3,24	0,0203	
<i>E7</i>	15040,7	0,0084	1668,1	3,23	0,0234	
<i>E6</i>	20066,6	0,0081	2030	3,23	0,0246	
<i>E5</i>	25237,8	0,0081	2338,8	3,23	0,0269	<i>Condition vérifiée</i>
<i>E4</i>	30409,1	0,0077	2601,2	3,23	0,0279	
<i>E3</i>	35580,3	0,0067	2813,1	3,23	0,0260	
<i>E2</i>	40751,6	0,0056	2981,3	3,23	0,0237	
<i>E1</i>	46097,3	0,0042	3109	3,23	0,0193	
<i>RDC</i>	51531,6	0,0018	3172,7	3,4	0,0084	

On remarque que tous les coefficients θ_k sont inférieurs à 0,10, donc l'effet P- Δ est négligé..

IV.6 Conclusion :

Après avoir apporté les modifications nécessaires (augmentation de la section des poteaux et la disposition des voiles) et toutes les exigences du règlement parasismique algérien (RPA99 / Version 2003) sont satisfaites, on peut dire que notre structure est stable dans le cas de présence d'action sismique.

Nous pouvons donc passer à l'extraction des efforts internes avec lesquels nous allons ferrailer les différents éléments structuraux.

Chapitre V :
Calcul des éléments
structuraux

V.1 Introduction :

Une construction résiste aux charges gravitaires et sismiques grâce à ses éléments porteurs principaux, constitués de l'ensemble des éléments de contreventement: Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles. Pour cela, ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés, armés (ferrailés) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre toutes les différentes sollicitations qui seront utilisées pour le ferrailage et qui sont tirées de l'analyse statique et sismique de la structure réalisée par le logiciel ETABS.

V.2 Combinaison des charges :

D'après CBA93 => Situation durable

× **ELU:** $1,35G + 1,5Q$

× **ELS:** $G + Q$

D'après RPA99v2003 => Situation accidentelle (ELA)

× $G + Q \pm E$

× $0,8G \pm E$

Avec :

- G : Charges permanentes.
- Q : Charges d'exploitation.
- E : Charges sismiques.

V.3 Caractéristique des matériaux :

Tableau V.1: Récapitulatif des caractéristiques mécaniques des matériaux

<i>Situation</i>	<i>Béton</i>			<i>Acier</i>		
	γ_b	$f_{c28}(MPa)$	$f_{bu}(MPa)$	γ_s	$f_e(MPa)$	$f_{su}(MPa)$
Durable	1,5	25	14,20	1,15	400	347,83
accidentelle	1,15		18,48	1		400

V.4 Ferrailage des poutres :

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple, Le moment fléchissant permet de déterminer les armatures longitudinales, L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

V.4.1 Spécifications pour le ferrailage des poutres :

- ☑ Dans notre cas, nous allons ferrailer les poutres les plus sollicitées.
- ☑ Le calcul se fait en deux zones : la zone en travée et la zone sur appui.
- ☑ Les poutres en travée seront ferrillées pour une situation durable ($ELU : 1,35 G + 1,5 Q$) pour la nappe inférieure et sur appui pour une situation accidentelle ($G + Q \pm E$) pour la nappe supérieure et ($0,8G \pm E$) pour la nappe inférieure.

V.4.2 Les recommandations exigées par le RPA99/Version2003 :

a) Armatures longitudinales :

- ✗ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de $0,5\% \cdot b \cdot h$ (en toute section).
- ✗ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de : 4% de la section de béton (en zone courante), 6% de la section de béton (en zone de recouvrement).
- ✗ La longueur minimale de recouvrement est de : 40ϕ (en zone I et IIa) ; 50ϕ (en zone IIb et III).
- ✗ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être respecté des crochets à 90° (voir fig. 7.5 RPA 99/2003).
- ✗ Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle.
- ✗ On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

b) Armatures transversales :

D'après le CBA93, le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_L\right) \quad (V. 2)$$

D'après le RPA 99/V2003 (Art 7.5.2.2), la quantité d'armatures transversales minimales A_t est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

Avec, S_t est l'espacement maximum entre les armatures transversales.

L'espacement maximum entre les armatures transversales déterminé comme suit :

- ◆ Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12 \phi_L\right)$$

- ◆ En dehors de la zone nodale :

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

- ♦ La valeur du diamètre ϕ_L des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé et, dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- ♦ La zone nodale est définie par l' et h'

$$\begin{cases} l' = 2h & \rightarrow \text{poutre} \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\right) & \rightarrow \text{poteau} \end{cases}$$

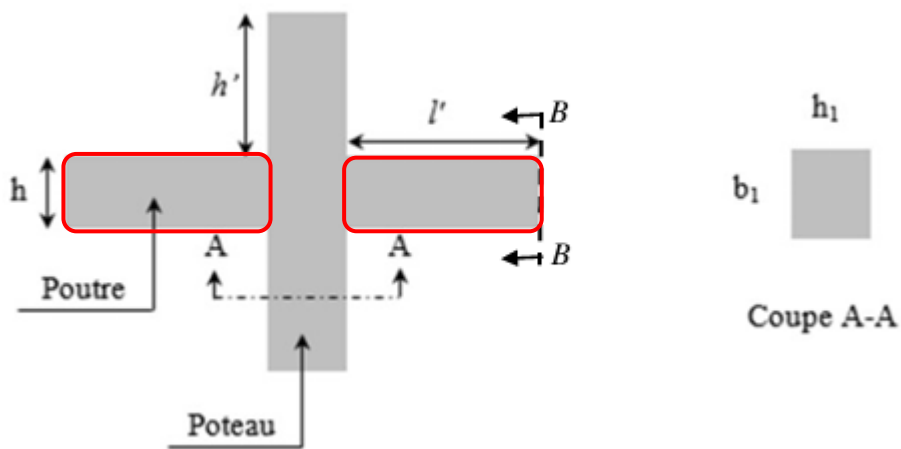


Figure V.1: La zone nodale pour les poutres [8]

- ♦ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

V.4.3 Disposition :

Le ferrailage des poutres prend la configuration suivante (voir la figure ci-dessous)

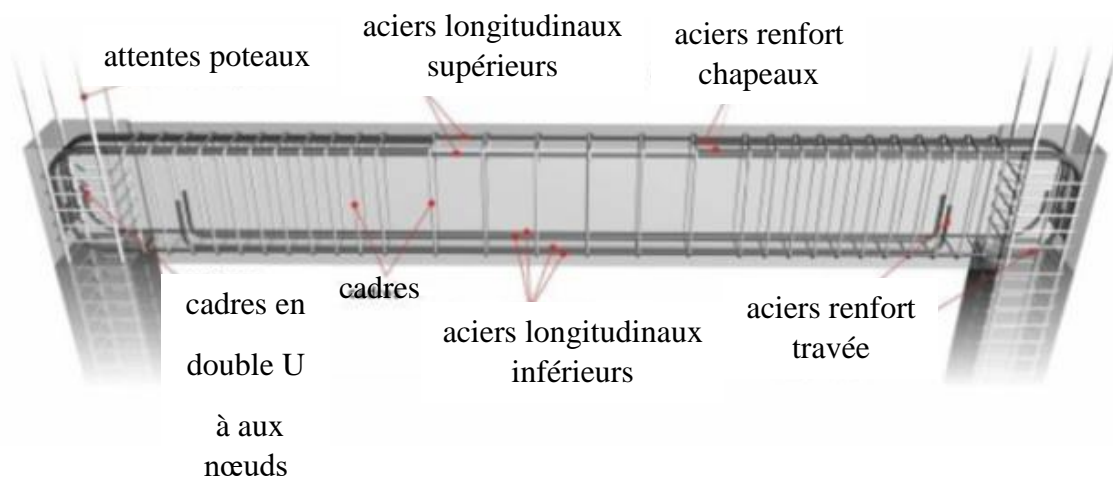


Figure V.2: Disposition du ferrailage dans une poutre en béton armé [8]

Ainsi, pour des raisons pratiques de mise en œuvre, il y a lieu de remarquer ce qui suit :
Les aciers constituant le ferrailage d'une poutre se composent de :

- ✗ Des armatures de renfort en travée pour reprendre les effets de la flexion importante en travée, Qui donne des effets de traction sur les fibres inférieures de la poutre.
- ✗ Des armatures de renfort en appui « les chapeaux » pour reprendre le moment négatif qui donne des zones de traction sur les fibres supérieures de la poutre.
- ✗ Les armatures transversales (cadres, étriers, épingles) qui reprennent l'effet de l'effort tranchant. Remarque que le nombre des cadres aux appuis est plus important qu'en travée, Ceci en raison de l'importance de l'effort tranchant à chaque fois que l'on rapproche des appuis.

V.4.4 Ferrailage des poutres principales :

Les efforts internes ont été extraits directement à l'aide du logiciel ETABS, d'où les résultats suivants :

Tableau V.2: Tableau récapitulatif des sollicitations maximales pour les poutres principales

	<i>ELU</i>	<i>ELS</i>	<i>G+Q+E</i>	<i>0,8G±E</i>
<i>Moment En travée(KN.m)</i>	28,59	20,80	-	-
<i>Moment sur appuis (KN.m)</i>	-50,40	-48,95	-105,90	-60,20
<i>L'effort tranchant (KN)</i>	89,40	-	95,10	70,30

On prend comme exemple de calcul les poutres principales de section (30x40)cm². On fixe en premier les armatures filantes :

V.4.4.1 Calcul à la flexion simple (armatures longitudinales) :

a) Ferrailage minimale selon CBA :

$$A_{s \min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,3 \times 0,36 \times 2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

pour toute la section on a : $A_{s \min} = 2 \times 1,30 = 2,60 \text{ cm}^2$

b) Ferrailage minimale selon RPA :

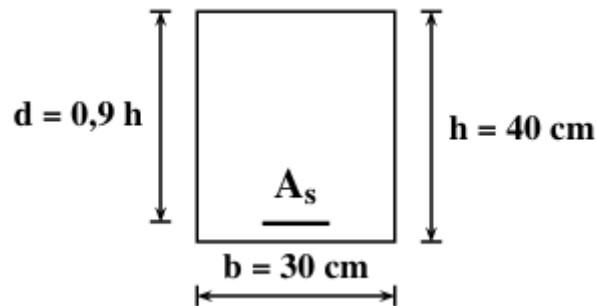
$$A_{s \min} = 0,5\%b.h = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

c) Ferrailage adopté :

Donc on adopte un ferrailage de **3HA14** filantes en nappe supérieure et **3HA14** filantes en nappe inférieure \Rightarrow **6HA14 = 9,24 cm² > A_{s min}**.

☑ ELU

En travée:



* hauteur utile : $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,4 = 0,36 \text{ m}$

* moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u^{\text{travée}}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{28,59 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,36^2 \times 14,17} = 0,052$$

$\mu = 0,052 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0 \dots$ Pas d'armatures comprimées.

$\mu = 0,052 < 0,1859 \Rightarrow$ Pivot A

$\mu = 0,052 < 0,1042$

$$15\alpha_u^4 - 60\alpha_u^3 + (20 - 4\mu)\alpha_u^2 + 8\mu\alpha_u - 4\mu = 0$$

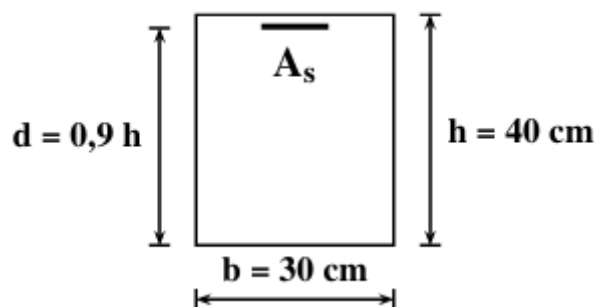
$$\alpha_u = 0,110$$

$$\beta = \frac{5\alpha_u^2(3 - 8\alpha_u)}{3(1 - \alpha_u)^2} = \frac{5 \times 0,110^2(3 - 8 \times 0,110)}{3(1 - 0,110)^2} = 0,054$$

$$A_{S \text{ travée}} = \frac{\beta \times b \times d \times f_{bu}}{f_{su}} = \frac{0,054 \times 0,3 \times 0,36 \times 14,17}{347,83} = 0,000238 \text{ m}^2$$

$$A_{S \text{ travée}} = 2,38 \text{ cm}^2$$

Sur appuis:



* hauteur utile : $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,40 = 0,36 \text{ m}$

* moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u^{\text{appuis}}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{50,40 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,36^2 \times 14,17} = 0,092$$

$\mu = 0,092 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0 \dots$ Pas d'armatures comprimées.

$$\mu = 0,092 < 0,1859 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu = 0,092 < 0,1042$$

$$15\alpha_u^4 - 60\alpha_u^3 + (20 - 4\mu)\alpha_u^2 + 8\mu\alpha_u - 4\mu = 0$$

$$\alpha_u = \mathbf{0,153}$$

$$\beta = \frac{5\alpha_u^2(3 - 8\alpha_u)}{3(1 - \alpha_u)^2} = \frac{5 \times 0,153^2(3 - 8 \times 0,153)}{3(1 - 0,153)^2} = \mathbf{0,097}$$

$$A_{S \text{ appuis}} = \frac{\beta \times b \times d \times f_{bu}}{f_{su}} = \frac{0,097 \times 0,3 \times 0,36 \times 14,17}{347,83} = \mathbf{0,000427 \text{ m}^2}$$

$$A_{S \text{ appuis}} = \mathbf{4,27 \text{ cm}^2}$$

☑ ELA

Sur appuis (la nappe supérieure) :

* hauteur utile : $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,4 = 0,36 \text{ m}$

* moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u^{\text{appuis}}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{105,90 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,36^2 \times 18,49} = \mathbf{0,147}$$

$$\mu = 0,147 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0 \dots \text{Pas d'armatures comprimées.}$$

$$\mu = 0,147 < 0,1859 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha_u = 1 - 0,9366\sqrt{1 - 2\mu} = 1 - 0,9366\sqrt{1 - 2 \times 0,147} = \mathbf{0,213}$$

$$\beta = \frac{16\alpha - 1}{15} = \frac{16 \times 0,213 - 1}{15} = \mathbf{0,161}$$

$$A_{S \text{ travée}} = \frac{\beta \times b \times d \times f_{bu}}{f_{su}} = \frac{0,161 \times 0,3 \times 0,36 \times 18,48}{400} = \mathbf{0,000804 \text{ m}^2}$$

$$A_{S \text{ travée}} = \mathbf{8,04 \text{ cm}^2}$$

Sur appuis (la nappe inférieure):

* hauteur utile : $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,40 = 0,36 \text{ m}$

* moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u^{\text{appuis}}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{60,20 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,36^2 \times 18,49} = \mathbf{0,084}$$

$$\mu = 0,084 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0 \dots \text{Pas d'armatures comprimées.}$$

$$\mu = 0,084 < 0,1859 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu = 0,084 < 0,1042$$

$$15\alpha_u^4 - 60\alpha_u^3 + (20 - 4\mu)\alpha_u^2 + 8\mu\alpha_u - 4\mu = 0$$

$$\alpha_u = \mathbf{0,145}$$

$$\beta = \frac{5\alpha_u^2(3 - 8\alpha_u)}{3(1 - \alpha_u)^2} = \frac{5 \times 0,145^2(3 - 8 \times 0,145)}{3(1 - 0,145)^2} = \mathbf{0,089}$$

$$A_{S \text{ appuis}} = \frac{\beta \times b \times d \times f_{bu}}{f_{su}} = \frac{0,089 \times 0,3 \times 0,36 \times 18,49}{400} = \mathbf{0,000442 \text{ m}^2}$$

$$A_{S \text{ appuis}} = \mathbf{4,42 \text{ cm}^2}$$

Tableau V.3: Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales

<i>La zone</i>	<i>En travée</i>	<i>Sur appuis</i>	
<i>La nappe</i>	<i>inférieure</i>	<i>supérieure</i>	<i>inférieure</i>
$M_u \text{ (KN.m)}$	28,59	-105,90	-60,20
$A_S \text{ (cm}^2\text{)}$	2,38	8,04	4,42
$A_{S \text{ min CBA}} \text{ (cm}^2\text{)}$	1,30	1,30	1,30
$A_{S \text{ min RPA}} \text{ (cm}^2\text{)} = \mathbf{0,5\%bh}$	6		
Zone courante $A_{S \text{ max RPA}} \text{ (cm}^2\text{)} = \mathbf{4\%bh}$	48		
Zone de recouvrement $A_{S \text{ max RPA}} \text{ (cm}^2\text{)} = \mathbf{6\%bh}$	72		
<i>Choix des barres</i>	3HA14	3HA14 + 3HA14 ch	3HA14
$A_S \text{ adopté (cm}^2\text{)}$	4,62	9,24	4,62

V.4.4.2 Vérification de l'effort tranchant :

D'après le CBA (Article A.5.1) :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{95,1 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,36} = \mathbf{0,88 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = \min(4,35; 5) = \mathbf{3,33 \text{ MPa}}$$

$$\tau_u = 0,88 \leq \bar{\tau}_u = 4,35 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

V.4.4.3 Vérification à l'ELS :

Après avoir le calcul à ELU, on procéde maintenant à la vérification à ELS

a) Vérification des contraintes :

On vérifie les contraintes dans le béton et dans l'acier avec la valeur maximale du moment de service (M_{ser}) et en prenant les paramètres définis précédemment.

Chapitre V : Calcul des éléments structuraux

- σ_{bc} : Contrainte limite dans le béton comprimé.

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

- σ_{st} : Contrainte limite dans les aciers tendus.

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa} \dots (\text{fissuration non préjudiciable})$$

En travée:

- * **Détermination de l'axe neutre :**

$$by^2 + 30(A_s - A_s')y - 30(A_s d + A_s' d') = 0$$

$$0,30y^2 + 0,014y - 0,005 = 0 \Rightarrow y = \mathbf{0,10 \text{ m}}$$

- * **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{1}{3}by^3 + 15A_s'(y - d')^2 + 15A_s(d - y)^2$$

$$I = \mathbf{5,661 \times 10^{-4} \text{ m}^4 = 56605,36 \text{ cm}^4}$$

- * **Les contraintes :**

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{20,80 \times 10^{-3}}{5,661 \times 10^{-4}} = \mathbf{36,75 \text{ MN/m}^3}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = 36,75 \times 0,10 = \mathbf{3,68 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{st} = 15K(d - y) = 15 \times 36,75(0,36 - 0,10) = \mathbf{138,94 \text{ MPa}}$$

- * **Vérification :**

$$\sigma_{bc} = 3,68 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = 138,94 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Tableau V.4: Tableau récapitulatif les vérifications des contraintes pour les poutres principales

	M_{ser}	A_s	y	I	K	σ_{bc}	σ_{st}	Observation
En travée	20,80	4,62	0,10	56605,3	36,75	3,68	138,94	C.V
Sur appuis	48,95	9,24	0,14	94501,1	51,80	7,35	169,42	C.V

b) Vérification de la flèche:

D'après le BAEL91 Article [B.6.5, 2]

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = \frac{40}{400} = 0,10 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h}{l} = \frac{40}{400} = 0,10 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{20,80}{10 \times 46,37} = 0,045 \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{A_s}{bd} = \frac{4,62}{30 \times 36} = 0,0043 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

V.4.4.4 Armatures transversales:

♦ **Espacement:**

D'après le RPA :

- Dans la zone nodale :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\varphi_L\right)$$

$$\Rightarrow S_t = \min(10 ; 12) \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

- En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 20$$

$$\Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

- La longueur de la zone nodale :

$$L' = 2h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$$

- La longueur minimale de recouvrement :

$$L_{\text{recouvrement}} = 40\varphi_L = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} , \text{ on prend } L_{\text{recouvrement}} = 60 \text{ cm}$$

♦ **Section:**

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b_0 = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,80 \text{ cm}^2$$

♦ **Diamètre:**

D'après le BAEL :

$$\varphi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \varphi_{Lmin}\right)$$

$$\Rightarrow \varphi \leq \min\left(\frac{400}{35}, \frac{300}{10}, 12\right) = \min(11,4; 30; 12) = 11,4 \text{ mm}$$

On prend : $\varphi = 8 \text{ mm}$, on a deux brins d'armatures , soit

$$2 \times A_{\varphi 8} = 2 \times 0,503 = 1,006 \text{ cm}^2, \text{ ceci ne suffit pas.}$$

On ajoute en étrier en $\varphi = 8 \text{ mm}$, on aura donc quatre brins d'armatures,

$$4 \times A_{\varphi 8} = 4 \times 0,503 = 2,01 \text{ cm}^2, \text{ soit : 1cadre + 1étrier en HA8.}$$

V.4.5 Schéma de ferrailage :

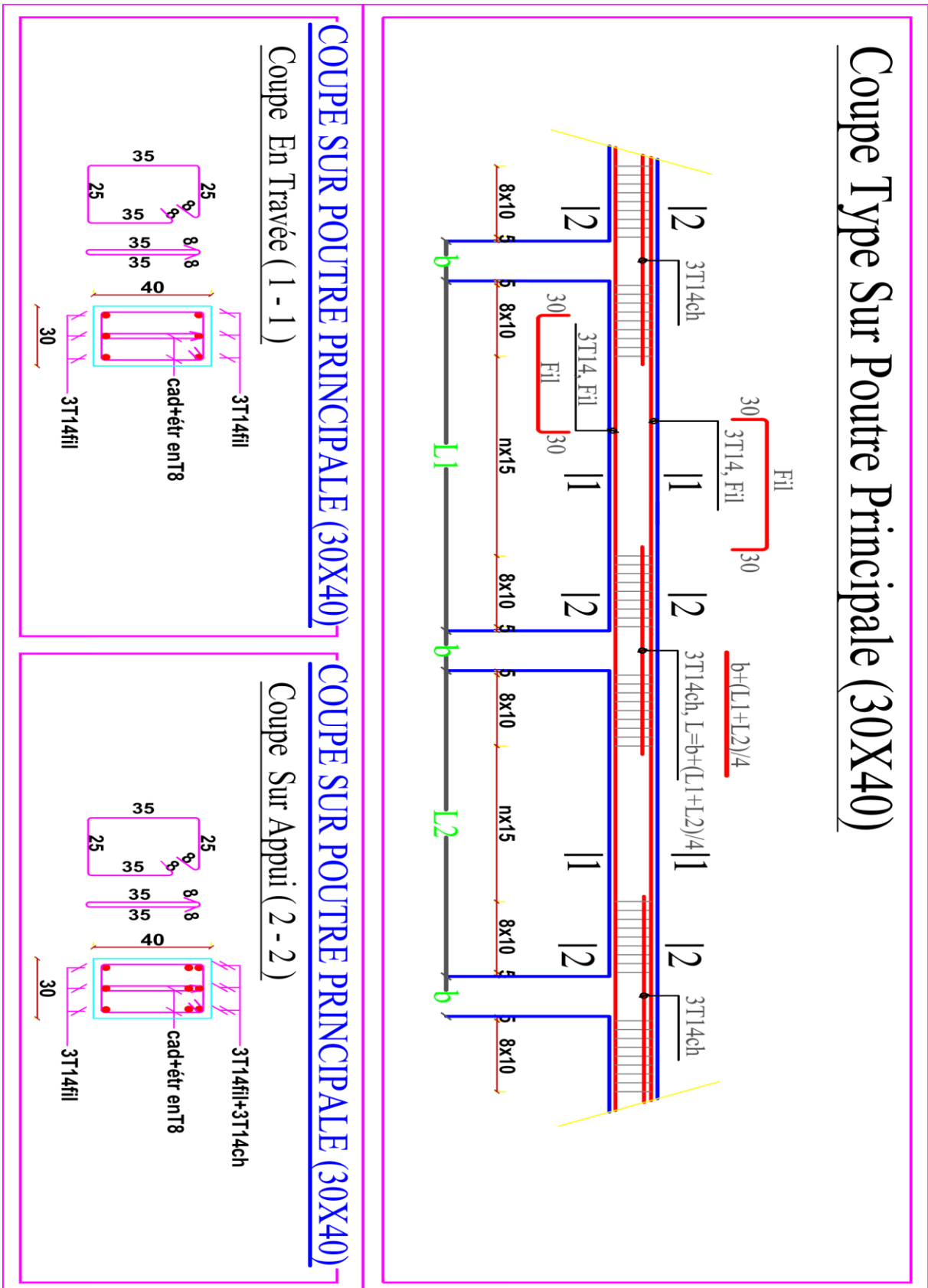


Figure V.3: Schéma de ferrailage des poutres principales

V.4.6 Ferrailage des poutre secondaires :

Les efforts internes ont été extraits directement à l'aide du logiciel ETABS, d'où les résultats suivants :

Tableau V.5: Tableau récapitulatif des sollicitations maximales pour les poutres secondaires

	<i>ELU</i>	<i>ELS</i>	<i>G+Q+E</i>	<i>0,8G±E</i>
<i>Moment en travée (KN.m)</i>	20,45	14,83	-	-
<i>Moment sur appuis (KN.m)</i>	-47,01	-34,14	-78,46	-54,73
<i>L'effort tranchant (KN)</i>	77,10	-	84,90	65,70

Nous adoptons le même principe de calcul que pour les poutres principales. On prend comme exemple de calcul les poutres secondaires de section (30x35)cm². On fixe en premier les armatures filantes :

a) Ferrailage minimale selon CBA :

$$A_{s \min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,3 \times 0,315 \times 2,1}{400} = 1,14 \text{ cm}^2$$

pour toute la section on a : $A_{s \min} = 2 \times 1,14 = 2,28 \text{ cm}^2$

b) Ferrailage minimale selon RPA :

$$A_{s \min} = 0,5\%b.h = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$$

c) Ferrailage adopté :

Donc on adopte un ferrailage de **3HA14** filantes en nappe supérieure et **3HA14** filantes en nappe inférieure \Rightarrow **6HA14 = 9,24 cm² > A_{s min}**.

Tableau V.6: Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres secondaires

<i>La zone</i>	<i>En travée</i>	<i>Sur appuis</i>	
<i>La nappe</i>	<i>inférieure</i>	<i>supérieure</i>	<i>inférieure</i>
M_u (KN.m)	20,45	-78,46	-54,73
A_S (cm ²)	1,94	6,78	4,43
$A_{S\ min\ CBA}$ (cm ²)	1,30	1,30	1,30
$A_{S\ min\ RPA}$ (cm ²) = 0,5%bh	5,25		
<i>Zone courante</i> $A_{S\ max\ RPA}$ (cm ²) = 4%bh	42		
<i>Zone de recouvrement</i> $A_{S\ max\ RPA}$ (cm ²) = 6%bh	63		
<i>Choix des barres</i>	3HA14	3HA14 + 2HA12 ch	3HA14
A_S adopté (cm ²)	4,62	6,88	4,62

V.4.6.1 Vérification de l'effort tranchant :

D'après le CBA (Article A.5.1) :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{84,90 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,315} = \mathbf{0,90\ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\ MPa\right) = \min(4,35; 5) = \mathbf{3,33\ MPa}$$

$$\tau_u = 0,90 \leq \bar{\tau}_u = 4,35 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

V.4.6.2 Vérification à l'ELS :

Après avoir le calcul à ELU, on procédé maintenant à la vérification à ELS

a) Vérification des contraintes :

On vérifie les contraintes dans le béton et dans l'acier avec la valeur maximale du moment de service (M_{ser}) et en prenant les paramètres définis précédemment.

- σ_{bc} : Contrainte limite dans le béton comprimé.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\ MPa$$

- σ_{st} : Contrainte limite dans les aciers tendus.

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 400\ MPa \dots (\text{fissuration non préjudiciable})$$

En travée:

× **Détermination de l'axe neutre :**

$$by^2 + 30(A_s - A_s')y - 30(A_s d + A_s' d') = 0$$

$$0,30y^2 + 0,014y - 0,004 = 0 \Rightarrow y = \mathbf{0,10\ m}$$

× **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{1}{3}by^3 + 15A_s'(y - d')^2 + 15A_s(d - y)^2$$

$$I = \mathbf{4,203 \times 10^{-4}\ m^4 = 42033,65\ cm^4}$$

× **Les contraintes :**

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{14,83 \times 10^{-3}}{4,203 \times 10^{-4}} = \mathbf{35,28\ MN/m^3}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = 35,28 \times 0,10 = \mathbf{3,52\ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15K(d - y) = 15 \times 35,28(0,315 - 0,10) = \mathbf{113,93\ MPa}$$

× **Vérification :**

$$\sigma_{bc} = 3,52\ MPa \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15\ MPa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = 113,93\ MPa \leq \overline{\sigma}_{st} = 400\ MPa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Tableau V.7: Tableau récapitulatif les vérifications des contraintes

	M_{ser}	A_s	y	I	K	σ_{bc}	σ_{st}	Observation
En travée	14,83	4,62	0,10	42033,6	35,28	3,52	113,93	C.V
Sur appuis	34,14	6,88	0,12	56474,4	60,45	7,06	179,74	C.V

b) Vérification de la flèche:

D'après le BAEL91 Article [B.6.5, 2]

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = \frac{35}{330} = 0,11 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h}{l} = \frac{35}{330} = 0,11 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{14,83}{10 \times 18,63} = 0,08 \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{A_s}{bd} = \frac{4,62}{30 \times 31,5} = 0,0049 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

V.4.6.3 Armatures transversales:

♦ **Espacement:**

D'après le RPA :

- Dans la zone nodale :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\varphi_L\right)$$

$$\Rightarrow S_t = \min(8,75 ; 12) \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

- En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17,5$$

$$\Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

- La longueur de la zone nodale :

$$L' = 2h = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$$

- La longueur minimale de recouvrement :

$$L_{\text{recouvrement}} = 40\varphi_L = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} , \text{ on prend } L_{\text{recouvrement}} = 60 \text{ cm}$$

♦ **Section:**

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b_0 = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,80 \text{ cm}^2$$

♦ **Diamètre:**

D'après le BAEL :

$$\varphi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \varphi_{Lmin}\right)$$

$$\Rightarrow \varphi \leq \min\left(\frac{350}{35}, \frac{300}{10}, 12\right) = \min(10; 30; 12) = 11,4 \text{ mm}$$

On prend : $\varphi = 8 \text{ mm}$, on a deux brins d'armatures , soit $2 \times A_{\varphi 8} = 2 \times 0,503 = 1,006 \text{ cm}^2$, ceci ne suffit pas.

On ajoute en étrier en $\varphi = 8 \text{ mm}$, on aura donc quatre brins d'armatures, $4 \times A_{\varphi 8} = 4 \times 0,503 = 2,01 \text{ cm}^2$, soit : 1cadre + 1étrier en HA8.

V.4.7 Schéma de ferrailage :

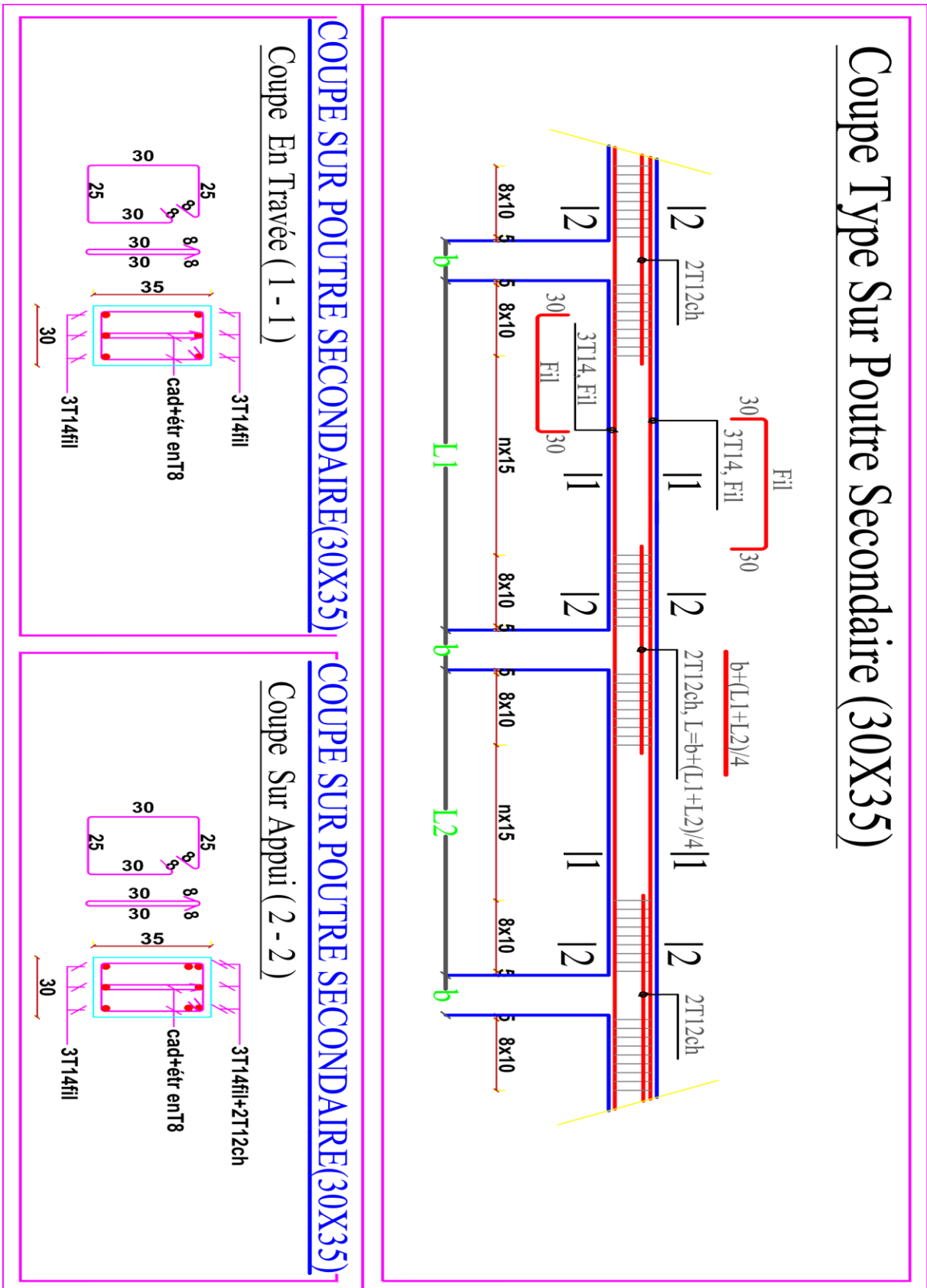


Figure V.4: Schéma de ferrailage des poutres secondaires

V.5 Ferrailage des poteaux :

C'est un élément porteur vertical destiné de reprendre les charges et surcharges issue des différents niveaux pour les transmettre aux fondations.

Aussi, le rôle des poteaux, ne se limite pas à assurer la reprise des charges verticales, mais contribue largement lorsqu'il associé à des poutres pour former des cadres ou portiques à reprendre les actions horizontales dues au vent mais surtout dues aux séismes.

V.5.1 Sollicitations internes :

Même si les poteaux sont principalement conçus pour supporter des charges verticales et des efforts de compression (N), ils sont également soumis à des moments fléchissant (M) et à des efforts tranchants (V) induits par les actions horizontales telles que les séismes. Ces sollicitations sont évaluées à partir des combinaisons les plus défavorables introduites dans le logiciel ETABS, comme suit :

D'après CBA93 => Situation durable :

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

* $ELS: G + Q$

D'après RPA99v2003 => Situation accidentelle (ELA) :

* $G + Q \pm E$

* $0,8G \pm E$

V.5.2 Spécifications pour le ferrailage des poteaux :

- Dans notre cas, nous allons ferrailer le poteau le plus sollicitée.
- Les calculs sont effectués pour différentes sollicitations résumées comme suit :
 - Effort normal maximal (N_{max}) et le moment correspondant ($M_{correspondant}$).
 - Effort normal minimal (N_{min}) et le moment correspondant ($M_{correspondant}$).
 - Moment fléchissant maximal (M_{max}) et l'effort normal correspondant ($N_{correspondant}$).
- Le ferrailage des poteaux doit être mené conformément aux exigences du CBA93 (voir l'organigramme du ferrailage des sections de béton en flexion composée) et aussi aux prescriptions du RPA 99/V 2003 données ci-après :

V.5.3 Les recommandations exigées par le RPA99/Version2003 :

a) Armatures longitudinales :

- * Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- * Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :
 - 0,7% en zone I.

- 0,8% en zone IIa.
- 0,9% en zones IIb et III.
- ✖ Leur pourcentage maximal sera de :
 - 3% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- ✖ Le diamètre minimal est de 12[mm].
- ✖ La longueur minimale des recouvrements est de :
 - 40 ϕ en zones I et IIa.
 - 50 ϕ en zones IIb et III.
- ✖ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- ✖ La hauteur de la zone nodale :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm}\right)$$

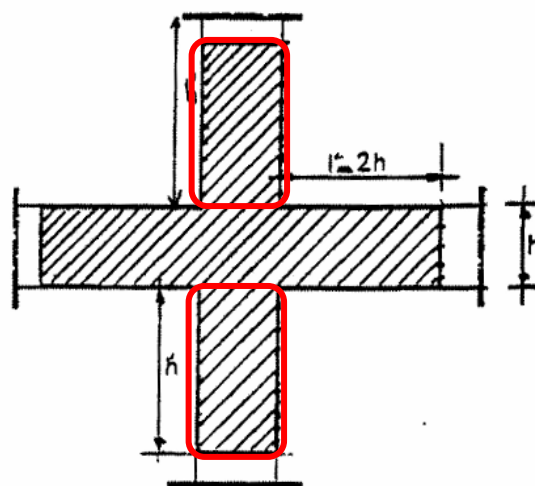


Figure V.5: La zone nodale pour les poteaux [4]

Tableau V.8: Pourcentage total des acier longitudinaux des poteaux

Etage	Dimensions du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²) (0.8% de la section)	A _{max} (cm ²)	
			Zone courante (4% de la section)	Zone de recouvrement (6% de la section)
Sous-sol RDC Etage 1	60x60	28,80	144	216
Etage 2 Etage 3 Etage 4 Etage 5	60x50	24	120	180
Etage 6 Etage 7 Etage 8 Etage 9	50x50	20	100	150

b) Armatures transversales :

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e} \quad (V. 3)$$

Avec :

- * V_u : Effort tranchant de calcul
- * h_1 : Hauteur totale de la section brute.
- * f_e : Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales. $f_e = 400$ MPa.
- * ρ_a : Coefficient correcteur (tient compte de la rupture). $\rho_a = 2,5$ si l'élanement géométrique ≥ 5 , $\rho_a = 3,75$ si l'élanement géométrique < 5 .

- * t : Espacement des armatures transversales :

- Dans la zone nodale :

$$t \leq \min(10\phi_L ; 15\text{cm}) \text{ en zones I et IIa}$$

$$t \leq 10\text{cm en zones IIb et III}$$

- Dans la zone courante :

$$t \leq 15\phi_L \text{ en zones I et IIa}$$

$$t \leq \min\left(\frac{h_1}{10} ; \frac{b_1}{10} ; 10\phi_L\right) \text{cm en zones IIb et III}$$

- * ϕ_L : diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- * Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10ϕ .

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{tb_1}$ en % est donnée comme suit:

$$\begin{cases} A_t = 0,3\%tb_1 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ A_t = 0,8\%tb_1 & \text{si } \lambda \leq 3 \\ A_t = \frac{0,3\%tb_1 + 0,8\%tb_1}{2} & \text{si } 3 < \lambda < 5 \end{cases} \quad (V. 4)$$

- * λ : élanement géométrique du poteau

$$\lambda = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

V.5.4 Disposition :

Comme nous venons de le voir, il faut remarquer que les poteaux en béton armé comportent deux types de ferrailage :

- Le ferrailage longitudinales, barre verticales disposées le long de l'axe du poteau.
- Des armatures transversales (cadres) régulièrement espacées tout le long du poteau.

Chapitre V : Calcul des éléments structuraux

Sur la figure est représenté le ferrailage type d'un poteau carré en béton armé.

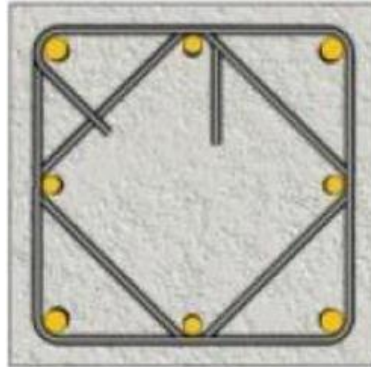


Figure V.6: Disposition des armatures dans un poteau en béton armé [8]

V.5.5 Ferrailage d'un poteau 60x60 :

Les efforts internes ont été extraits directement à l'aide du logiciel ETABS, d'où les résultats suivants :

Tableau V.9: Les sollicitations maximale sur les poteaux (60x60)

Combinaison	N	ELU			G + Q ± E			0,8G ± E		
		N(KN)	M(KN.m)	V(KN)	N(KN)	M(KN.m)	V(KN)	N(KN)	M(KN.m)	V(KN)
<i>N_{max} et M_{cor}</i>	1	2377,2	8,89	3,80	2026,1	46,18	12,20	1492,3	48,05	12,90
<i>N_{ser} et M_{ser}</i>		1729,1	6,57		1683,3	7,83		1683,3	7,83	
<i>N_{min} et M_{cor}</i>	2	1058,5	9,75	6,70	270,6	10,02	21,20	63,4	9,69	20
<i>N_{ser} et M_{ser}</i>		776,9	7,17		776,9	7,17		776,9	7,17	
<i>N_{cor} et M_{max}</i>	3	1948,4	22,03	13,30	1217,9	97,18	40,10	782,3	92,24	37
<i>N_{ser} et M_{ser}</i>		1422,3	16,08		1422,3	16,08		1422,3	16,08	

Nous allons détailler le calcul du poteau le plus sollicité de niveau sous-sol, ce dernier sera calculé en flexion composée.

Lors de la détermination des armatures longitudinales, trois cas de section peuvent être distingués :

- ✗ Section partiellement comprimée (*SPC*).
- ✗ Section entièrement comprimée (*SEC*).
- ✗ Section entièrement tendue (*SET*)

V.5.5.1 Exemple de calcul d'un poteau à ELA (G + Q ± E) :

Les données de base :

$$M_{max} = 97,18 \text{ KN.m} ; N_{cor} = 1217,9 \text{ KN} ; M_{ser} = 16,08 \text{ KN.m} ; N_{ser} = 1422,3 \text{ KN} ;$$
$$M_G = 13,92 \text{ KN.m} ; V_u = 40,10 \text{ KN} ; h = 60 \text{ cm} ; d = 0,9h = 54 \text{ cm}$$
$$b = 60 \text{ cm} ; L(H) = 3,40 \text{ m}$$

a) Calcul de l'excentricité :

Les actions soumises à un effort normal de compression doivent être justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme on remplaçant l'excentricité réel par une excentricité totale de calcul:

$$e_t = e_1 + e_2 ; \quad e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a$$

- * e_a : excentricité accidentelle additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

$$e_a = \max\left(\frac{L}{250} ; 2 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{340}{250} ; 2 \text{ cm}\right) = \max\{1,36 ; 2\} = 2 \text{ cm} = \mathbf{0,02 \text{ m}}$$

- * e_1 : excentricité globale du premier ordre de la résultante des contraintes normales.

$$e_1 = \frac{97,18}{1217,9} + 0,02 = \mathbf{0,10 \text{ m}}$$

- * e_2 : excentricité du deuxième ordre liée à la déformation de la structure.

$$e_2 = \frac{3Lf^2}{10^4 h} (2 + \alpha\phi) ; Lf = 0,7L ; \alpha = \frac{M_G}{M_{ser}}$$

- * L : hauteur du poteau égal (3,20 m) .

- * Lf : Longueur de flambement du poteau.

$$Lf = 0,7 \times 3,40 = \mathbf{2,38 \text{ m}}$$

- * α : le rapport du moment du premier ordre dû aux charges permanentes et quasi-permanentes au moment total du premier ordre.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_{ser}} = \frac{13,92}{16,08} = \mathbf{0,866}$$

- * ϕ : le rapport entre la déformation finale due au fluage et la déformation instantanée sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$e_2 = \frac{3 \times 2,38^2}{10^4 \times 0,6} (2 + 0,866 \times 2) = \mathbf{0,011 \text{ m}}$$

$$e_t = 0,10 + 0,011 = \mathbf{0,111 \text{ m}}$$

b) Classification de la section :

➤ **Coefficient de remplissage :**

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b \times h \times f_{bc}} = \frac{1217,9 \times 10^{-3}}{0,6 \times 0,6 \times 18,48} = \mathbf{0,183} \leq 0,81 \text{ et } \psi_1 \leq \frac{2}{3}$$

Donc on détermine l'excentricité critique relative ξ

➤ **Excentricité critique e_{NC} :**

$$e_{NC} = \xi \times h \tag{V.5}$$

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,183}}{4(3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,183})} = 0,161$$

$$e_{NC} = \xi \times h = 0,161 \times 0,60 = \mathbf{0,097 \text{ m} = 9,70 \text{ cm}} \Rightarrow e_t = \mathbf{0,111} > e_{NC} = \mathbf{0,097}$$

Donc la section est partiellement comprimée (*SPC*).

c) Calcul de la section d'armature:

Afin de simplifier l'analyse des sections partiellement comprimées soumises à une flexion composée, il est courant de les assimiler à un cas de flexion simple à l'aide d'un moment fictif équivalent.

La section d'armature en flexion simple, notée $A_{s \text{ fictif}}$, est alors calculée à partir du moment fictif $M_{u \text{ fictif}}$. La section réelle des armatures est ensuite déduite en tenant compte de l'effet de la flexion composée.

$$A_s = A_{s \text{ fictif}} - \frac{N_u}{f_{st}} \tag{V.6}$$

* Hauteur utile : $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,6 = \mathbf{0,54 \text{ m}}$

$$M_{uf} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = N_u \times \left(e + d - \frac{h}{2}\right) ; M_u = N_u \times e$$

$$M_{uf} = 1217,9 \times (0,111 + 0,54 - 0,30) = \mathbf{425,24 \text{ KN.m}}$$

* μ : Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_{uf}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{425,24 \times 10^{-3}}{0,60 \times 0,54^2 \times 18,48} = \mathbf{0,132}$$

$\mu = 0,132 < \mu_{limite} = 0,379 \Rightarrow A'_s = 0 \dots$ Pas d'armatures comprimées.

$\mu = 0,132 < 0,1859 \Rightarrow$ Pivot A

$$\alpha_u = 1 - 0,9366\sqrt{1 - 2\mu} = 1 - 0,9366\sqrt{1 - 2 \times 0,132} = \mathbf{0,196}$$

$$\beta = \frac{16\alpha - 1}{15} = \frac{16 \times 0,196 - 1}{15} = \mathbf{0,142}$$

Chapitre V : Calcul des éléments structuraux

$$A_{s \text{ fictif}} = \frac{\beta \times b \times d \times f_{bc}}{f_{st}} = \frac{0,142 \times 0,6 \times 0,54 \times 18,48}{400} = 0,00213 \text{ m}^2$$

La section réelle des armatures :

$$A_s = A_{s \text{ fictif}} - \frac{N_u}{f_{st}} = 0,00213 - \frac{1217,9 \times 10^{-3}}{400} = -0,000914 \text{ m}^2 = -9,14 \text{ cm}^2$$

Ce tableau présente un ensemble de paramètres géométriques, obtenus à partir de l'étude des différentes combinaisons de charges. Il regroupe notamment les efforts normaux, les moments, les excentricités ainsi que la section d'armatures calculée.

Tableau V.10: Tableau récapitulatif des paramètres de calcul et de la section d'armatures obtenue selon les différentes combinaisons des charges pour les poteaux 60x60

Combinaison	ELU			G + Q ± E			0,8G ± E		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3
<i>N</i>									
<i>e</i>	2,94	3,49	3,70	5,38	6,83	11,04	6,33	18,41	14,85
<i>e_{NC}</i>	9,20	9,70	9,38	9,35	9,93	9,65	9,56	9,98	9,79
<i>section</i>	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.P.C	S.E.C	S.P.C	S.P.C
<i>M_u fictif</i>	/	/	/	/	/	0,425	/	0,027	0,303
<i>μ</i>	/	/	/	/	/	0,132	/	0,008	0,094
<i>A_s fictif</i>	/	/	/	/	/	21,31	/	6,62	19,29
<i>A_s</i>	0	0	0	0	0	-9,14	0	5,03	-0,27

Selon le code de construction algérien CBA93, il arrive que la quantité d'armature requise (*A_s*) soit négative. Dans ce cas, on adopte une section d'armature minimale imposée par la règle du millième ainsi que par la règle de non-fragilité.

Cependant, dans la plupart des cas, c'est la section minimale d'armature prescrite par le (RPA 99/2003) qui est retenue, car elle impose une surface d'armature généralement plus grande que celle du CBA93. Cette approche garantit une meilleure sécurité face aux sollicitations sismiques.

V.5.5.2 Vérifications nécessaires :

a) Condition de non fragilité :

D'après le CBA (Article A.4.2) :

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

$$A_{s \min} = \frac{0,23 \times 0,6 \times 0,54 \times 2,1}{400} = 3,91 \text{ cm}^2$$

b) Vérification des armatures longitudinales selon RPA :

Nous avons les sections limites exigées par le RPA 99/V2003 :

$$A_{\min} = 0,8\%bh = 0,008 \times 60 \times 60 = 28,80 \text{ cm}^2$$

N.B :

Puisque le séisme change la direction, on a ferrailé le poteau symétriquement et sous les efforts maximum (M, N).

On adopte : $A = 4HA20 + 8HA16 = 28,65 \text{ cm}^2$

Longueur de recouvrement : $L_r = 40\phi = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$

c) Vérification de l'effort tranchant :

D'après le CBA (Article A.5.1) :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{40,10 \times 10^{-3}}{0,6 \times 0,54} = 0,124 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = \min(3,26 ; 4) = 3,26 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,124 \leq \bar{\tau}_u = 3,26$ Condition vérifiée.

Donc pas de risque de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

V.5.5.3 Vérification à l'ELS :

- σ_{bc} : Contrainte limite dans le béton comprimé

a) Vérifications des contraintes de compression dans le béton :

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

avec :

$$\sigma_{bc} = \frac{z \times N_{ser}}{I} \times y_{ser}$$

- * y_{ser} : Position de l'axe neutre à l'ELS.

$$y_{ser} = z + c$$

On résout l'équation du troisième degré :

$$z^3 + pz + q = 0$$

$$c = \frac{h}{2} - e = \frac{h}{2} - \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,60}{2} - \frac{16,08}{1422,3} = 0,289 \text{ m}$$

$$p = -3c^2 + 90A_s \frac{d - c}{b}$$

$$p = -3(0,289)^2 + 90(28,65 \times 10^{-4}) \frac{0,54 - 0,289}{0,60} = -0,142 \text{ m}^2$$

$$q = -2c^3 - 90A_s \frac{(d - c)^2}{b}$$

$$q = -2(0,289)^3 - 90(28,65 \times 10^{-4}) \frac{(0,54 - 0,289)^2}{0,60} = -0,075 \text{ m}^3$$

Donc l'équation à résoudre est : $z^3 - 0,142z - 0,075 = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -0,075^2 + \frac{4(-0,142)^3}{27} = 0,0052 > 0$$

$$t = 0,5(\sqrt{\Delta} - q) = 0,5(\sqrt{0,0052} + 0,075) = 0,074$$

$$u = \sqrt[3]{t} = \sqrt[3]{0,074} = 0,419$$

$$z = u - \frac{p}{3u} = 0,419 - \frac{-0,142}{3 \times 0,419} = 0,532$$

$$y_{ser} = z + c = 0,532 + 0,289 = 0,821 \text{ m}$$

Moment d'inertie I :

$$I = \frac{b \times y_{ser}^3}{3} + 15A_s(d - y_{ser})^2$$

$$I = \frac{0,60 \times 0,821^3}{3} + 15 \times 28,65 \times 10^{-4} (0,54 - 0,821)^2 = 0,114 \text{ m}^4$$

Alors :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,532 \times 1422,3 \times 10^{-3}}{0,114} \times 0,821 = 5,45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,45 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

V.5.5.4 Calcul des armatures transversales :

♦ **Espacement:**

- Dans la zone nodale :

$$t \leq \min(10\phi_L ; 15\text{cm}) = \min(10 \times 2 ; 15) \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$$

- Dans la zone courante :

$$t \leq 15\phi_L = 15 \times 2 = 30 \Rightarrow t = 15 \text{ cm}$$

- La hauteur de la zone nodale

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm}\right) = \left(\frac{320 - 35}{6} = 47,50 ; 60 ; 60 ; 60\right) \Rightarrow h' = 60 \text{ cm}$$

On prend $h' = 120 \text{ cm}$ (en haut et en bas des poteaux) .

- La longueur minimale de recouvrement :

$$L_{recouvrement} = 40\phi_L = 40 \times 2 = 80 \text{ cm} , \text{ on prend } L_{recouvrement} = 80 \text{ cm}$$

♦ *Section:*

On calcul à présent la section d'armature transversale:

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{b} = \frac{2,38}{0,60} = 3,97 \leq 5 \Rightarrow \rho_a = 3,75$$

$$A_t = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e} t = \frac{3,75 \times 40,10 \times 10^{-3}}{0,60 \times 400} \times 0,15 = 9,6 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0,96 \text{ cm}^2$$

Pour ce qui est la section minimale :

$$A_t = \frac{0,3\% t b_1 + 0,8\% t b_1}{2}$$

Bien que le calcul soit mené en zone nodale, on prendre l'espacement donnant la quantité d'armatures maximale :

$$A_t = \frac{(0,003 + 0,008) \times 15 \times 60}{2} = 4,95 \text{ cm}^2$$

on aura donc six brins d'armatures,

$$6 \times A_{\varphi 10} = 6 \times 0,79 = 4,71 \text{ cm}^2$$

On prend 3 cadres en HA10.

V.5.5.5 Schéma de ferrailage :

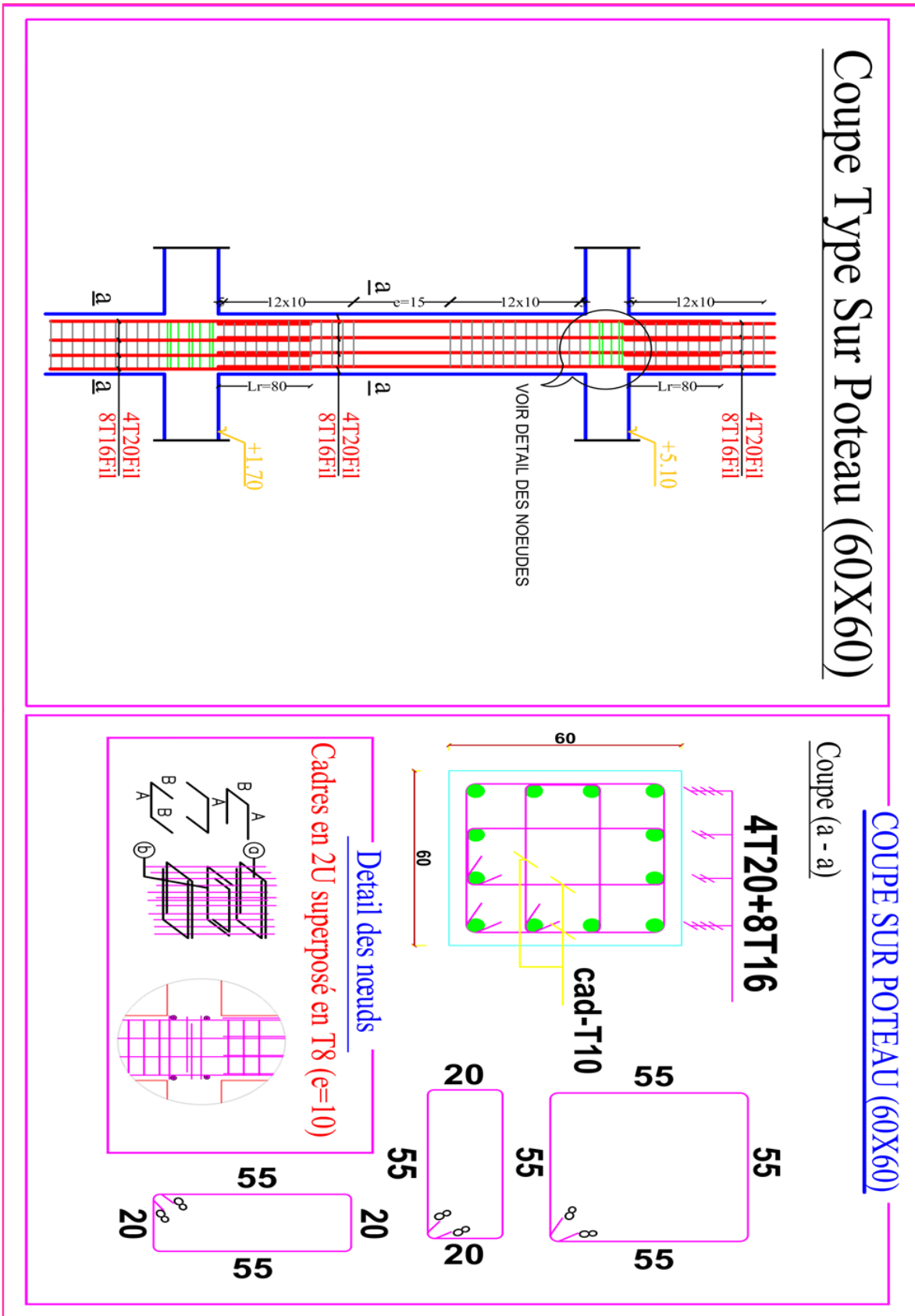


Figure V.7: Schéma de ferrailage des poteaux (60x60)

Chapitre V : Calcul des éléments structuraux

V.5.6 Ferrailage d'un poteau 60x50 :

Les efforts internes ont été extraits directement à l'aide du logiciel ETABS, d'où les résultats suivants :

Tableau V.11: Les sollicitations maximale sur les poteaux (60x50)

Combinaison	N	ELU			G + Q ± E			0,8G ± E		
		N(KN)	M(KN.m)	V(KN)	N(KN)	M(KN.m)	V(KN)	N(KN)	M(KN.m)	V(KN)
<i>N_{max} et M_{cor}</i>	1	1859,4	9,29	4,6	1613,2	22,19	12,9	1194	23,91	11,9
<i>N_{ser} et M_{ser}</i>		1352,6	7,05		1320,6	9		1320,6	9	
<i>N_{min} et M_{cor}</i>	2	810,9	9,34	7,2	169,2	13,64	12,8	7,7	13,9	13,2
<i>N_{ser} et M_{ser}</i>		594,9	6,94		594,9	6,94		626,9	6,84	
<i>N_{cor} et M_{max}</i>	3	919,8	35,57	22,5	572,8	93,63	22,5	595,6	74,34	40,7
<i>N_{ser} et M_{ser}</i>		671,5	25,94		671,5	25,94		1106,4	22,75	

Tableau V.12: Tableau récapitulatif des paramètres de calcul et de la section d'armatures obtenue selon les différentes combinaisons des charges pour les poteaux 60x50

Combinaison	ELU			G + Q ± E			0,8G ± E		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3
<i>N</i>	3,64	4,14	6,82	4,40	11,05	19,30	5,03	183,51	15,43
<i>e</i>	8,92	9,63	9,58	9,13	9,93	9,75	9,42	10,00	9,74
<i>e_{NC}</i>	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.P.C	S.P.C	S.E.C	S.P.C	S.P.C
<i>M_u fictif</i>	/	/	/	/	0,059	0,248	/	0,016	0,235
<i>μ</i>	/	/	/	/	0,029	0,120	/	0,008	0,114
<i>A_s fictif</i>	/	/	/	/	7,13	14,20	/	4,80	13,40
<i>A_s</i>	0	0	0	0	2,26	-2,27	0	4,58	-3,72

V.5.6.1 Vérifications nécessaires :

Tableau V.13: Vérification des armatures longitudinales (poteau 60x50)

Poteau	<i>A_s</i> (cm ²)	<i>A_s min</i> RPA(cm ²)	<i>A_s max</i> RPA(cm ²) courante	<i>A_s max</i> RPA(cm ²) recouvrement	Le choix	<i>A_s adopté</i> (cm ²)
60x50	4,58	24	120	180	12HA16	24,13

Chapitre V : Calcul des éléments structuraux

Tableau V.14: Vérification de l'effort tranchant à l'ELU (poteau 60x50)

<i>Poteau</i>	V_u (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau}_u$ (MPa)	<i>Observation</i> $\tau_u \leq \overline{\tau}_u$
60x50	40,70	0,151	3,26	C V

Tableau V.15: Vérification des contraintes à ELS (poteau 60x50)

<i>Poteau</i>	y_{ser} (m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	<i>Observation</i>
60x50	0,608	0,0376	4,30	15	C V

V.5.6.2 Calcul des armatures transversales :

Tableau V.16: Espacement et les armatures transversales (poteau 60x50)

<i>Poteau</i>	<i>Espacement</i> (cm)		h' (cm)	A_t (cm ²)		<i>Le choix</i>	A_s adopté (cm ²)
	<i>Zone nodale</i>	<i>Zone courante</i>		<i>Zone nodale</i>	<i>Zone courante</i>		
60x50	10	15	110	2,75	4,125	6HA10	4,71

V.5.6.3 Schéma de ferrailage :

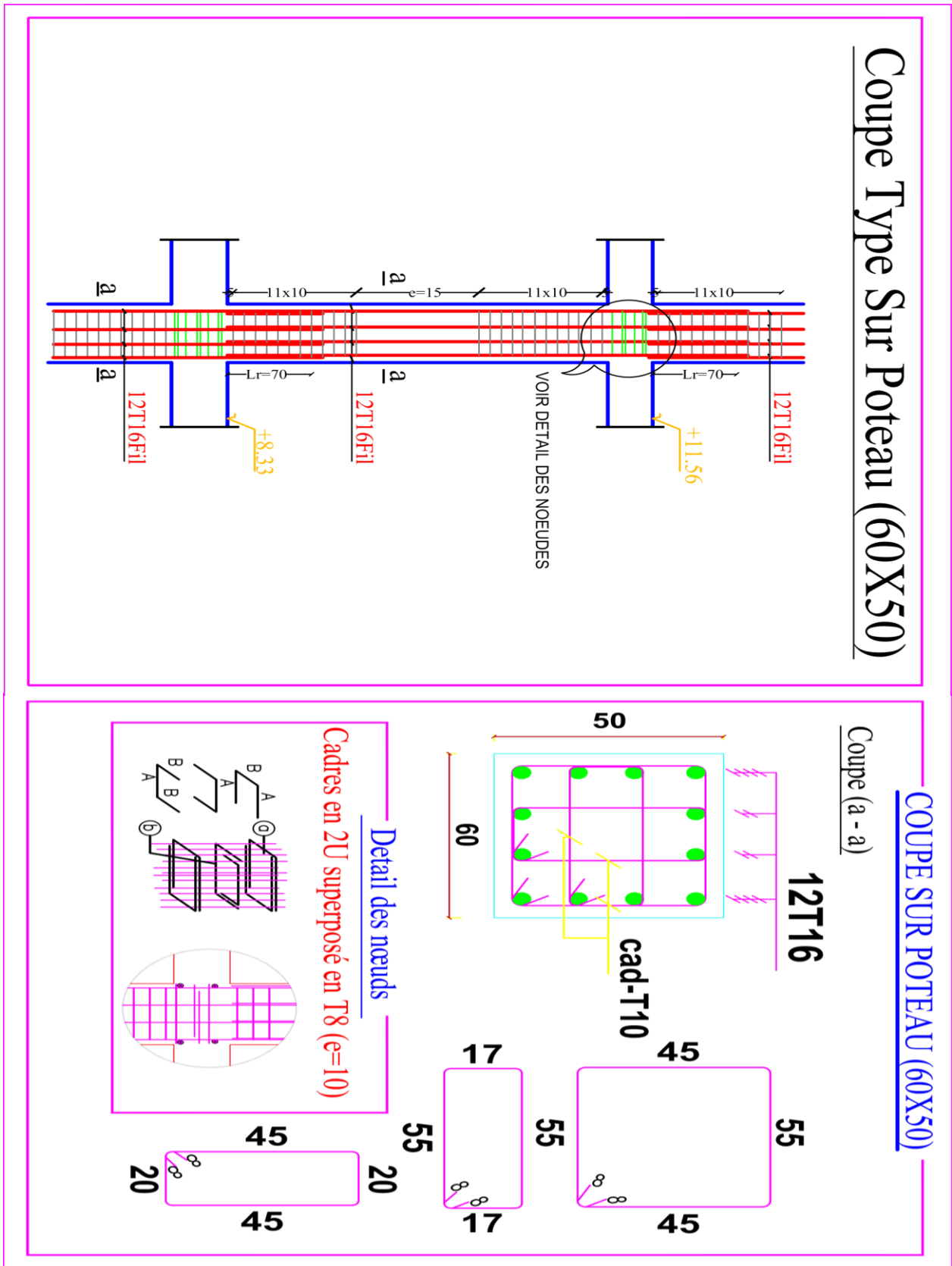


Figure V.8: Schéma de ferrailage des poteaux (60x50)

Chapitre V : Calcul des éléments structuraux

V.5.7 Ferrailage d'un poteau 50x50 :

Les efforts internes ont été extraits directement à l'aide du logiciel ETABS, d'où les résultats suivants :

Tableau V.17: Les sollicitations maximale sur les poteaux (50x50)

Combinaison	N	ELU			G + Q ± E			0,8G ± E		
		N(KN)	M(KN.m)	V(KN)	N(KN)	M(KN.m)	V(KN)	N(KN)	M(KN.m)	V(KN)
<i>N_{max} et M_{cor}</i>	1	891,4	11,73	7,6	778,3	32,47	20,5	577,6	28,54	18
<i>N_{ser} et M_{ser}</i>		649	8,52		637,6	9,96		637,6	9,96	
<i>N_{min} et M_{cor}</i>	2	326,3	10,24	8	65,3	15,24	14,9	5	16,05	15,9
<i>N_{ser} et M_{ser}</i>		239,2	7,53		239,2	7,53		253,4	7,51	
<i>N_{cor} et M_{max}</i>	3	726,2	27,58	17,6	217,7	79,39	49,8	107,4	73,25	45,9
<i>N_{ser} et M_{ser}</i>		530,2	20,12		514,1	42,52		365,9	18,44	

Tableau V.18: Tableau récapitulatif des paramètres de calcul et de la section d'armatures obtenue selon les différentes combinaisons des charges pour les poteaux 50x50

Combinaison	ELU			G + Q ± E			0,8G ± E		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3
<i>N</i>									
<i>e</i>	4,44	6,32	6,94	7,25	26,52	39,30	8,02	324,18	71,33
<i>e_{NC}</i>	7,91	8,20	8,00	8,07	8,31	8,27	8,14	8,33	8,30
<i>section</i>	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.P.C	S.P.C	S.E.C	S.P.C	S.P.C
<i>M_u fictif</i>	/	/	/	/	0,030	0,129	/	0,017	0,098
<i>μ</i>	/	/	/	/	0,016	0,069	/	0,009	0,052
<i>A_s fictif</i>	/	/	/	/	5,43	10,90	/	4,69	9,19
<i>A_s</i>	0	0	0	0	3,80	5,45	0	4,57	6,51

V.5.7.1 Vérifications nécessaires :

Tableau V.19: Vérification des armatures longitudinales (poteau 50x50)

Poteau	A_s (cm ²)	$A_{s\ min}$ RPA(cm ²)	$A_{s\ max}$ RPA(cm ²)	courante recouvrement		Le choix	$A_{s\ adopté}$ (cm ²)
50x50	6,51	20	100	150		4HA16+8HA14	20,36

Chapitre V : Calcul des éléments structuraux

Tableau V.20: Vérification de l'effort tranchant à l'ELU (poteau 50x50)

<i>Poteau</i>	V_u (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	<i>Observation</i> $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
50x50	49,80	0,221	3,26	C V

Tableau V.21: Vérification des contraintes à ELS (poteau 50x50)

<i>Poteau</i>	y_{ser} (m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	<i>Observation</i>
50x50	0,486	0,0192	4,15	15	C V

V.5.7.2 Calcul des armatures transversales :

Tableau V.22: Espacement et les armatures transversales (poteau 50x50)

<i>Poteau</i>	<i>Espacement</i> (cm)		h' (cm)	A_t (cm ²)		<i>Le choix</i>	A_s adopté (cm ²)
	<i>Zone nodale</i>	<i>Zone courante</i>		<i>Zone nodale</i>	<i>Zone courante</i>		
50x50	10	15	100	2,75	4,125	6HA10	4,71

V.5.7.3 Schéma de ferrailage :

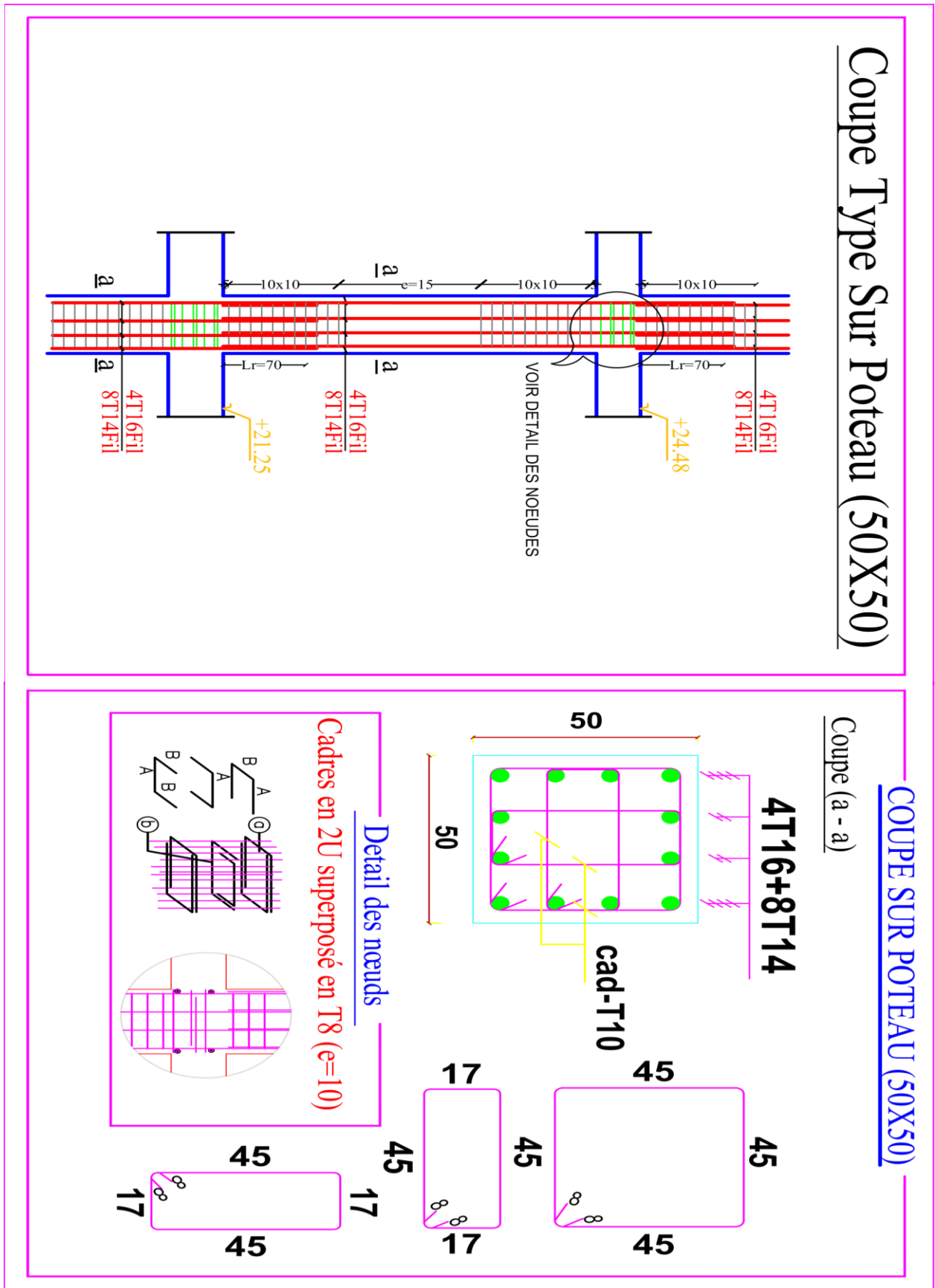


Figure V.9: Schéma de ferrailage des poteaux (50x50)

V.6 Ferrailage des voiles :

Les voiles porteurs sont des éléments structuraux soumis généralement à deux types principaux d'actions : les charges verticales, comprenant les charges permanentes et les surcharges, ainsi que les actions horizontales dues aux séismes.

Ces sollicitations engendrent des efforts internes tels que les efforts normaux, les moments fléchissant et les efforts tranchants.

Chaque voile est alors considéré comme un élément soumis à la flexion composée avec effort tranchant, et doit être dimensionné conformément aux prescriptions du RPA99.

Afin d'assurer que le voile puisse résister efficacement à l'ensemble des sollicitations appliquées, il est impératif de prévoir un ferrailage complet, comprenant :

- ✗ des armatures verticales, pour résister aux efforts normaux et aux moments fléchissant.
- ✗ des armatures horizontales, pour assurer la cohésion du béton et limiter la fissuration.
- ✗ et des armatures transversales (étriers ou cadres), pour renforcer la résistance au cisaillement et assurer le bon comportement tridimensionnel de l'élément.

V.6.1 Spécifications pour le ferrailage des voiles :

- Dans notre cas, seuls les voiles les plus sollicités seront ferrillés, notamment dans les situations de chargement exceptionnelles (ELA $\rightarrow G+Q+E$, $0,8G\pm E$).
- Le calcul se fait à la flexion composée.

V.6.2 Les recommandations exigées par le RPA99/Version2003 :

a) Acier verticaux (art.7.7.4.1) :

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de **0,20%**.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à **0,20%** de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile, Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à **15 cm**.

b) Acier horizontaux (art.7.7.4.2) :

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .
- Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

c) Règles communes (art.7.7.4.3) :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - * Globalement dans la section du voile 0,15 %
 - * En zone courante 0,10 %
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :
 - * $S \leq 1,5 a$
 - * $S \leq 30cm$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser **1/10** de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - * 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - * 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
 - * Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V}{f_e} \quad (\text{V. 7})$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.6.3 Principes de dimensionnement des linteaux :

Les linteaux (figure V.10) sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M, V) On devra disposer (figure V.11) :

- ☑ des aciers longitudinaux de flexion (A_l).
- ☑ des aciers transversaux (A_t) ;
- ☑ des aciers en partie courante (aciers de peau) (A_c) ;
- ☑ des aciers diagonaux (A_D) si nécessaires.

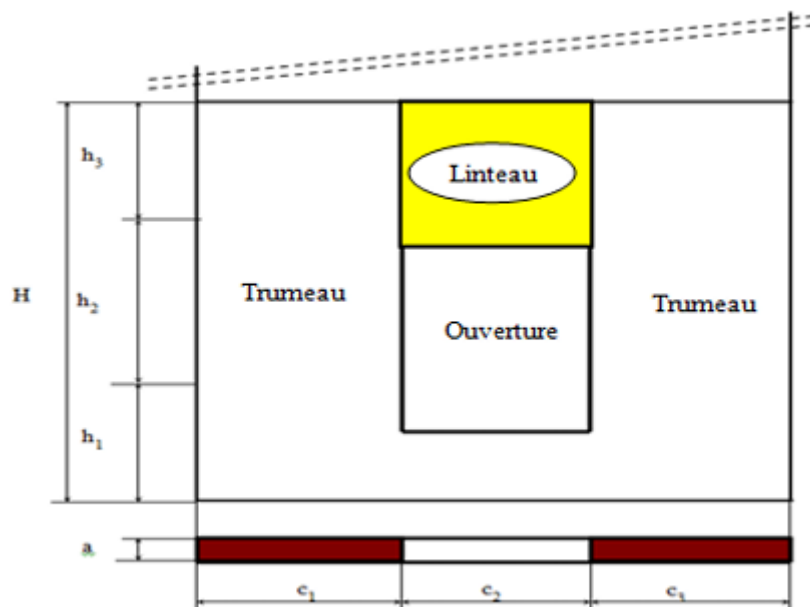


Figure V.11: Représentation du linteau dans un voile avec ouverture [8]

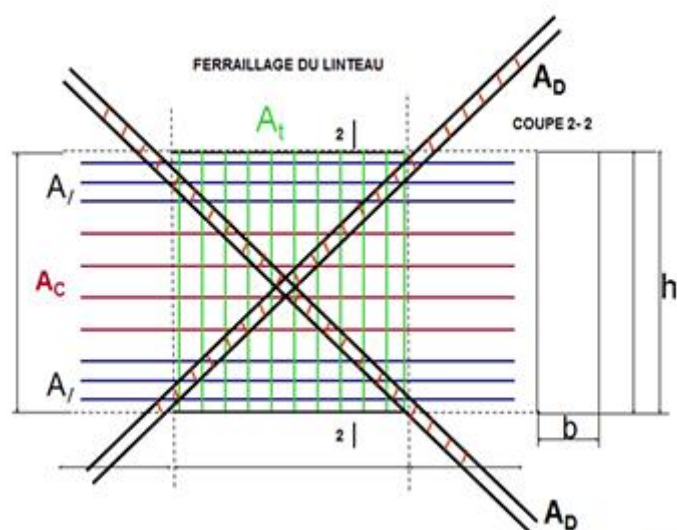


Figure V.10: Disposition des armatures nécessaire dans le linteau [8]

V.6.4 Disposition :

Le ferrailage des voiles adopte la configuration suivante, en particulier en ce qui concerne la disposition des armatures verticales.

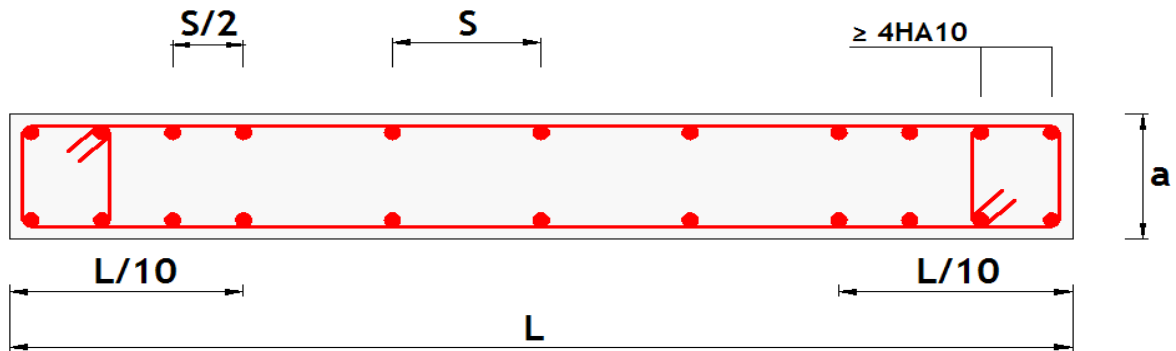


Figure V.12: Disposition des armatures verticales dans les voiles [8]

Le plan de repérage des voiles comme suite :

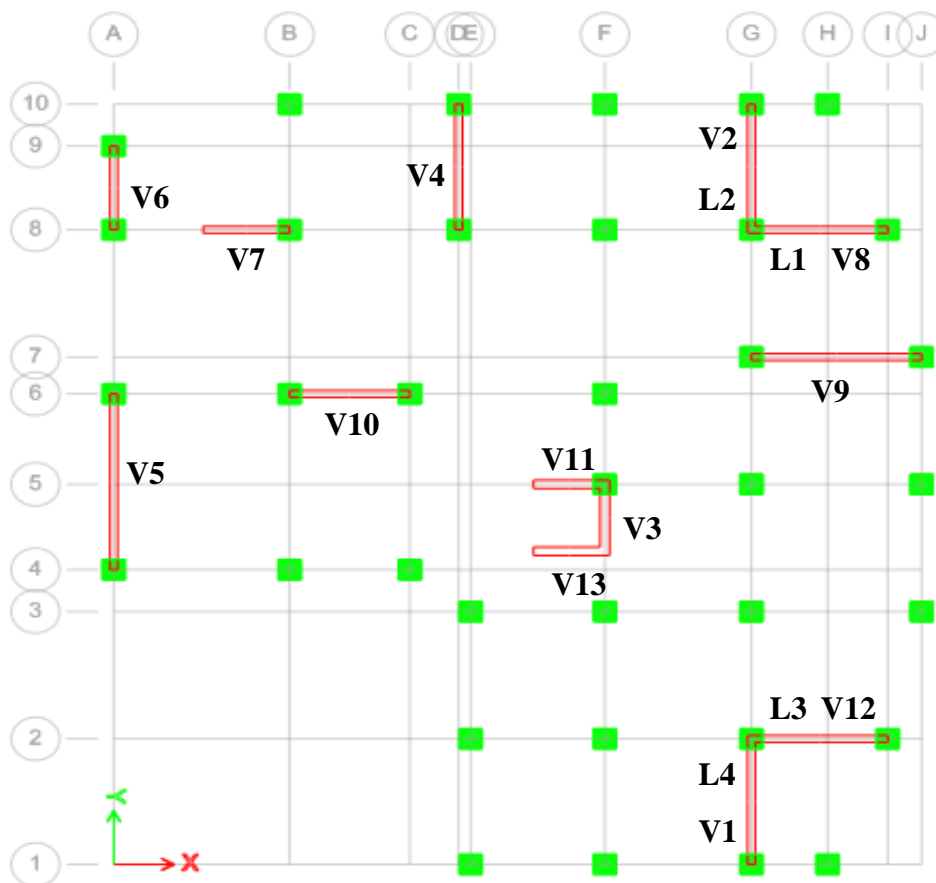


Figure V.13: plan de repérage des voiles

V.6.5 Calcul des voiles par la méthode des contraintes :

Le calcul des voiles par la méthode des contraintes permet de vérifier leur résistance face aux efforts internes (N, M, V), en assurant que les contraintes ne dépassent pas les limites admissibles du matériau, selon les normes en vigueur.

La méthode consiste à établir le diagramme des contraintes en se basant sur les sollicitations les plus critiques, en appliquant la formule appropriée :

$$\sigma = \frac{N}{B} \pm \frac{M}{I} y \quad (\text{V. 8})$$

avec :

- * N : effort normal appliqué
- * M : moment fléchissant appliqué
- * I : moment d'inertie du voile
- * y : bras de levier du voile

V.6.6 Sollicitations de calcul :

Les efforts internes ont été extraits directement à l'aide du logiciel ETABS, d'où les résultats suivants :

Tableau V.23: Les sollicitations maximale sur le voile le plus sollicité V5

<i>Sollicitations</i>	<i>Combinaison</i>	<i>N(KN)</i>	<i>M(KN.m)</i>	<i>V(KN)</i>
<i>N_{max} et M_{cor}</i>	<i>G+Q+E</i>	2335,5	1316,69	238,5
<i>N_{min} et M_{cor}</i>	<i>0,8G±E</i>	1190,2	792,99	231,6
<i>N_{cor} et M_{max}</i>	<i>G+Q+E</i>	1976,4	5766,15	670,1

V.6.7 Exemple de calcul d'un voile V5 :

Les données de base :

$$= 5766,15 \text{ KN.m} ; N_{cor} = 1976,4 \text{ KN} ; e = 0,20 \text{ m} ; L = 5,65 \text{ m} ; y = \frac{L}{2} = 2,83 \text{ m}$$

$$B = 0,20 \times 5,65 = 1,13 \text{ m}^2 ; I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0,2 \times 5,65^3}{12} = 3,006 \text{ m}^4$$

V.6.7.1 Justification de la stabilité de forme (résistance au flambement) :

D'après le CBA(Art B.8.4.1) :

$$N_u \leq N_{u,lim} = \alpha \left(\frac{Br f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{As f_e}{\gamma_s} \right)$$

Chapitre V : Calcul des éléments structuraux

Tableau V.24: Caractéristiques géométriques du voile V5

<i>La section réduite du voile</i> $Br = L \times (e - 0,02)$	$5,65 \times 0,18 = 1,017 \text{ m}^2$
<i>Longueur de flambement</i> $l_f = 0,8 \times l_0$	$0,8 \times (3,40 - 0,35) = 2,44 \text{ m}$
<i>Moment d'inertie</i> $I = \frac{L \times e^3}{12}$	$\frac{5,65 \times 0,2^3}{12} = 0,00377 \text{ m}^4$
<i>Rayon de giration</i> $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$	$\sqrt{\frac{0,00377}{5,65 \times 0,2}} = 0,058 \text{ m}$
<i>L'élançement</i> $\lambda = \frac{l_f}{i}$	$\frac{2,44}{0,058} = 42,26$
<i>Coefficient</i> $\alpha \rightarrow \lambda \leq 50 \rightarrow \alpha = \frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30}\right)^2}$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{42,26}{30}\right)^2} = 0,465$
<i>Section d'acier minimale</i> $A_s = 0,15\% \times B$	$\frac{0,15 \times 1,13}{100} = 16,95 \text{ cm}^2$
$N_{u,lim}$	9,04 MN
<i>L'effort normal revenant de l'Etabs (ELU):</i> N_u	2,84 MN
$N_u \leq N_{u,lim}$	Condition vérifiée

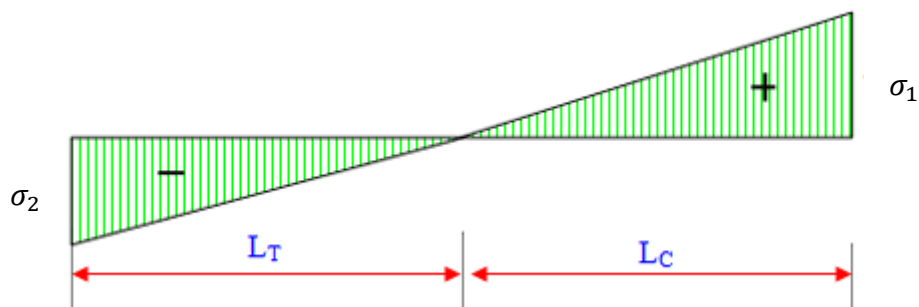
V.6.7.2 Calcul des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} y = \frac{1,9764}{1,13} + \frac{5,76615 \times 2,83}{3,006} = 7,17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} y = \frac{1,9764}{1,13} - \frac{5,76615 \times 2,83}{3,006} = -3,67 \text{ MPa}$$

$\sigma_1 > 0$ et $\sigma_2 < 0$, donc la section est partiellement comprimée.

On Calcul la longueur de la zone de traction.



La longueur de la zone comprimée:

$$L_c = L \times \frac{|\sigma_1|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 5,65 \times \frac{7,17}{7,17 + 3,67} = 3,74 \text{ m}$$

Longueur de la zone tendue :

$$L_t = L - L_c = 5,65 - 3,74 = 1,91 \text{ m}$$

Largeur de la bande verticale:

$$d \leq \min \left(\frac{h}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right) = \min \left(\frac{3,05}{2} ; \frac{2}{3} \times 3,74 \right) = \min (1,52 ; 2,94) = 1,52 \text{ m}$$

$$d_2 = 1,91 - 1,52 = 0,39 \text{ m}$$

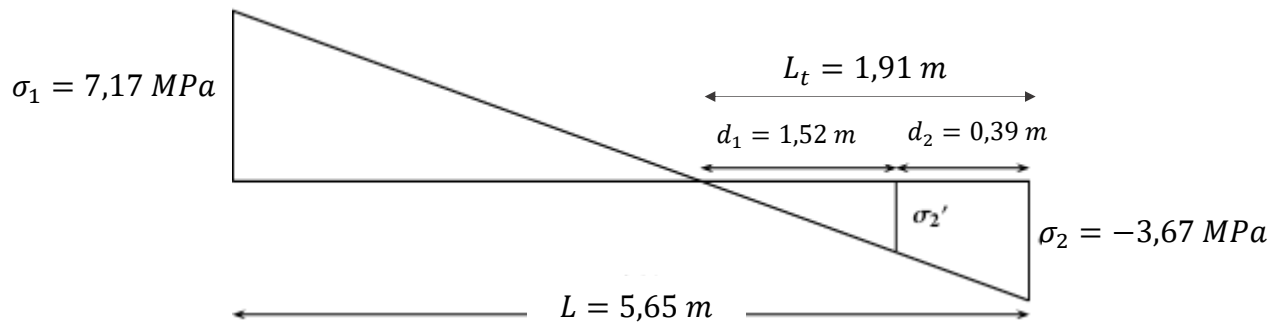


Figure V.14: Diagramme des contraintes du voile

Calcul de la contrainte σ'_2 :

$$\tan(\alpha) = \frac{\sigma_2}{L_t} = \frac{\sigma'_2}{d - 2} \Rightarrow \tan(\alpha) = \frac{3,67}{1,91} = 1,92$$

$$\sigma'_2 = \tan(\alpha) \times (d_1 - 2) = 1,92 \times (1,52 - 2) = -0,91 \text{ MPa}$$

Contraintes de traction moyennes :

$$\sigma_{moy1} = \frac{\sigma_2 + \sigma'_2}{2} = \frac{3,67 + 0,91}{2} = 2,29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy2} = \frac{\sigma'_2 + 0}{2} = \frac{0,91 + 0}{2} = 0,46 \text{ MPa}$$

Efforts de traction moyens :

$$N_{t1} = \sigma_{moy1} \times e \times d_1 = 2,29 \times 0,2 \times 1,52 = 0,70 \text{ MN}$$

$$N_{t2} = \sigma_{moy2} \times e \times d_2 = 0,46 \times 0,2 \times 0,39 = 0,04 \text{ MN}$$

Section d'acier :

$$A_{s1} = \frac{N_{t1}}{f_{st}} = \frac{0,70}{400} = 0,00175 \text{ m}^2 = 17,50 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = \frac{N_{t2}}{f_{st}} = \frac{0,04}{400} = 0,00009 \text{ m}^2 = 0,88 \text{ cm}^2$$

Section totale :

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 18,38 \text{ cm}^2$$

Chapitre V : Calcul des éléments structuraux

Tableau V. 25: Vérification des armatures longitudinales (voile V5)

Voile	A_s (cm ²)	$A_{s \text{ min RPA}}(\text{cm}^2)$			Le choix	$A_{s \text{ adopté}}(\text{cm}^2)$
		Zone tendu $0,20\%L_t \times e$	Courante $0,10\%L \times e$	Globale $0,15\%L \times e$		
V5	18,38	7,65	11,30	16,95	2(10HA12)	22,62

Espacement :

$$S_t = \min(1,5e ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend : } S_t = 20 \text{ cm}$$

V.6.7.3 Calcul des armatures transversals :

a) Vérification de la contrainte limite de cisaillement :

D'après le RPA (Art 7.7.2) :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{1,4V_u}{b_0 \times d} \tag{V. 9}$$

avec :

- * b_0 : Epaisseur du voile
- * d : Hauteur utile = $0,9h = 0,9 \times 5,65 = 5,09 \text{ m}$
- * h : Hauteur totale de la section brute.

On aura donc :

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 670,1 \times 10^{-3}}{0,20 \times 5,09} = 0,98 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,98 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

On calcul à présent la section d'armature transversal :

D'après le BAEL91 (Art A.5.1.23) :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau - 0,3f_{tj} \times K}{0,8f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \tag{V. 10}$$

- * τ : Contrainte tangente conventionnelle.

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{670,1 \times 10^{-3}}{0,20 \times 5,09} = 0,70 \text{ MPa}$$

En flexion composée avec compression donc la valeur de K comme suite :

$$K = 1 + \frac{3N_u}{B \times f_{c28}} = 1 + \frac{3 \times 2,84}{3,006 \times 25} = 1,11$$

- * α : Angle d'inclinaison des armatures ransversals $\alpha = 90^\circ$

$$A_t \geq \frac{(\tau - 0,3f_{tj} \times K)b_0 \times S_t}{0,8f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} = \frac{(0,70 - 0,3 \times 2,1 \times 1,11)0,20 \times 0,20}{0,8 \times 400 \times 1} = 8,75 \times 10^{-8} \text{ m}^2$$

Donc $A_t \approx 0 \text{ cm}^2$, on adopte la section minimale.

Pour une bande de 1ml :

$$A_{t-\min} = 0,15\% \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte un ferrailage en HA8 avec un espacement de 20 cm, soit une section d'acier de $2(6HA8 = 6,03 \text{ cm}^2)$.

Remarque :

D'après le RPA le ferrailage sera fait en double nappes d'armatures qui doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré et dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

V.6.8 Calcul du ferrailage du linteau 2 pour le voile V2 :

Les données de base :

$$V_{max} = 553,7 \text{ KN} ; e = b_0 = b = 0,20 \text{ m} ; l = 0,90 \text{ m} ; h = 1,03 \text{ m}$$

Contrainte limite de cisaillement :

$$\tau_b = \frac{1,4V_u}{b_0 \times d} = \frac{1,4 \times 553,7 \times 10^{-3}}{0,20 \times 0,9 \times 1,03} = 4,18 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$
$$\tau_b = 4,18 \text{ MPa} > 0,06 \times f_{c28} = 0,06 \times 25 = 1,5 \text{ MPa}$$

Il s'agit donc du deuxième cas, correspondant à la condition $\tau_b > 0,06 \times f_{c28}$

N.B. :

Dans ce cas, il y a lieu de disposer le ferrailage longitudinal (supérieur et inférieur), transversaux et en zone courante (armature de peau) suivant minimum réglementaires, les armatures en diagonale sont obligatoires.

Armatures en diagonals :

$$t_g \alpha = \frac{h - 2d'}{l} = \frac{103 - 2 \times 2,5}{90} = 1,09 \Rightarrow \alpha = 47,44^\circ$$
$$A_D = \frac{V}{2 \times f_e \times \sin \alpha} = \frac{553,7 \times 10^{-3}}{2 \times 400 \times \sin(47,44)} = 9,40 \text{ cm}^2$$

$$A_{D-\min} = 0,15\% b \cdot h = 0,0015 \times 20 \times 103 = 3,09 \text{ cm}^2$$

$$A_D = 9,40 \text{ cm}^2 > A_{D-\min} = 3,09 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_D = (6T16) = 12,06 \text{ cm}^2$$

Espacement exigé par le RPA :

$$\text{On prend des cadre de : } HA8 \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

Chapitre V : Calcul des éléments structuraux

Armatures longitudinales :

$$A_l = A'_l \geq 0,0015 \times b \cdot h = 0,0015 \times 20 \times 103 = 3,09 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_l = A'_l = (4 \text{ T12}) = 4,52 \text{ cm}^2$

Armatures transversales :

$$\tau_b = 4,18 \text{ MPa} > 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa}$$

D'après le RPA on a : $A_t \geq 0,25\% b \cdot s = 0,0025 \times 20 \times 20 = 1 \text{ cm}^2$

On choisit : HA8.

Armature de peau (section courante):

$$A_c \geq 0,2\% b \cdot h = 0,0020 \times 20 \times 103 = 4,12 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_c = 2(3 \text{ T12}) = 4,71 \text{ cm}^2$

V.6.9 Résultat de calcul des autres voiles :

Selon la même méthodologie adoptée précédemment, l'analyse des autres voiles a été effectuée. Les caractéristiques géométriques ainsi que les résultats relatifs aux sollicitations et au ferrailage sont synthétisées dans les tableaux ci-après :

Tableau V.26: Vérification de la résistance au flambement

<i>Voile</i>	V3	V4	V6	V7	V9	V10	V11	V13
<i>L (m)</i>	2,10	4,15	2,90	2,60	4,97	3,65	1,90	1,90
<i>e (m)</i>	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
<i>α</i>	0,465	0,465	0,465	0,465	0,465	0,465	0,465	0,465
<i>Br (m²)</i>	0,378	0,747	0,522	0,468	0,8946	0,657	0,342	0,342
<i>As (cm²)</i>	6,3	12,45	8,7	7,8	14,91	10,95	5,7	5,7
<i>N_(u,lim) (MN)</i>	3,36	6,64	4,64	4,16	7,95	5,84	3,04	3,04
<i>N_u (MN)</i>	0,96	2,99	1,27	1,85	3,17	2,80	0,79	0,80
<i>observation</i>	CV	CV	CV	CV	CV	CV	CV	CV

Chapitre V : Calcul des éléments structuraux

Tableau V.27: Calcul des contraintes et nature de la section et Choix des armatures longitudinales

<i>Voile</i>	V3	V4	V6	V7	V9	V10	V11	V13
M_{max} (MN.m)	0,72	2,49	0,95	1,04	5,01	2,20	0,64	0,66
N_{cor} (MN)	0,59	2,14	0,79	0,96	2,17	2,01	0,09	0,03
B (m ²)	0,42	0,83	0,58	0,52	0,994	0,73	0,38	0,38
I (m ⁴)	0,154	1,191	0,406	0,293	2,046	0,810	0,114	0,114
σ_1 (MPa)	6,30	6,92	4,77	6,47	8,27	7,72	5,55	5,61
σ_2 (MPa)	-3,50	-1,75	-2,03	-2,80	-3,91	-2,20	-5,09	-5,44
<i>Nature de section</i>	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
L_c (m)	1,35	3,31	2,03	1,82	3,37	2,84	0,99	0,96
L_t (m)	0,75	0,84	0,87	0,78	1,60	0,81	0,91	0,94
A_s (m ²)	6,57	3,67	4,40	5,49	15,59	4,46	11,55	12,73
$0,20\%L_t \times e$	3,00	3,35	3,46	3,14	6,38	3,24	3,63	3,74
$0,10\%L \times e$	4,20	8,30	5,80	5,20	9,94	7,30	3,80	3,80
$0,15\%L \times e$	6,30	12,45	8,70	7,80	14,91	10,95	5,70	5,70
<i>Le choix</i>	2(5HA12)	2(5HA12)	2(5HA12)	2(5HA12)	2(9HA12)	2(5HA12)	2(6HA12)	2(6HA12)
A_s adopté (cm ²)	11,31	11,31	11,31	11,31	20,36	11,31	13,57	13,57
S_t	20	20	20	20	20	20	20	20

Tableau V.28: Vérification de la contrainte limite de cisaillement

<i>Voile</i>	V3	V4	V6	V7	V9	V10	V11	V13
V_u (KN)	260	462	242	271	834	530	187	197
τ_b (MPa)	0,96	0,87	0,65	0,81	1,31	1,13	0,77	0,81
$\bar{\tau}_b$ (MPa)	5	5	5	5	5	5	5	5
<i>observation</i>	CV	CV	CV	CV	CV	CV	CV	CV

Chapitre V : Calcul des éléments structuraux

On adopte un ferrailage transversales et un espacement fixé pour tous les voiles :

- Diamètre en HA8 avec un espacement de 20 cm

V.6.10 Résultat de calcul des autres linteaux :

L'étude des linteaux a été menée conformément à la méthodologie décrite précédemment. Les paramètres géométriques, les sollicitations maximales ainsi que les armatures nécessaires ont été déterminés pour chaque linteau. Le tableau ci-dessous présente une synthèse des résultats obtenus, incluant les valeurs des efforts tranchants, les contraintes admissibles, ainsi que les sections d'aciers proposées :

Tableau V.29: Résumé des caractéristiques géométriques et des résultats de ferrailage des linteaux

<i>Linteau</i>	<i>Linteau 4 (VI)</i>	<i>Linteau 3 (VI2)</i>	<i>Linteau 1 (V8)</i>
V_{max} (KN)	442,1	658,9	609,4
e (m)	0,20	0,20	0,20
l (m)	0,90	1,20	1,20
h (m)	1,03	1,20	1,20
τ_b (MPa)	3,34	4,27	3,95
$0,06 \times f_{c28}$ (MPa)	1,50	1,50	1,50
<i>Cas</i>	deuxième cas	deuxième cas	deuxième cas
A_D (cm ²)	7,50	11,90	11,01
A_{D-min} (cm ²)	3,09	3,6	3,6
<i>Le choix</i>	(6T14) = 9,24 cm ²	(6T16) = 12,06 cm ²	(6T16) = 12,06 cm ²
$A_l \geq 0,15\%b \cdot h$ (cm ²)	3,09	3,6	3,6
<i>Le choix</i>	(4T12) = 4,52 cm ²	(4T12) = 4,52 cm ²	(4T12) = 4,52 cm ²
A_t (cm ²)	1	1	1
$A_c \geq 0,2\% b \cdot h$ (cm ²)	4,12	4,80	4,80
<i>Le choix</i>	2(3 T10) = 4,71 cm ²	2(3 T10) = 4,71 cm ²	2(3 T10) = 4,71 cm ²

V.6.11 Schéma de ferrailage :

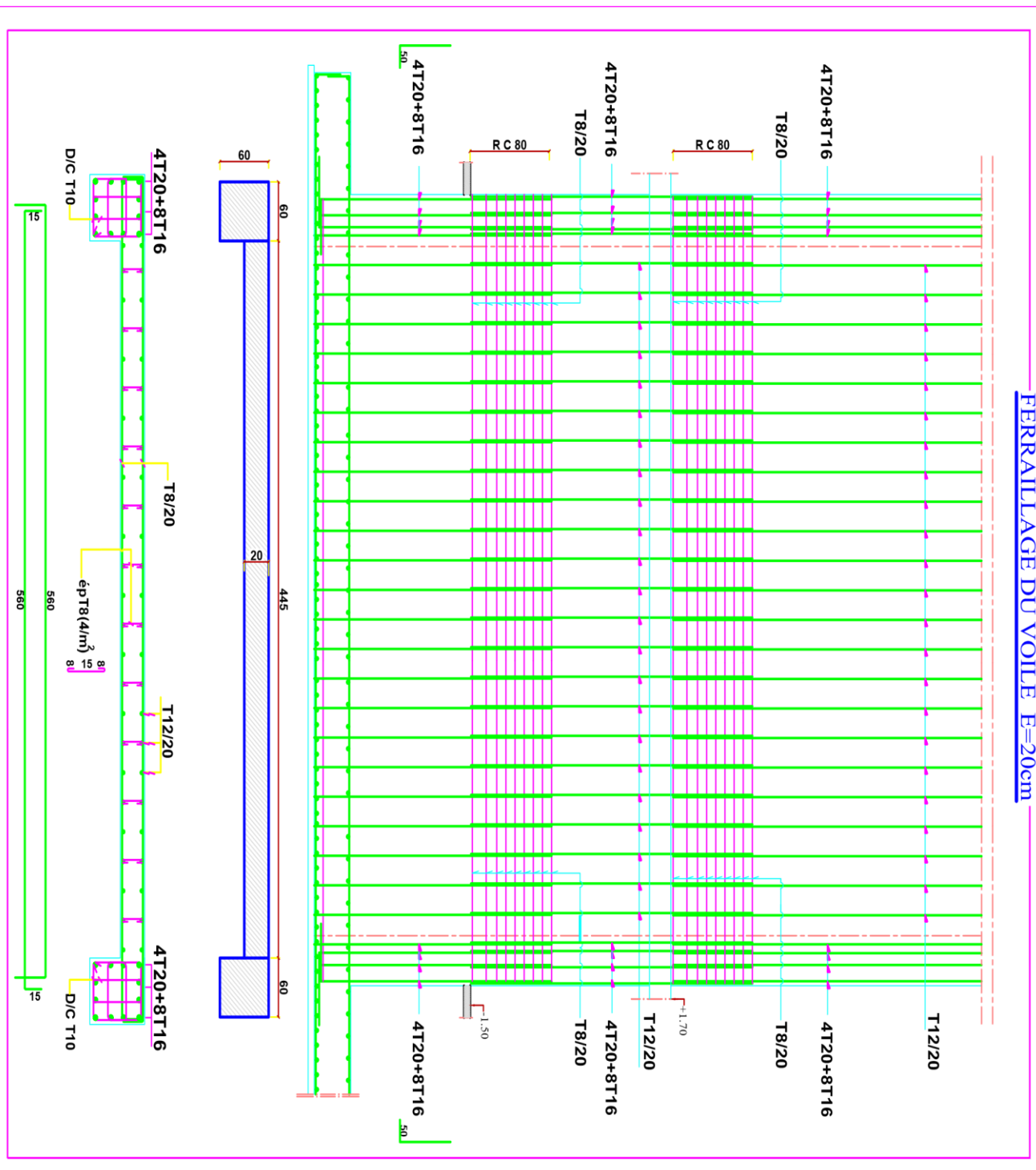


Figure V.15: Schéma de ferrailage et coffrage du voile

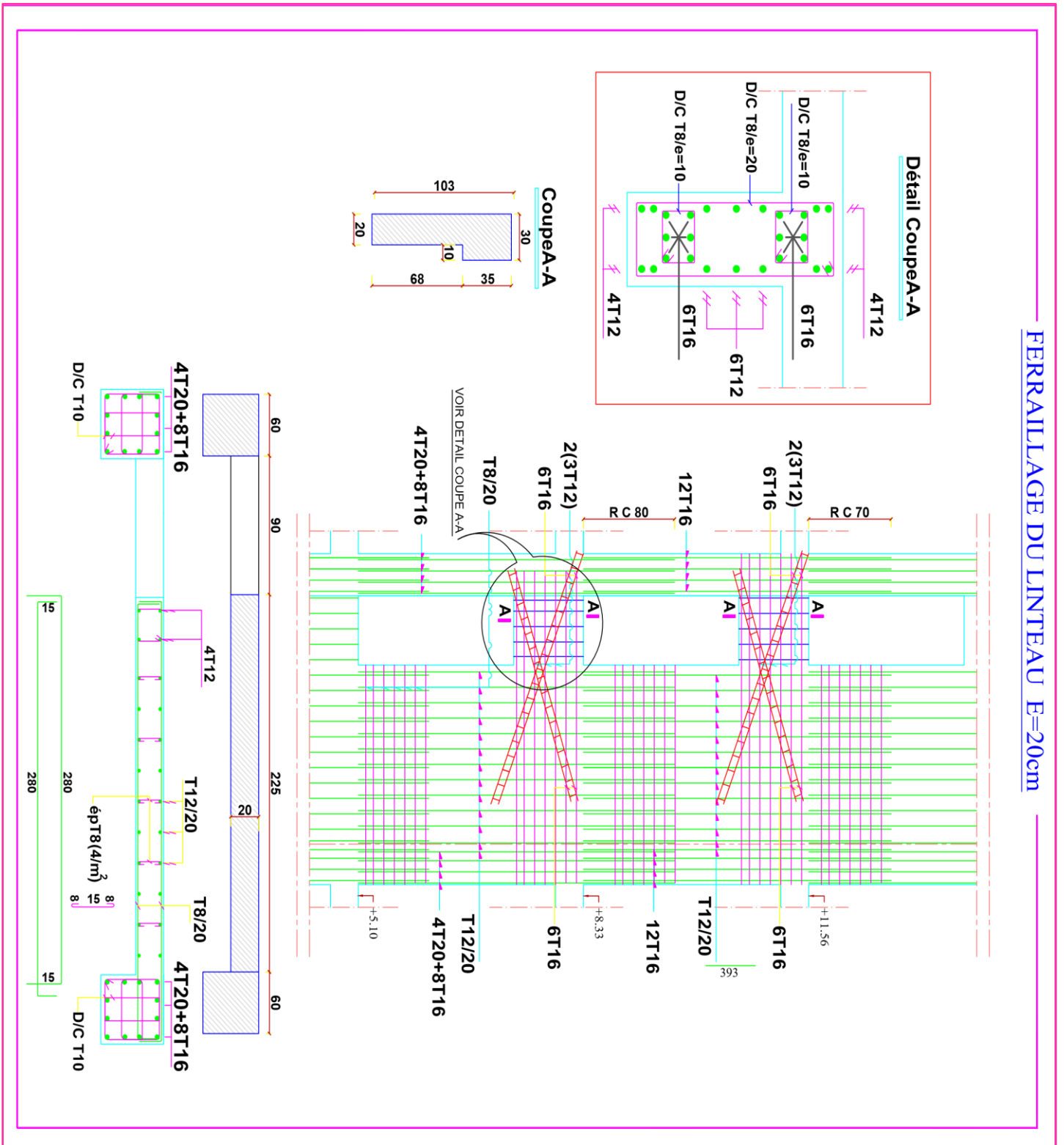


Figure V.16: Schéma de ferrailage et coffrage du linteau

V.7 Conclusion :

En somme, le calcul des éléments structuraux constitue une étape fondamentale dans toute étude de projet. Il permet non seulement d'assurer la stabilité, la sécurité et la durabilité de l'ouvrage, mais aussi d'optimiser les dimensions et les matériaux en fonction des sollicitations auxquelles chaque élément est soumis.

Dans ce chapitre, nous avons présenté les principes de base et les méthodes de calcul couramment utilisées, tout en respectant les normes et règlements en vigueur, notamment le RPA, le BAEL et le CBA.

Chapitre VI :
Étude de
l'infrastructure

VI.1 Introduction :

On appelle l'infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges engendrées par la superstructure, soit directement (Cas des semelles isolées, des semelles filantes ou encore des radier) soit par l'intermédiaire d'autres organes (Cas des semelles sur pieux).

VI.2 Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- ✗ La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 1,5 \text{ bars}$.
- ✗ Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.
- ✗ Site classé comme un site meuble S3.
- ✗ Ancrage des fondations : $Z = 3 \text{ m}$

VI.3 Etude des fondations :

On appelle fondations, la base de l'ouvrage qui se trouve en contact direct avec le terrain d'assise et qui a pour rôle de transmettre à celui-ci toutes les charges et les surcharges supportées par cet ouvrage.

Les fondations doivent assurées deux fonctions essentiellement :

- ✗ reprendre les charges et les surcharges supporté par la structure.
- ✗ transmettre ces charges et surcharges au sol dans des bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Les fondations doivent être en équilibre sous :

- ✗ les sollicitations dues à la superstructure.
- ✗ les sollicitations dues au sol.

VI.3.1 Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- ✗ Capacité portante du sol (σ_{sol}).
- ✗ Charges qui leur sont transmises.
- ✗ Profondeur du bon sol.
- ✗ L'aspect économique.
- ✗ Facilité d'exécution (coffrage).

VI.3.2 Justification pour le choix des fondation :

a) Semelles isolées :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_{ser}}{A \times B} \Rightarrow A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \quad (VI.1)$$

Avec :

- * A, B : La longueur et la largeur de la semelle respectivement.
- * N_{ser} : Charge à l'ELS appliquée en tête de la semelle.

Afin de dimensionner la surface nécessaire des fondations sous les charges verticales à l'état limite de service (ELS), nous nous basons sur les résultats fournis par le logiciel, en retenant la charge appliquée au poteau le plus sollicité.

$$N_{ser} = 1730,30 \text{ KN}$$

$$\text{avec : } \frac{a}{b} = \frac{A}{B} = 1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{1730,30}{150}} = 3,40 \text{ m}$$

$$\text{Pour (36 Poteau / étage) : } S_{semelle} = 36 \times 3,4^2 = 416,16 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment, notée $S_{batiment}$, sera extraite à partir du plan architectural en utilisant le logiciel AutoCAD, en exploitant certaines de ses fonctionnalités.

$$S_{batiment} = 420,63 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} \times 100 = \frac{416,16}{420,63} \times 100 = 98,94\% \geq 50\%$$

On en déduit que la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface du bâtiment

La distance minimale entre axes des poteaux est de 2,10 m (Distance insuffisante pour accueillir deux semelles isolées). Ce qui expose ces dernières au chevauchement. Ce type de fondation n'est donc pas approprié pour l'ouvrage en question. alors il faut opter pour des semelles filantes.

b) Semelle filante :

Il faut que :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_{ser}}{B \cdot L} \Rightarrow B \cdot L \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \quad (VI.2)$$

La somme des efforts normaux apportés par poteaux et voile à la base à ELS , On choisit la fille le plus sollicité " l'axe F ":

$$N_{ser} = \sum N_{ser i} = 1567,8 + 1477,7 + 1462,50 + 1443,70 + 1388,30 + 1116,70 + 1353,9$$

$$N_{ser} = 58396,6KN$$

$$B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{58396,6}{150 \times 23,10} = 16,85 \text{ m}$$

Donc ,il serait plus intéressant d'orienter notre choix vers un radier.

VI.3.3 Prédimensionnement du radier :

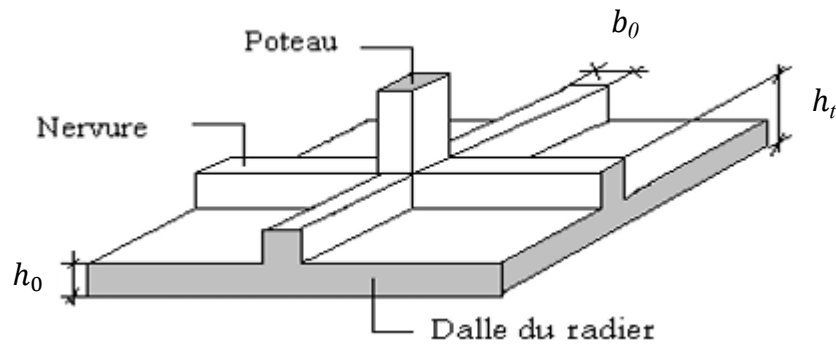


Figure VI.1: Radier nervuré

Le radier est assimilé à un plancher nervuré inversé soumis à la réaction du sol. Son Prédimensionnement doit satisfaire les conditions suivantes :

Pour le nervure qui une section en T, on a :

☑ **Epaisseur de la dalle du radier :**

$$\frac{L_{max}}{35} \leq h_0 \leq \frac{L_{max}}{30}$$

L_{max} : La plus grande portée de la dalle entre nus (460 cm)

$$\frac{460}{35} \leq h_0 \leq \frac{460}{30} \Rightarrow 13,14 \leq h_0 \leq 15,33 \rightarrow h_0 = 15 \text{ cm} , \text{ on adopte } h_0 = 50 \text{ cm}$$

☑ **Largeur de la nervure :**

$$b_0 \geq b_{poteau} \Rightarrow b_0 \geq 0,60 \text{ m} , \text{ On adopte } b_0 = 0,60 \text{ m}$$

☑ **Hauteur de la nervure :**

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{460}{10} = 46 \text{ cm} , \text{ on adopte } h_0 = 50 \text{ cm}$$

☑ **Calcul le débordement D :**

$$D \geq \max\left(\frac{h_0}{2} ; 30cm\right) = \max\left(\frac{50}{2} ; 30cm\right) = 30 \text{ cm}$$

Pour le débord, s'il y a possibilité de la réalisation, les règles de l'art préconise des largures entre 50cm et 150 cm, On prend un débord de 50 cm, cependant s'il est nécessaire d'augmenter cette valeur cela permis.

Chapitre VI : Étude de l'infrastructure

Afin que la répartition des contraintes sous le radier soit linéaire, il faut s'assurer que le radier est de type rigide, pour cela la hauteur totale " h_t " de la nervure doit satisfaire la condition de la longueur élastique :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e$$

* L_e : est la longueur élastique du radier telle que :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times b}}$$

* I : Inertie de la semelle

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

* E : Module d'élasticité différé du béton: $E_d = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818,87 \text{ MPa}$.

* b : Largeur du radier (bande de 1m).

* K : coefficient de raideur du sol, $K = 18 \text{ MPa/m}$ (sol de densité moyenne).

Afin de simplifier les calculs, on considère dans ce qui suit que la nervure a une section rectangulaire de largeur $b_0 = 0,60 \text{ m}$ et de hauteur h_t à déterminer comme suit :

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times 4,60^4}{E \times \pi^4}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 18 \times 4,60^4}{10818,87 \times 3,14^4}} = 0,72 \text{ m}$$

On adopte : $h_t = 100 \text{ cm}$

VI.3.4 Modélisation du radier sous ETABS :

Le calcul des efforts agissant sur le radier a été réalisé en modélisant ce dernier sous forme d'éléments de type plaque, reliés à des éléments linéaires représentant les nervures. Ces éléments sont sollicités par les réactions du sol, elles-mêmes résultant des efforts transmis depuis la superstructure à travers les poteaux et les voiles porteurs. Le sol a été modélisé sous forme d'appuis élastiques afin d'approximer son comportement réel. Cette modélisation a été effectuée à l'aide du logiciel ETABS, qui permet une analyse précise et efficace de ce type d'ouvrages.

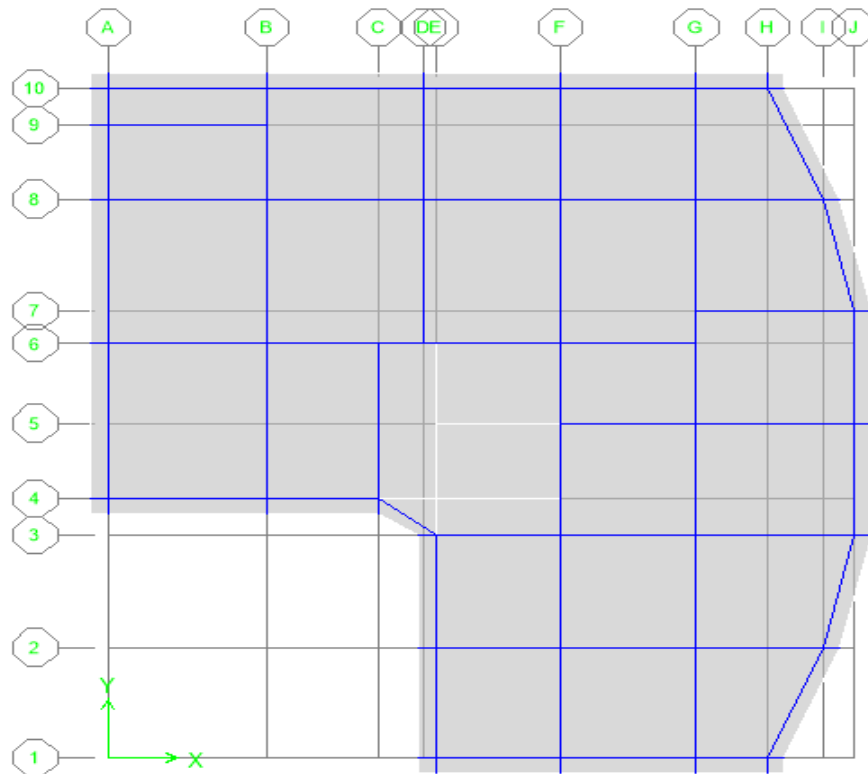


Figure VI.2: Représentation en plan du radier modélisé sous ETABS

VI.3.5 Vérifications réglementaires du radier :

a) Vérification au poinçonnement :

Il faut vérifier que :

$$N_u \leq 0,045 \times U_c \times h_r \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad (VI.3)$$

- * N_u : L'effort normal sur le poteau le plus sollicité (2377,21 KN).
- * U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.
- * h : épaisseur totale du radier.

$$U_c = 2 \times (a + b + 2h) = 2 \times (0,6 + 0,6 + 2 \times 1) = 6,4 \text{ m}$$

Donc :

$$N_u = 2,38 \text{ MN} \leq 0,045 \times 6,4 \times 0,5 \times \frac{25}{1,5} = 2,40 \text{ MN}$$

Donc le radier est stable vis-à-vis du risque du poinçonnement

b) Vérification de non soulèvement (effet de sous pression)

Il est indispensable de vérifier l'absence de soulèvement du bâtiment sous l'effet de la poussée hydrostatique. Pour cela, il convient de s'assurer que la condition suivante est respectée :

$$W_{\text{totale}} \geq F_s \times \gamma_w \times Z \times S_{\text{radier}}$$

$$S_{radier} = 451,325 \text{ m}^2$$

Avec :

- * W_{totale} : Poids propre total du bâtiment radier
- * F_s : Facteur de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($F_s = 1,5$)
- * γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$)
- * Z : Profondeur du bâtiment ($Z = 3 \text{ m}$)

$$W_{totale} = W_{bâtiment} + W_{radier}$$

$$W_{bâtiment} = 65064,5 \text{ KN}$$

$$W_{radier} = S_{radier} \times h \times \rho_{BA} = 451,325 \times 0,50 \times 25 = 5629,06 \text{ KN}$$

$$W_{totale} = 65064,5 + 5629,06 = 70693,56 \text{ KN}$$

$$W_{totale} = 70693,56 \text{ KN} \geq 1,5 \times 10 \times 3 \times 451,325 = 20309,63 \text{ KN}$$

Donc le radier est stable vis-à-vis du risqué de soulèvement.

VI.3.6 Détermination des charges et des surcharges :

$$\begin{cases} N = N_{radier} + N_{bâtiment} \\ N = G_{radier} + G_{remblai} + G_{nervure} + G_{bâtiment} + Q \end{cases}$$

$$G_{nervure} = S_{nervure} \times h \times \rho_{BA} = 0,6 \times 211,5 \times 0,5 \times 25 = 1586,25 \text{ KN}$$

$$G_{remblai} = V_{remblai} + \rho_{remblai} = (S_{radier} \times h_{terre} - V_{radier} - V_{nervure}) \times \rho_{remblai}$$

$$G_{remblai} = 18 \times ((451,325 \times 3) - (451,325 \times 0,5) - 0,6 \times 211,5 \times 0,5)$$

$$G_{remblai} = 19167,525 \text{ KN}$$

$$G_{bâtiment} = 57742,1 \text{ KN}$$

$$Q = 7322,4 \text{ KN}$$

$$N = 5629,06 + 19167,525 + 1586,25 + 57742,1 + 7322,4 = 91447,34 \text{ KN}$$

a) Vérification de la contrainte du sol sous la charge verticale :

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte maximale :

$$\sigma_{sous radier} = \frac{N}{S_{radier}} \leq 1,5 \bar{\sigma}$$

$$\sigma_{sous radier} = \frac{91447,34 \times 10^{-2}}{451,325} = 2,03 \text{ bars} \leq 1,5 \times 1,5 = 2,25 \text{ bars} \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

VI.3.7 Ferrailage du radier :

Le radier est calculé comme un plancher en dalle plein renversé et sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. Le ferrailage est déterminé pour le panneau le plus sollicité. Ce ferrailage est ensuite généralisé pour tout le reste du radier (tous les panneaux).

On distingue deux cas :

1^{er} cas :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} \leq 0,4 \dots \text{ la dalle travaille dans un seul sens}$$

2^{ème} cas :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} > 0,4 \dots \text{ la dalle travaille dans les deux sens}$$

Dans le sens de la petite portée :

$$M_x = \mu_x q L_x^2$$

Dans le sens de la grande portée :

$$M_y = \mu_y M_x$$

Voici la distribution des moments sur les différentes positions du panneau :

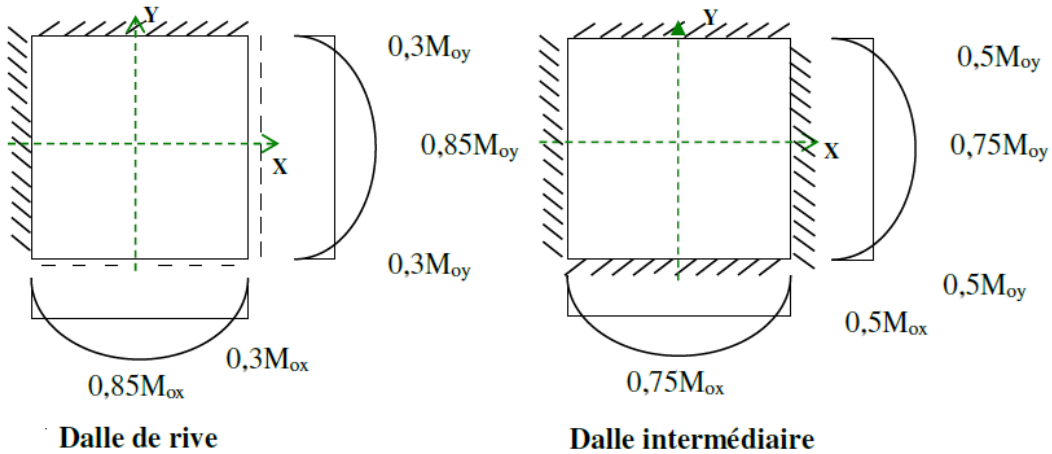


Figure VI.3: Distribution des moments sur le panneau de rive et intermédiaire

a) Identification du panneau le plus sollicité :

Pour le calcul on prend la dalle la plus sollicitée qui a pour dimension :

$$l_x = 400 \text{ cm} , l_y = 465 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{400}{465} = 0,86 \Rightarrow 0,4 \leq \alpha = 0,86 \leq 1$$

Les valeurs des coefficients μ_x, μ_y sont tirées du tableau (**Abaques de Pigeaud BAEL91 modifiée 99**) :

✘ ELU : $\mu_x = 0,0496$ $\mu_y = 0,7052$

✘ ELS : $\mu_x = 0,0566$ $\mu_y = 0,7932$

b) Évaluation des charges :

ELU:

$$q_u = \frac{1,35(G_{\text{radier}} + G_{\text{batiment}}) + 1,5Q}{S_{\text{radier}}} = \frac{1,35(5629,06 + 57742,1) + 1,5 \times 7322,4}{451,325}$$

$$q_u = 213,89 \text{ KN/m}^2$$

ELS:

$$q_{\text{ser}} = \frac{(G_{\text{radier}} + G_{\text{batiment}}) + Q}{S_{\text{radier}}} = \frac{(5629,06 + 57742,1) + 7322,4}{451,325}$$

$$q_{\text{ser}} = 156,64 \text{ KN/m}^2$$

à l'ELU:

$$M_{0x} = \mu_x q_u L_x^2 = 0,0496 \times 213,89 \times 4^2 = 169,74 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,7052 \times 169,74 = 119,70 \text{ KN.m}$$

Bonde de largeur de 1,00m parallèle à L_x :

En travée:

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 0,85 \times 169,74 = 144,28 \text{ KN.m}$$

Sur appuis:

$$M_{ax} = 0,3 M_{0x} = 0,3 \times 169,74 = 50,92 \text{ KN.m}$$

Tableau VI.1: Tableau récapitulatif des sollicitations du panneau

Panneau		M_o	M_t	M_a
ELU	Sens L_x	169,74	144,28	50,92
	Sens L_y	119,70	101,75	35,91
ELS	Sens L_x	141,85	120,58	42,56
	Sens L_y	112,52	95,64	33,76

c) Calcul du ferrailage :

Le calcul des armatures se fait en flexion simple, en fissuration préjudiciable, sur une bande d'1 mètre

Sens x :

En travée:

* hauteur utile : $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,50 = 0,45 \text{ m}$

* moment réduit :

$$\mu_x = \frac{M_{ux}^{\text{travée}}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{144,28 \times 10^{-3}}{1 \times 0,45^2 \times 14,17} = 0,050$$

$$\alpha_x = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_x}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,050}) = 0,065$$

$$Z_x = d(1 - 0,4 \times \alpha_x) = 0,45(1 - 0,4 \times 0,065) = 0,44 \text{ m}$$

$$A_{S \text{ travée}} = \frac{M_{ux}^{\text{travée}}}{Z_x \times f_{su}} = \frac{144,28 \times 10^{-3}}{0,44 \times 347,83} = 0,000946 \text{ m}^2$$

$$A_{S \text{ travée}} = \mathbf{9,46 \text{ cm}^2}$$

Sur appuis:

* hauteur utile : $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,50 = 0,45 \text{ m}$

* moment réduit :

$$\mu_x = \frac{M_{ux}^{\text{appuis}}}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{50,92 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,45^2 \times 14,17} = 0,018$$

$$\alpha_x = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_x}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,018}) = 0,022$$

$$Z_x = d(1 - 0,4 \times \alpha_x) = 0,45(1 - 0,4 \times 0,022) = 0,45 \text{ m}$$

$$A_{S \text{ appuis}} = \frac{M_{ux}^{\text{appuis}}}{Z_x \times f_{su}} = \frac{50,92 \times 10^{-3}}{0,45 \times 347,83} = 0,000328 \text{ m}^2$$

$$A_{S \text{ appuis}} = \mathbf{3,28 \text{ cm}^2}$$

VI.3.7.1 Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité :

Sens x:

$$\begin{cases} A_{x \text{ min}} = 0,0008 \times \frac{3 - \rho}{2} \times b \times h \\ A_{y \text{ min}} = 0,0008 \times b \times h \end{cases}$$

En travée:

$$A_{x \text{ min}} = 0,0008 \times \frac{3 - 0,86}{2} \times 100 \times 50 = \max(A_s ; A_{x \text{ min}})$$

$$A_{x \text{ min}} = \max(9,46 ; 4,28) = \mathbf{9,46 \text{ cm}^2}$$

Donc on adopte : **10HA12 (11,31 cm²)**

Sur appuis:

$$A_{x \text{ min}} = 0,0008 \times \frac{3 - 0,86}{2} \times 100 \times 50 = \max(A_s ; A_{x \text{ min}})$$

$$A_{x \text{ min}} = \max(3,28 ; 4,28) = \mathbf{4,28 \text{ cm}^2}$$

Donc on adopte : **7HA12 (7,92 cm²)**

Chapitre VI : Étude de l'infrastructure

b) Vérification de l'effort tranchant :

☑ Sens x:

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\begin{cases} V_{ux} = \frac{q_u \times lx \times ly}{lx + 2ly} \\ V_{uy} = \frac{q_u \times lx}{3} \end{cases}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$V_{ux} = \frac{213,89 \times 4 \times 4,65}{4 + 2 \times 4,65} = 299,12 \text{ KN}$$

$$\tau_{ux} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{299,12 \times 10^{-3}}{1 \times 0,45} = 0,66 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa} \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Tableau VI.2: Ferrailage de panneau du radier à l'ELU

<i>La zone</i>	<i>Sens x</i>		<i>Sens y</i>	
	<i>En travée</i>	<i>Sur appuis</i>	<i>En travée</i>	<i>Sur appuis</i>
M_u (KN.m)	144,28	50,92	101,75	35,91
μ	0,050	0,018	0,035	0,013
α	0,065	0,022	0,045	0,016
Z (m)	0,44	0,45	0,44	0,45
A_S (cm ²)	9,46	3,28	6,62	2,30
$A_{S \min}$ (cm ²)	4,80		4,28	
A_S adopt (cm ²)	11HA14 = 16,93	6HA12 = 6,79	11HA12 = 12,44	6HA12 = 6,79
V_u (KN)	299,12		285,19	
τ_u (MPa)	0,66		0,63	
<i>observation</i>	CV		CV	
S_t (cm)	10	20	10	20
$S_{t \max}$ (cm)	33	33	45	45
$S_t \leq S_{t \max}$	CV	CV	CV	CV

Chapitre VI : Étude de l'infrastructure

c) Vérification à l'ELS :

La vérification des contraintes se fait à l'ELS. Il y a lieu donc de vérifier que les contraintes dans le béton comprimé (σ_{bc}) et dans l'acier tendue (σ_{st}) ne dépassent pas la contrainte limite.

- σ_{bc} : Contrainte limite dans le béton comprimé.

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

- σ_{st} : Contrainte limite dans les aciers tendus.

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots (\text{fissuration préjudiciable})$$

En travée (Sens x) :

* Détermination de l'axe neutre :

$$by^2 + 30(A_s - A_s')y - 30(A_s d + A_s' d') = 0$$

$$1y^2 + 0,046y - 0,021 = 0 \Rightarrow y = 0,12 \text{ m}$$

* Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3}by^3 + 15A_s'(y - d')^2 + 15A_s(d - y)^2$$

$$I = 3,08874 \times 10^{-3} \text{ m}^4 = 308874,33 \text{ cm}^4$$

* Les contraintes :

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{120,58 \times 10^{-3}}{3,08874 \times 10^{-3}} = 39,04 \text{ MN/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = 39,04 \times 0,12 = 4,80 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15K(d - y) = 15 \times 39,04 (0,45 - 0,12) = 191,55 \text{ MPa}$$

* Vérification :

$$\sigma_{bc} = 4,80 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = 191,55 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Tableau VI.3: Tableau récapitulatif les vérifications des contraintes du radier

		M_{ser}	A_s	y	I	K	σ_{bc}	σ_{st}	Observation
<i>En travée</i>	<i>Sens x</i>	120,58	16,93	0,12	308874	39,04	4,80	191,55	<i>C.V</i>
	<i>Sens y</i>	95,64	12,44	0,11	260009	36,78	4,13	186,34	<i>C.V</i>
<i>Sur appuis</i>	<i>Sens x</i>	42,56	6,79	0,09	156148	27,26	2,35	148,78	<i>C.V</i>
	<i>Sens y</i>	33,76	6,79	0,09	156148	21,62	1,86	118,02	<i>C.V</i>

VI.3.8 Ferrailage du débord :

a) Calcul des sollicitations :

☑ à l'ELU :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} = \frac{213,89 \times 0,5^2}{2} = 26,74 \text{ KN.m}$$

☑ à l'ELS :

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times l^2}{2} = \frac{156,64 \times 0,5^2}{2} = 19,58 \text{ KN.m}$$

b) Calcul des armatures :

* hauteur utile : $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,50 = 0,45 \text{ m}$

* moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{26,74 \times 10^{-3}}{1 \times 0,45^2 \times 14,17} = 0,009$$

$$\mu = 0,009 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,009 < 0,1859 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu = 0,009 < 0,1042$$

$$15\alpha_u^4 - 60\alpha_u^3 + (20 - 4\mu)\alpha_u^2 + 8\mu\alpha_u - 4\mu = 0$$

$$\alpha_u = 0,044$$

$$\beta = \frac{5\alpha_u^2(3 - 8\alpha_u)}{3(1 - \alpha_u)^2} = \frac{5 \times 0,044^2(3 - 8 \times 0,044)}{3(1 - 0,044)^2} = 0,009$$

$$A_s = \frac{\beta \times b \times d \times f_{bu}}{f_{su}} = \frac{0,009 \times 1 \times 0,45 \times 14,17}{347,83} = 0,000174 \text{ m}^2$$

$$A_s = 1,74 \text{ cm}^2$$

Suite aux différents calculs effectués, et sachant que le débord ne génère généralement qu'une faible surface d'armature, il a été décidé de généraliser le ferrailage du radier à cette zone. Cette approche permet de faciliter la mise en œuvre tout en garantissant une continuité et une homogénéité du comportement structurel.

VI.3.9 Schéma de ferrailage :

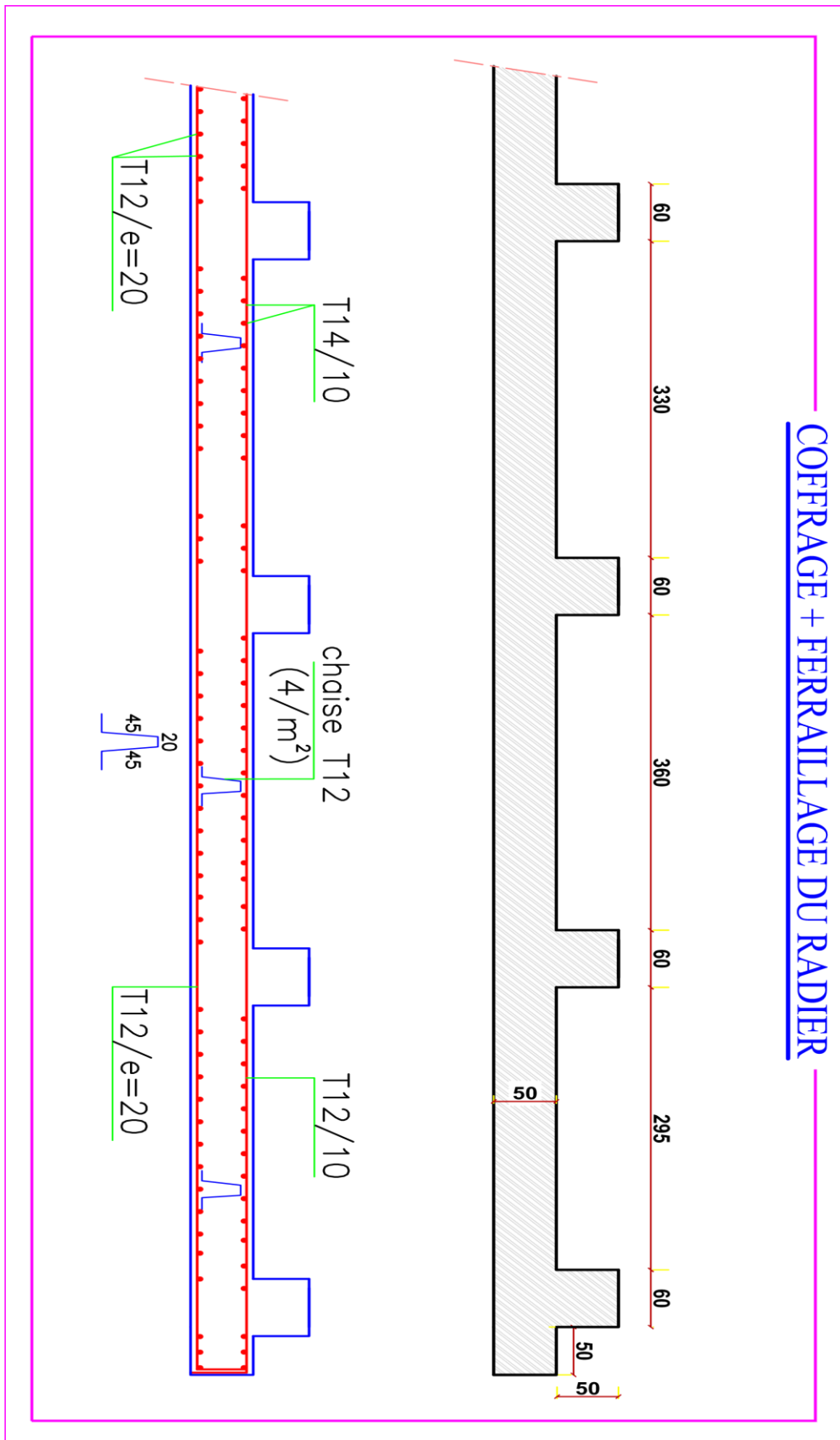


Figure VI.4: Schéma de coffrage et ferrailage du radier

VI.4 Étude du nervure (poutre de libage) :

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

Tableau VI.4: Présentation des charges simplifiées

Cas de chargement	Schéma	Sollicitation
Cas de chargement trapézoïdale		<p>Moment fléchissant :</p> $l_m = l_x \left(0,50 - \frac{\rho^2}{6}\right)$ <p>Effort tranchant :</p> $l_t = l_x \left(0,50 - \frac{\rho^2}{4}\right)$
Cas de chargement triangulaire		<p>Moment fléchissant :</p> $l_m = l_x \times 0,333$ <p>Effort tranchant :</p> $l_t = l_x \times 0,25$

VI.4.1 Sollicitations du calcul :

Les efforts internes ont été extraits directement à l'aide du logiciel ETABS, d'où les résultats suivants :

Tableau VI.5: Tableau récapitulatif des sollicitations du nervure

	<i>ELU</i>	<i>ELS</i>
<i>Moment En travée(KN.m)</i>	836,9	559,3
<i>Moment sur appuis (KN.m)</i>	414,1	278,7
<i>L'effort tranchant (KN)</i>	527,6	-

On prend comme exemple de calcul les nervures de section (60x100)cm² qui sont le plus sollicitées vis-à-vis des moments fléchissant et de l'effort tranchant, les nervures seront calculées en flexion simple pour une fissuration nuisible (préjudiciable)

On fixe en premier les armatures filantes :

VI.4.2 Calcul à la flexion simple (armatures longitudinales) :

a) Ferrailage minimale selon CBA :

$$A_{s \min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,6 \times 0,90 \times 2,1}{400} = 6,52 \text{ cm}^2$$

pour toute la section on a : $A_{s \min} = 2 \times 6,52 = 13,04 \text{ cm}^2$

b) Ferrailage minimale selon RPA :

$$A_{s \min} = 0,5\%b \cdot h = 0,005 \times 60 \times 100 = 30 \text{ cm}^2$$

c) Ferrailage adopté :

Nous adoptons un ferrailage constitué de **5HA20** filantes dans la nappe supérieure et de **5HA20** filantes dans la nappe inférieure, soit un total de **10HA20**, correspondant à une section d'armature principale de **31,42 cm²**. À cette armature principale s'ajoutent les armatures de peau, assurées par **4HA12**, représentant une section supplémentaire de **4,52 cm²**. Ainsi, la section totale d'armature atteint **35,94 cm²**, ce qui permet de satisfaire largement la surface minimale exigée par le RPA.

☑ ELU

En travée (la nappe supérieure) :

* hauteur utile : $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 1 = 0,9 \text{ m}$

* moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u^{appuis}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{836,9 \times 10^{-3}}{1 \times 0,9^2 \times 14,17} = \mathbf{0,122}$$

$\mu = 0,122 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0 \dots$ Pas d'armatures comprimées.

$\mu = 0,122 < 0,1859 \Rightarrow$ Pivot A

$$\alpha_u = 1 - 0,9366\sqrt{1 - 2\mu} = 1 - 0,9366\sqrt{1 - 2 \times 0,122} = \mathbf{0,185}$$

$$\beta = \frac{16\alpha - 1}{15} = \frac{16 \times 0,185 - 1}{15} = \mathbf{0,131}$$

$$A_{S \text{ travée}} = \frac{\beta \times b \times d \times f_{bu}}{f_{su}} = \frac{0,131 \times 1 \times 0,9 \times 14,17}{400} = \mathbf{0,002877 \text{ m}^2}$$

$$A_{S \text{ travée}} = \mathbf{28,77 \text{ cm}^2}$$

Sur appuis (la nappe inférieure):

* hauteur utile : $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 1 = 0,9 \text{ m}$

* moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u^{appuis}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{414,1 \times 10^{-3}}{1 \times 0,9^2 \times 14,17} = \mathbf{0,06}$$

Chapitre VI : Étude de l'infrastructure

$\mu = 0,06 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0 \dots$ Pas d'armatures comprimées.

$\mu = 0,06 < 0,1859 \Rightarrow$ Pivot A

$\mu = 0,06 < 0,1042$

$$15\alpha_u^4 - 60\alpha_u^3 + (20 - 4\mu)\alpha_u^2 + 8\mu\alpha_u - 4\mu = 0$$

$$\alpha_u = 0,12$$

$$\beta = \frac{5\alpha_u^2(3 - 8\alpha_u)}{3(1 - \alpha_u)^2} = \frac{5 \times 0,12^2(3 - 8 \times 0,12)}{3(1 - 0,12)^2} = 0,063$$

$$A_{S \text{ appuis}} = \frac{\beta \times b \times d \times f_{bu}}{f_{su}} = \frac{0,063 \times 1 \times 0,9 \times 14,17}{400} = 0,001382 \text{ m}^2$$

$$A_{S \text{ appuis}} = 13,82 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.6: Tableau récapitulatif du ferrailage des nervures (poutre de libage)

<i>La zone</i>	<i>En travée</i>	<i>Sur appuis</i>
<i>La nappe</i>	<i>supérieure</i>	<i>inférieure</i>
M_u (KN.m)	836,9	414,1
A_S (cm ²)	28,77	13,82
$A_{S \text{ min CBA}}$ (cm ²)	6,52	6,52
$A_{S \text{ min RPA}}$ (cm ²) = 0,5%bh	30	
<i>Zone courante</i> $A_{S \text{ max RPA}}$ (cm ²) = 4%bh	240	
<i>Zone de recouvrement</i> $A_{S \text{ max RPA}}$ (cm ²) = 6%bh	360	
<i>Choix des barres</i>	5HA20fil + 7HA16ch	5HA20fil
A_S adopté (cm ²)	29,78	15,71

VI.4.3 Vérification de l'effort tranchant :

D'après le CBA (Article A.5.1) :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{527,6 \times 10^{-3}}{1 \times 0,9} = 0,58 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(3,26; 4) = 3,26 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,58 \leq \bar{\tau}_u = 4,35 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

VI.4.4 Vérification à l'ELS :

Après avoir le calcul à ELU, on procède maintenant à la vérification à ELS

a) Vérification des contraintes :

On vérifie les contraintes dans le béton et dans l'acier avec la valeur maximale du moment de service (M_{ser}) et en prenant les paramètres définis précédemment.

- σ_{bc} : Contrainte limite dans le béton comprimé.

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

- σ_{st} : Contrainte limite dans les aciers tendus.

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa ... (fissuration préjudiciable)}$$

En travée:

*** Détermination de l'axe neutre :**

$$by^2 + 30(A_s - A_s')y - 30(A_s d + A_s' d') = 0$$

$$0,60y^2 + 0,089y - 0,080 = 0 \Rightarrow y = \mathbf{0,30 \text{ m}}$$

*** Moment d'inertie :**

$$I = \frac{1}{3}by^3 + 15A_s'(y - d')^2 + 15A_s(d - y)^2$$

$$I = \mathbf{2,148102 \times 10^{-2} \text{ m}^4 = 2148102,537 \text{ cm}^4}$$

*** Les contraintes :**

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{559,3 \times 10^{-3}}{2,148102 \times 10^{-2}} = \mathbf{26,04 \text{ MN/m}^3}$$

$$\sigma_{bc} = K.y = 26,04 \times 0,30 = \mathbf{7,79 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{st} = 15K(d - y) = 15 \times 26,04(0,90 - 0,30) = \mathbf{234,68 \text{ MPa}}$$

*** Verification :**

$$\sigma_{bc} = 7,79 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = 234,68 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

En augmentant le nombre de barre à 5HA20fil + 10HA16ch, soit une section de 35,81 cm².

Sur appuis :

*** Verification :**

$$\sigma_{bc} = 4,92 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = 215,43 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

En augmentant le nombre de barre à 5HA20fil + 2HA16ch, soit une section de 19,73 cm².

On obtient :

Tableau VI.7: Tableau récapitulatif les vérifications des contraintes pour les nervures

	M_{ser}	A_s	y	I	K	σ_{bc}	σ_{st}	Observation
<i>En travée</i>	559,3	35,81	0,32	2462255	22,71	7,31	197,02	<i>C.V</i>
<i>Sur appuis</i>	278,7	19,73	0,25	1562757	17,83	4,51	173,16	<i>C.V</i>

VI.4.5 Armatures transversales:

a) Espacement:

D'après le RPA :

- Dans la zone nodale :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\varphi_L\right)$$

$\Rightarrow S_t = \min(25 ; 24) \Rightarrow$ on prend $S_t = 10 \text{ cm}$

- En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = (0$$

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

- La longueur de la zone nodale :

$$L' = 2h = 2 \times 100 = 200 \text{ cm}$$

- La longueur minimale de recouvrement :

$$L_{recouvrement} = 40\varphi_L = 40 \times 2 = 80 \text{ cm} , \text{ on prend } L_{recouvrement} = 80 \text{ cm}$$

b) Section:

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b_0 = 0,003 \times 15 \times 60 = 2,70 \text{ cm}^2$$

c) Diamètres:

D'après le BAEL :

$$\varphi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \varphi_{Lmin}\right)$$

$$\Rightarrow \varphi \leq \min\left(\frac{1000}{35}, \frac{600}{10}, 12\right) = \min(28,57; 60; 16) = 16 \text{ mm}$$

On prend : $\varphi = 8 \text{ mm}$.

on a : $\frac{2,70}{0,50} = 5,4$, on doit disposer 06 brins d'armatures transversales, cependant vu

l'importance de la section de la nervure on opte pour 06 brins ($6 \times 0,5 = 3,02 \text{ cm}^2$) , soit :
2cadres + 1étrier en HA8 .

VI.4.6 Schéma de ferrailage :

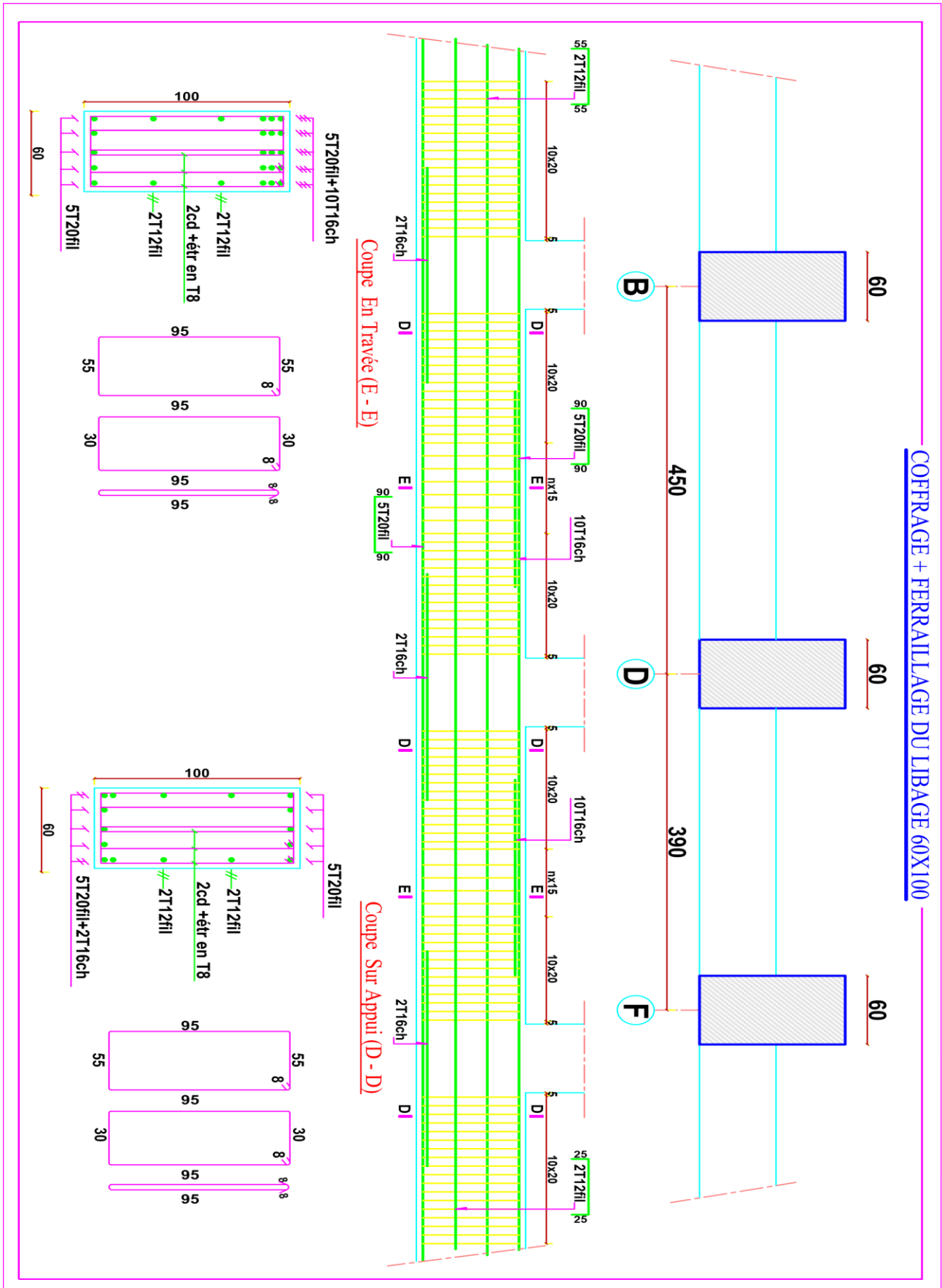


Figure VI.5: Schéma de coffrage et ferrailage des nervures

VI.5 Étude du voile périphérique :

Le voile périphérique est un élément en béton armé, continu entre le niveau des fondations et celui de la base. Généralement de faible épaisseur, il joue un rôle essentiel dans la retenue des terres autour du sous-sol, tout en assurant une liaison rigide entre les appuis de la structure. Ce dispositif contribue ainsi à un meilleur encastrement de l'ouvrage dans le sol.

VI.5.1 Prédimensionnement :

On va adopter comme épaisseur du voile périphérique, la valeur minimale prescrite par les règles RPA99v2003 dans l'article 10.1.2, et qui égale à 15cm.

VI.5.2 Hypothèse de calcul :

- ✗ Le voile périphérique (V.P) est assimilé à une plaque verticale en béton armé, encadrée suivant ses quatre bords, et constitué, selon les deux directions horizontale et verticale, par l'agencement de bandes de largeur unitaire travaillants en flexion simple sous l'effet de la composante horizontale de la poussée des terres,
- ✗ Le poids propre du V.P ne sera pas pris en considération dans les suivants calculs, et cela à cause de son effet stabilisateur, ainsi qu'il est négligeable devant la poussée des terres, vue la faible épaisseur du voile.
- ✗ Le ferrailage est constitué de double quadrillage intérieur et extérieur,
- ✗ Le pourcentage minimum des armatures est de **0.10%** dans les deux sens (horizontale et verticale).
- ✗ Les armatures sont constituées de deux nappes.

VI.5.3 Caractéristiques géotechnique du sol :

- ✗ Poids volumique du remblai: $\gamma = 19 \text{ KN}/\text{m}^3$
- ✗ Angle de frottement : $\varphi = 25^\circ$
- ✗ K_a : Coefficient des poussées des terres actives.

$$K_a = \frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi} = \frac{1 - \sin(25)}{1 + \sin(25)} = 0,41$$

VI.5.4 Evaluation des charges :

Selon la théorie de Rankine, la poussée des terres varie linéairement avec la profondeur, en augmentant progressivement depuis la surface du sol jusqu'à la base du voile périphérique. La pression maximale exercée au pied du mur est donnée par la formule suivante :

$$F = \frac{1}{2} \times \gamma \times h^2 \times K_a \quad (\text{VI.4})$$

$$h = h_t - h_{pS} = 3,20 - 0,35 = 2,85 \text{ m}$$

$$F = \frac{1}{2} \times 19 \times 2,85^2 \times 0,41 = 31,64 \text{ KN/m}$$

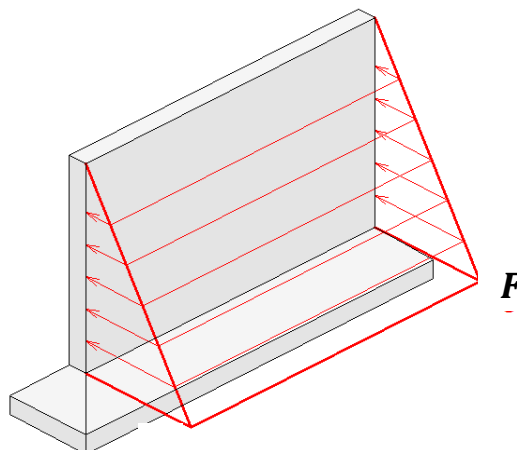


Figure VI.6: pression géostatique latérale des terres (Poussé)

VI.5.5 Calcul du ferrillage :

Le mur sera calculé comme des dalles encastées sur quatre cotés avec les poteaux et les poutres, et chargées par la poussée des terres ; déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y .

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée. Pour le calcul des moments on utilise les dispositions indiquées à l'annexe E3 des règles BAEL91 :

Les donnée de base :

$$l_x = 285 \text{ cm} ; l_y = 430 \text{ cm} ; \alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0,66 ; e = 15 \text{ cm}$$

Les valeurs des coefficients μ_x, μ_y sont tirées du tableau (**Abaques de Pigeaud BAEL91 modifiée 99**) :

* ELU : $\mu_x = 0,0737$	$\mu_y = 0,3753$	$q_u = 1,35F = 42,71 \text{ KN/m}$
* ELS : $\mu_x = 0,0791$	$\mu_y = 0,5351$	$q_{ser} = F = 31,64 \text{ KN/m}$

à l'ELU :

$$M_{0x} = \mu_x q_u L_x^2 = 0,0737 \times 42,71 \times 2,85^2 = 25,57 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,3753 \times 25,57 = 9,60 \text{ KN.m}$$

☑ **Bonde de largeur de 1,00m parallèle à L_x :**

En travée:

$$M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 25,57 = 19,18 \text{ KN.m}$$

Sur appuis:

$$M_{ax} = -0,5 M_{0x} = -0,3 \times 25,57 = -12,78 \text{ KN.m}$$

Chapitre VI : Étude de l'infrastructure

Tableau VI.8: Tableau récapitulatif des sollicitations du voile périphérique

<i>Panneau</i>		M_o	M_t	M_a
<i>ELU</i>	<i>Sens L_x</i>	25,57	19,18	-12,78
	<i>Sens L_y</i>	9,60	7,20	-4,80
<i>ELS</i>	<i>Sens L_x</i>	20,33	17,28	-6,10
	<i>Sens L_y</i>	10,88	9,25	-3,26

☑ *Sens x:*

En travée:

* hauteur utile : $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,15 = 0,135 \text{ m}$

* moment réduit :

$$\mu_x = \frac{M_{ux}^{travée}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{19,18 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135^2 \times 14,17} = 0,074$$

$$\alpha_x = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_x}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,074}) = 0,096$$

$$Z_x = d(1 - 0,4 \times \alpha_x) = 0,135(1 - 0,4 \times 0,096) = 0,13 \text{ m}$$

$$A_{S \text{ travée}} = \frac{M_{ux}^{travée}}{Z_x \times f_{su}} = \frac{19,18 \times 10^{-3}}{0,13 \times 347,83} = 0,000425 \text{ m}^2$$

$$A_{S \text{ travée}} = 4,25 \text{ cm}^2$$

Sur appuis:

* hauteur utile : $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,15 = 0,135 \text{ m}$

* moment réduit :

$$\mu_x = \frac{M_{ux}^{appuis}}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{12,78 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,135^2 \times 14,17} = 0,049$$

$$\alpha_x = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_x}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,049}) = 0,063$$

$$Z_x = d(1 - 0,4 \times \alpha_x) = 0,135(1 - 0,4 \times 0,063) = 0,13 \text{ m}$$

$$A_{S \text{ appuis}} = \frac{M_{ux}^{appuis}}{Z_x \times f_{su}} = \frac{12,78 \times 10^{-3}}{0,13 \times 347,83} = 0,000279 \text{ m}^2$$

$$A_{S \text{ appuis}} = 2,79 \text{ cm}^2$$

VI.5.5.1 Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité :

Sens x:

$$\begin{cases} A_{x\ min} = 0,0008 \times \frac{3 - \rho}{2} \times b \times h \\ A_{y\ min} = 0,0008 \times b \times h \end{cases}$$

En travée:

$$A_{x\ min} = 0,0008 \times \frac{3 - 0,66}{2} \times 100 \times 15 = \max(A_s ; A_{x\ min} ; A_{S\ min\ RPA} = 0,1\% \times b \times h)$$

$$A_{x\ min} = \max(4,25 ; 1,40 ; 1,5) = 4,25\ cm^2$$

Donc on adopte : **11HA10 = 8,64 cm²**

Sur appuis:

$$A_{x\ min} = 0,0008 \times \frac{3 - 0,66}{2} \times 100 \times 15 = \max(A_s ; A_{x\ min} ; A_{S\ min\ RPA} = 0,1\% \times b \times h)$$

$$A_{x\ min} = \max(2,79 ; 1,40 ; 1,5) = 2,79\ cm^2$$

Donc on adopte : **6HA10 = 4,71 cm²**

b) Vérification de l'effort tranchant :

Sens x:

$$\begin{aligned} \tau_u &\leq \bar{\tau}_u \\ \begin{cases} V_{ux} = \frac{q_u \times lx \times ly}{lx + 2ly} \\ V_{uy} = \frac{q_u \times lx}{3} \end{cases} \end{aligned}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,17\ MPa$$

$$V_{ux} = \frac{42,71 \times 2,85 \times 4,30}{2,85 + 2 \times 4,30} = 45,71\ KN$$

$$\tau_{ux} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{45,71 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 0,33\ MPa \leq \bar{\tau}_u = 1,17\ MPa \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Chapitre VI : Étude de l'infrastructure

Tableau VI.9: Ferrailage de panneau du voile périphérique à l'ELU

<i>La zone</i>	<i>Sens x</i>		<i>Sens y</i>	
	<i>En travée</i>	<i>Sur appuis</i>	<i>En travée</i>	<i>Sur appuis</i>
M_u (KN.m)	19,18	-12,78	7,20	-4,80
μ	0,074	0,049	0,028	0,019
α	0,096	0,063	0,035	0,023
Z (m)	0,13	0,13	0,13	0,13
A_S (cm ²)	4,25	2,79	1,55	1,03
$A_{S\ min}$ (cm ²)	1,40		1,2	
$A_{S\ min\ RPA}$ (cm ²)	0,1% × b × h = 1,5 cm ²			
A_S adopt (cm ²)	11HA10 = 8,64	11HA10 = 8,64	11HA10 = 8,64	11HA10 = 8,64
V_u (KN)	45,71		40,57	
τ_u (MPa)	0,33		0,30	
<i>observation</i>	CV		CV	
S_t (cm)	10	10	10	10
$S_{t\ max}$ (cm)	33	33	45	45
$S_t \leq S_{t\ max}$	CV	CV	CV	CV

a) Vérification à l'ELS :

La vérification des contraintes se fait à l'ELS. Il y a lieu donc de vérifier que les contraintes dans le béton comprimé (σ_{bc}) et dans l'acier tendue (σ_{st}) ne dépassent pas la contrainte limite.

- σ_{bc} : Contrainte limite dans le béton comprimé.

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15\ MPa$$

- σ_{st} : Contrainte limite dans les aciers tendus.

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = 201,63\ MPa \dots \text{(fissuration préjudiciable)}$$

En travée (sens x) :

× Détermination de l'axe neutre :

$$by^2 + 30(A_s - A_s')y - 30(A_s d + A_s' d') = 0$$

Chapitre VI : Étude de l'infrastructure

$$1y^2 + 0,023y - 0,003 = 0 \Rightarrow y = 0,05 \text{ m}$$

× **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{1}{3}by^3 + 15A'_s(y - d')^2 + 15A_s(d - y)^2$$

$$I = 1,2571 \times 10^{-4} \text{ m}^4 = 12571,34 \text{ cm}^4$$

× **Les contraintes :**

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{17,28 \times 10^{-3}}{1,2571 \times 10^{-4}} = 137,46 \text{ MN/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = 137,46 \times 0,05 = 6,30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15K(d - y) = 15 \times 137,46 (0,45 - 0,05) = 183,86 \text{ MPa}$$

× **Verification :**

$$\sigma_{bc} = 6,30 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = 183,86 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Tableau VI.10: Tableau récapitulatif les vérifications des contraintes du voile périphérique

		M_{ser}	A_s	y	I	K	σ_{bc}	σ_{st}	Observation
En travée	<i>Sens x</i>	17,28	8,64	0,05	12571,3	137,4	6,30	183,86	<i>C.V</i>
	<i>Sens y</i>	9,25	8,64	0,048	13494,8	68,54	3,26	89,87	<i>C.V</i>
Sur appuis	<i>Sens x</i>	-6,10	8,64	0,047	13494,8	45,20	2,15	59,26	<i>C.V</i>
	<i>Sens y</i>	-3,26	8,64	0,047	13494,8	24,16	1,15	31,67	<i>C.V</i>

VI.5.6 Schéma de ferrailage :

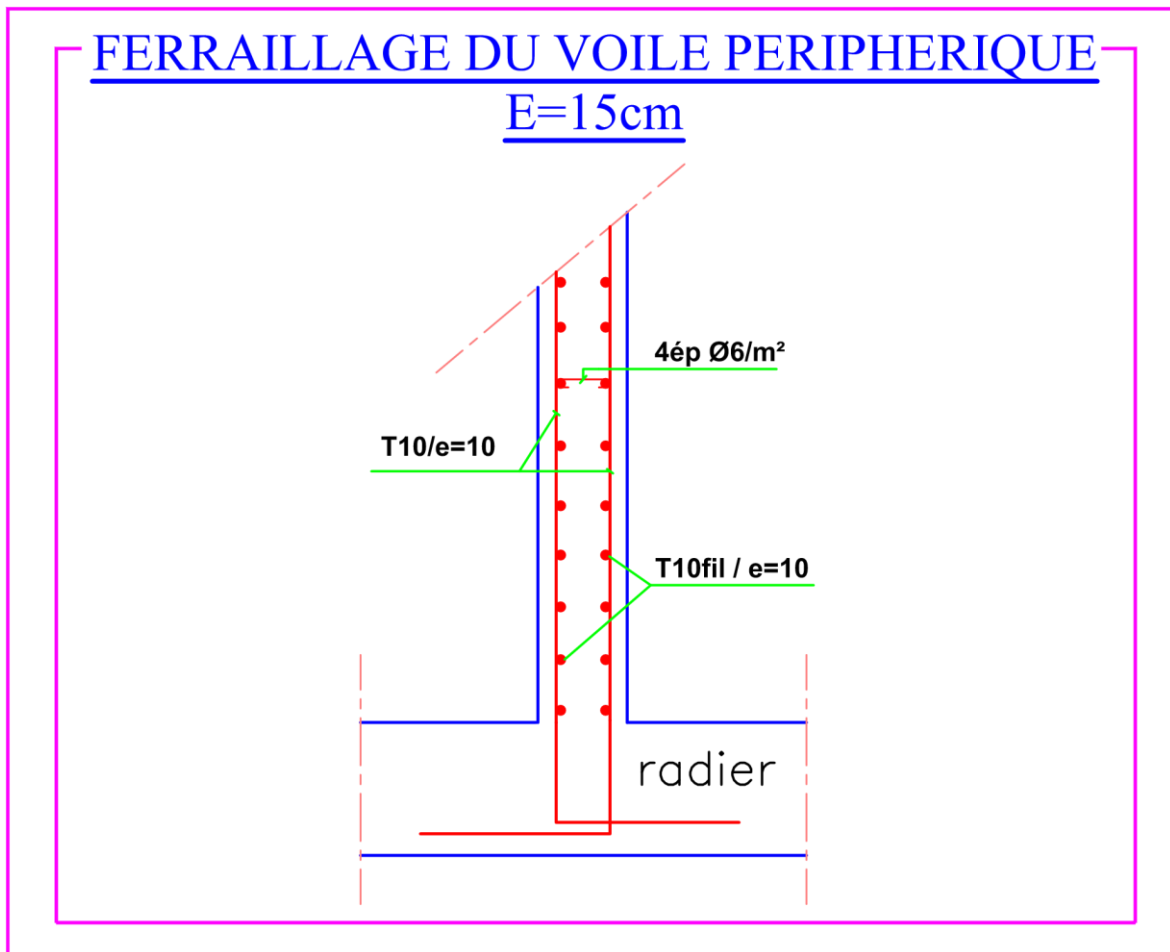


Figure VI.7: Schéma de ferrailage du voile périphérique

VI.6 Conclusion :

L'étude menée dans ce chapitre a permis d'aborder les principaux éléments de l'infrastructure, à savoir le radier, la poutre de liaison et les voiles périphériques. Le dimensionnement de ces composants a été réalisé selon les exigences techniques et normatives, afin d'assurer une bonne répartition des charges, une stabilité globale et une réponse efficace aux sollicitations.

Conclusion générale

Ce projet de fin d'études nous a offert une opportunité précieuse de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises tout au long de notre formation en génie civil, à travers une étude structurelle complète et rigoureuse, réalisée conformément aux normes réglementaires en vigueur.

Grâce à l'analyse et à la conception menées à l'aide du logiciel ETABS, nous avons pu modéliser avec précision le comportement tridimensionnel du bâtiment, notamment sous l'effet des sollicitations sismiques. Le choix d'un système de fondation adéquat a permis une répartition efficace des charges, en cohérence avec les caractéristiques du sol et les efforts transmis.

L'ensemble des étapes de calcul a été vérifié aux états limites ultime et de service, avec un ferrailage adapté aux efforts internes spécifiques à chaque élément porteur. Ces choix ont été faits dans le strict respect des règlements sismiques en vigueur, tels que le RPA, le BAEL et le CBA, garantissant ainsi la sécurité et la fiabilité de la structure.

Les difficultés rencontrées tout au long de cette étude nous ont poussés à approfondir nos recherches, à consulter des références techniques spécialisées, et à développer une approche méthodique dans l'analyse et la résolution des problèmes. Cette expérience a renforcé notre compréhension du comportement réel des structures et consolidé notre autonomie ainsi que notre capacité à travailler en équipe.

Ce mémoire représente une étape essentielle dans notre transition vers le monde professionnel, où nous avons pu mesurer les exigences du métier d'ingénieur et les défis qu'il comporte.

Nous espérons que cette modeste contribution constituera un repère utile pour les futures promotions, et un point de départ vers une amélioration continue des pratiques dans le domaine du génie civil.

Bibliographie

Bibliographie

- [1] Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé suivant la méthode des états limites "BAEL 91 R 99".
 - [2] Règles de conception et de calcul des structures en béton armé "C.B.A 93".
 - [3] Document technique réglementaire charges et surcharges "D.T.R B.C.2.2".
 - [4] Règlements parasismiques algérienne "RPA 99 version 2003".
 - [5] . J. Perchât et J. Roux, "Pratique du BAEL 91".
 - [6] A. Aida, «Calcul Assisté par Ordinateur Logiciel : ETABS,» 3ème année licence, Génie Civil, Université Abdelhamid Ibn Badis, Mostaganem, 2024-2025.
 - [7] M. Marwa, «"Béton armé 2", ENSET SKIKDA,» 2022/2023.
 - [8] B. Mohammed, «Projet structures en béton armé,» Université Hassiba Benbouali de Chlef , 2019/2020 .
 - [9] Règlements parasismiques algérienne "RPA version 2024".
-

Annexe

1. Introduction

Le Règlement Parasismique Algérien (RPA) a fait l'objet d'une mise à jour majeure en 2024, remplaçant ainsi l'ancienne version modifiée de 2003. Cette nouvelle version introduit plusieurs changements notables dans la classification sismique, le calcul des actions sismiques et les exigences de conception. Bien que cette évolution soit une étape essentielle vers l'amélioration de la sécurité des structures en zones sismiques, elle demeure encore peu maîtrisée sur le terrain, en raison de son caractère récent.

En effet, le RPA 2024 en est à sa première phase d'application, et plusieurs de ses éléments restent encore ambigus, en l'absence de documents explicatifs clairs et de retours d'expérience suffisants. Les ressources pédagogiques sont limitées, et très peu de projets d'étude ou de réalisation ont, à ce jour, été menés sur la base de cette nouvelle réglementation, ce qui complique son intégration dans le cadre d'un travail académique fiable.

Étant encore en phase de formation, et dans un souci de rigueur et d'exactitude scientifique, nous avons choisi de ne pas appliquer directement le RPA 2024 à notre étude de projet, afin d'éviter toute approximation. À la place, nous avons opté pour une analyse comparative avec la version précédente, plus documentée et maîtrisée (RPA 2003 modifié).

Ce choix vise également à offrir aux étudiants une lecture claire des différences entre les deux versions du règlement, en leur fournissant un support synthétique, structuré et sans erreur, pouvant servir de référence utile pour les travaux futurs.

2. Critères de classification dans le RPA 2024

Le nouveau RPA 2024 introduit une révision profonde des critères de classification, permettant une meilleure évaluation du risque sismique selon la localisation du projet. Ce chapitre expose les principales nouveautés, notamment la nouvelle zonation sismique du territoire national, la classification des sols, la nature de l'action sismique, ainsi que les systèmes de contreventement.

2.1 Classification des zones sismiques :

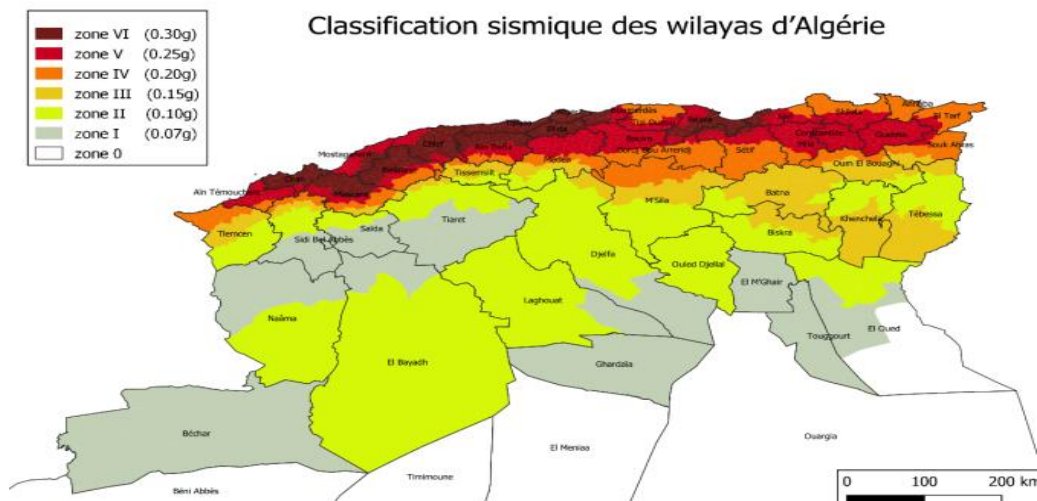
Dans le RPA 2003, le territoire national était divisé en 4 zones sismiques (I, IIa,IIb, III), selon l'intensité du risque sismique estimé.

Le RPA 2024 introduit une nouvelle classification plus détaillée comportant 7 zones : de la zone 0 (non sismique) à la zone VI (très forte sismicité).

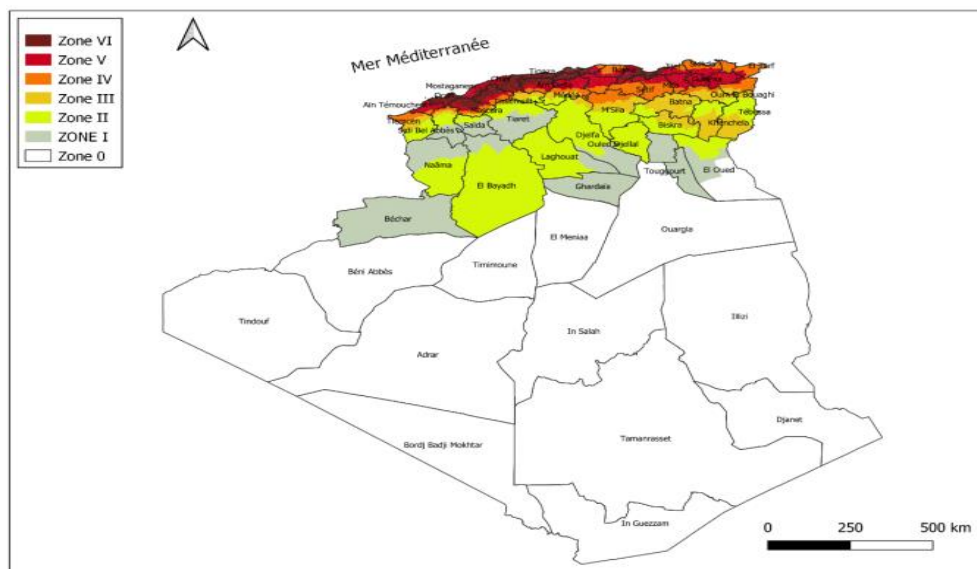
Chaque zone est définie selon un coefficient d'accélération de zone exprimé en fraction de la gravité (g), comme suit :

Annexe 1 : Présentation – Nouveautés principales du RPA 2024

<i>Zone de sismicité</i>	<i>Niveau de sismicité</i>	<i>A</i>
0	Très faible	-
I	Faible	0.07
II	Faible à moyenne	0.10
III	Moyenne	0.15
IV	Moyenne à élevée	0.20
V	Elevée	0.25
VI	Elevée	0.30



(a) Zonage sismique de l'Algérie: zoom sur zones I à VI



(b) Zonage sismique de l'Algérie: toutes zones 0 à VI

Figure 1.1: Zonage sismique de l'Algérie

Annexe 1 : Présentation – Nouveautés principales du RPA 2024

Pour localiser correctement un projet, le RPA 2024 fournit un tableau détaillé listant toutes les communes d'Algérie avec leur zone sismique respective. Ce tableau se trouve dans l'annexe A du règlement.

2.2 Classification des sites :

Des études géotechniques appropriées doivent être réalisées (cf. Annexe B) en vue de classer le site. Les sites sont classés en cinq (05) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent,

Les quatre (04) premières catégories, sont établies en se basant sur la moyenne des propriétés de sol sur une profondeur minimale de 30 mètres. L'autre catégorie, considérée comme exceptionnelle, concerne les sites nécessitant des investigations spécifiques

- * Catégorie S₁ (site rocheux)
- * Catégorie S₂ (site ferme)
- * Catégorie S₃ (site meuble)
- * Catégorie S₄ (site très meuble)
- * Catégorie S_s (site nécessitant des investigations approfondies et des études spécifiques)

2.3 Spectre de calcul :

Pour éviter une analyse non linéaire explicite des structures lors des calculs, la capacité d'une structure à dissiper l'énergie principalement grâce à son comportement ductile — est prise en compte en effectuant une analyse élastique basée sur un spectre de réponse réduit, appelé spectre de calcul.

Cette réduction est rendue possible par l'introduction :

- * d'un facteur de réduction des forces élastiques appelé coefficient de comportement de la structure (R),
- * ainsi que d'un facteur de pénalité nommé facteur de qualité (Q_F).

L'action sismique horizontale est donc représentée par le spectre de calcul suivant :

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

où:

- * $\frac{S_{ad}}{g}(T)$: spectre de calcul normalisé par rapport à la valeur de l'accélération de la
-

Annexe 1 : Présentation – Nouveautés principales du RPA 2024

pesanteur, g.

- * R : coefficient de comportement de la structure.
- * Q_F : facteur de qualité.
- * T_1 : limite inférieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante
- * T_2 : supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante
- * T_3 : valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant
- * I : coefficient d'importance
- * S : coefficient de site

Les valeurs des périodes T_1 et T_2 et du coefficient de site, S , qui décrivent la forme du spectre de réponse élastique dépendent du niveau de sismicité et de la classe de sol.

Deux types de formes de spectres sont utilisés : le Type 1 et le Type 2. Si les séismes qui contribuent le plus à l'aléa sismique, défini pour le site dans le cadre de l'évaluation probabiliste de l'aléa, ont une magnitude moment, M_W , inférieure ou égale à 5.5, le type de spectre 2 est adopté. Si les séismes qui contribuent le plus, à l'aléa sismique défini pour le site dans le cadre de l'évaluation probabiliste de l'aléa, ont une magnitude moment ($M_W \geq 5.5$), le type de spectre 1 est adopté.

Le spectre, selon la zone sismique, est de :

- Type 1 : applique aux zones sismiques IV, V et VI ;
- Type 2 : applique aux zones sismiques I, II et III.;

Pour les quatre classes de sol S_1 , S_2 , S_3 , et S_4 , les valeurs recommandées des paramètres S , T_1 , T_2 et T_3 sont données dans :

- le Tableau (1.1) pour le spectre de Type 1 ;
- le Tableau (1.2) pour le spectre de Type 2.

Table 1.1: Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de Type I (Zones sismiques IV, V et VI)

<i>Spectre Type 1 (Zones IV, V et VI)</i>	S	T_1	T_2	T_3
<i>site S_1</i>	1.00	0.10	0.40	2.0
<i>site S_2</i>	1.20	0.10	0.50	2.0
<i>site S_3</i>	1.30	0.15	0.60	2.0
<i>site S_4</i>	1.35	0.15	0.70	2.0

Annexe 1 : Présentation – Nouveautés principales du RPA 2024

Table 1.2: Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de Type 2 (Zones sismiques I, II et III)

<i>Spectre Type 2 (Zones I, II et III)</i>	<i>S</i>	<i>T</i> ₁	<i>T</i> ₂	<i>T</i> ₃
<i>site S</i> ₁	1.00	0.05	0.25	1.20
<i>site S</i> ₂	1.20	0.05	0.30	1.20
<i>site S</i> ₃	1.55	0.10	0.40	1.20
<i>site S</i> ₄	1.80	0.10	0.50	1.20

Nota:

Ces valeurs du spectre de calcul ne doivent, en aucun cas, être inférieures à $(0,2A_v \cdot I)$.

Pour la composante verticale de l'action sismique, le spectre de calcul est donné comme suite avec l'accélération de calcul du sol dans la direction verticale, A_v , S étant pris égal à 1.0, R étant pris égal à 1.5 pour tout système de contreventement, Q_F étant pris égal à 1.0 :

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A_v \cdot I \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(\frac{2,5}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{si : } 0 \leq T < T_1 \\ A_v \cdot I \left(\frac{2,5}{R} \right) & \text{si : } T_1 \leq T < T_2 \\ A_v \cdot I \cdot \left(\frac{2,5}{R} \right) \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right)^\alpha & \text{si : } T_2 \leq T < T_3 \\ A_v \cdot I \cdot \left(\frac{2,5}{R} \right) \cdot \left(\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right)^\alpha & \text{si : } T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

Nota:

Ces valeurs du spectre de calcul ne doivent, en aucun cas, être inférieures à $(0,2A_v \cdot I)$.

➤ **Intégration pratique à l'aide d'un logiciel dédié :**

Un logiciel spécifique a été développé pour générer automatiquement le spectre de calcul conformément aux exigences du RPA 2024.

Ce programme permet d'entrer les paramètres sismiques (zone, sol, type de spectre...) et d'exporter directement le spectre sous forme compatible avec des logiciels de calcul structurel tels que ETABS, SAP2000 ou Robot Structural Analysis.

Cela facilite l'intégration rapide et correcte du spectre dans les modèles de calcul, tout en réduisant les risques d'erreurs de saisie manuelle.

Annexe 1 : Présentation – Nouveautés principales du RPA 2024

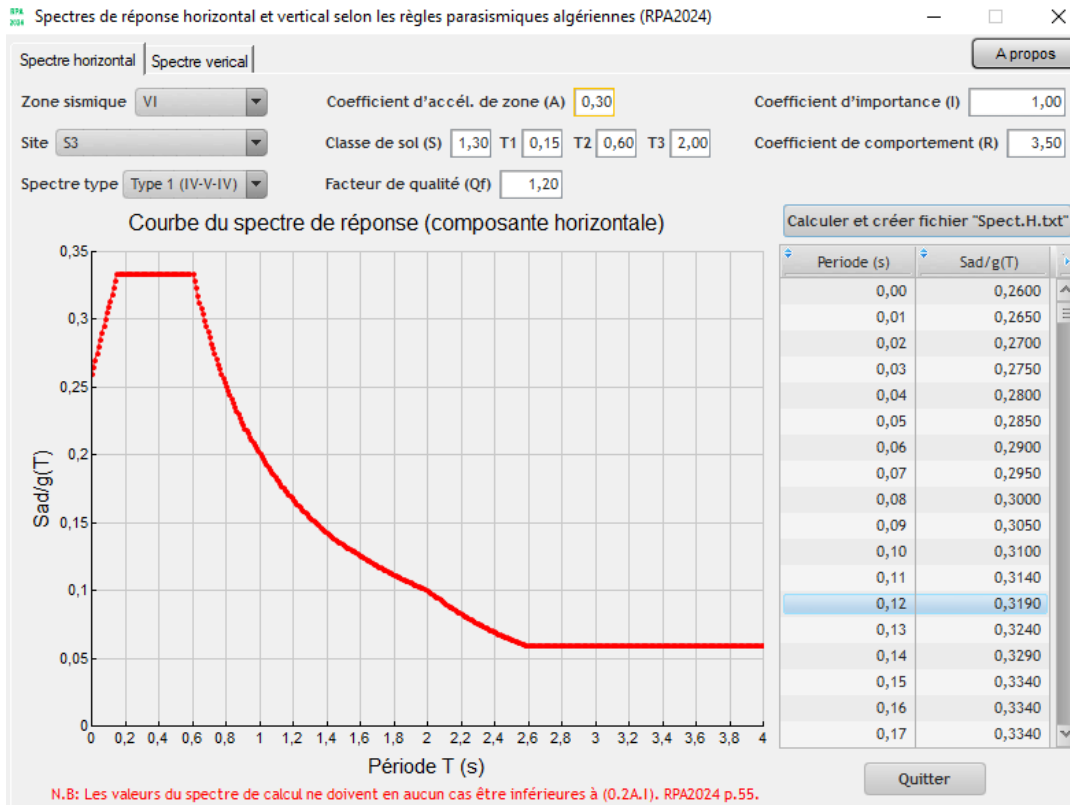


Figure 1.2: Courbe du spectre de réponse – composante horizontale générée selon le RPA

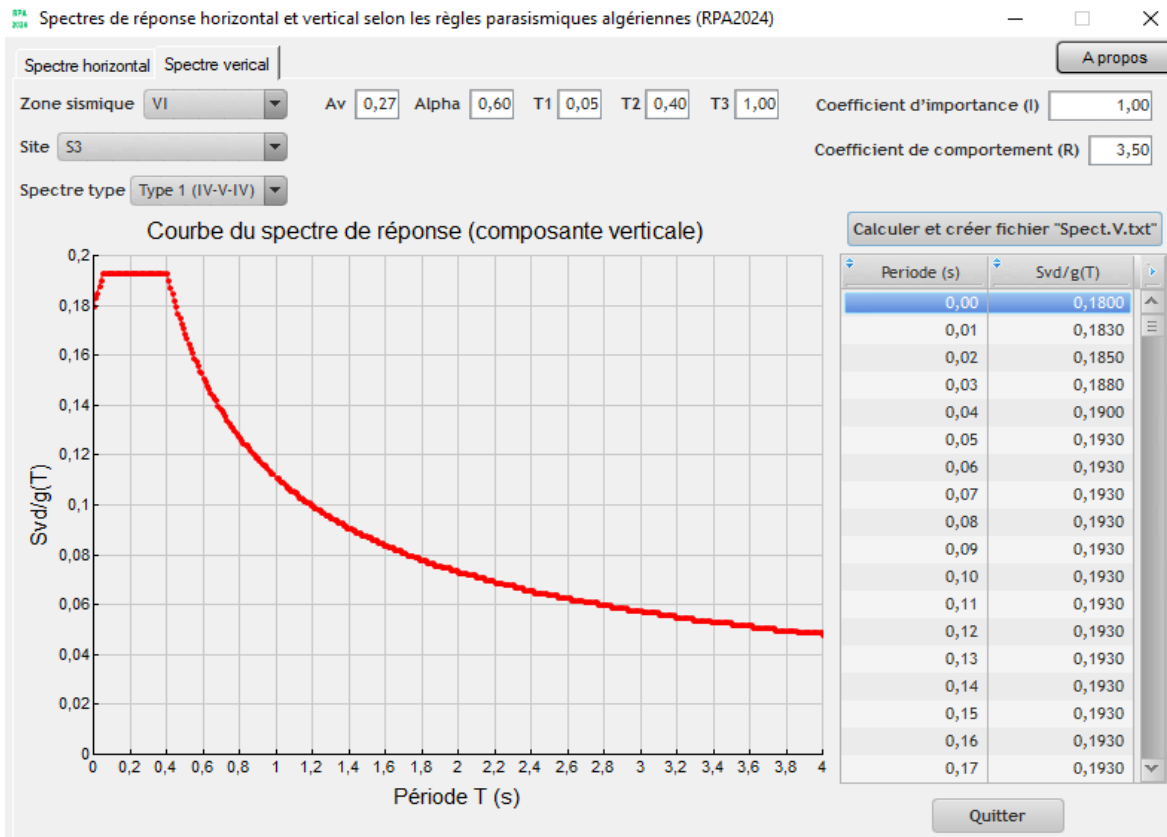


Figure 1.3: Courbe du spectre de réponse – composante vertical générée selon le RPA 2024

2.4 Classification des bâtiments selon leur importance :

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un bâtiment dépend de sa destination et de son importance vis à vis des objectifs de protection fixés par la collectivité. Ainsi, les bâtiments sont classés en 4 groupes d'importance.

Les groupes d'importance sont caractérisés par différents coefficients d'importance, I .

Tout bâtiment qui relève du domaine d'application du présent DTR doit être classé dans l'un des quatre (04) groupes définis ci-après :

Nous ne reviendrons pas sur les éléments détaillés de chaque groupe, mais nous nous contenterons de mentionner quelques éléments ou modifications, si elles existent.

- **Groupe IA: Bâtiments d'importance vitale** : Bâtiments vitaux qui doivent demeurer opérationnels après un séisme majeur pour les besoins de la survie de la région, de la sécurité publique et de la défense nationale, tels que :
 - Bâtiments abritant les centres de décision stratégique
 - Bâtiments administratifs ou autres devant rester fonctionnels en cas de séisme
- **Groupe IB : Bâtiments de grande importance** :
 - Bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur dépasse 48m
 - Châteaux d'eau et réservoirs.
 - Bâtiments scolaires quelque soit leur taille.
- **Groupe 2: Bâtiments d'importance moyenne** :
 - Bâtiments non classés dans les autres groupes IA, IB ou 3 tels que :
 - Bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m;
 - Parkings de stationnement publics, etc.
- **Groupe 3 : Bâtiments de faible importance** :
 - Bâtiments industriels ou agricoles abritant des biens de faibles valeurs;
 - Bâtiments à risque limite pour les personnes ;
 - Constructions provisoires.

Les valeurs du coefficient d'importance, I , pour ces groupes d'importance IA, IB, 2 et 3 sont données dans le Tableau suivant :

Table 1.3: Valeurs du coefficient d'importance

Coefficient d'importance, I	Groupe d'importance			
	IA	IB	2	3
I	1.40	1.20	1	0,80

Annexe 1 : Présentation – Nouveautés principales du RPA 2024

2.5 Classification des systèmes de contreventement :

L'objet de la classification des systèmes de contreventement se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'une valeur numérique du coefficient de comportement, R , A) structures en béton armé :

1) Système à ossature :

Table 1.4: Limitations en nombre de niveaux et en hauteur

Zone sismique	I et II	III	IV	V et VI
Nombre maximal de niveaux	5	4	3	3
Hauteur maximale (m)	17	14	11	11

2) Système à contreventement mixte, équivalent à une ossature :

Table 1.5: Limitations en nombre de niveaux et en hauteur

Zone sismique	I et II	III	IV	V et VI
Nombre maximal de niveaux	7	6	5	5
Hauteur maximale (m)	23	20	17	17

3) Système à ossature ou système mixte équivalent à ossature, avec remplissage en maçonneries rigide :

Le Tableau (1.6) précise le nombre maximal d'étages ainsi que la hauteur maximale, pour ce genre de système :

Table 1.6: Limitations en nombre de niveaux et en hauteur

Zone sismique	I et II	III	IV	V et VI
Nombre maximal de niveaux	5	4	3	2
Hauteur maximale (m)	17	14	11	8

4) Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles

5) Système de contreventement constitué par des voiles

6) Système à ossature à noyau ou à effet noyau

Annexe 1 : Présentation – Nouveautés principales du RPA 2024

2.6 Coefficient de comportement global de la structure :

Table 1.7: Valeurs du coefficient de comportement, R

<i>Cat</i>	<i>Description du système de contreventement</i>	<i>Valeur de R</i>
1	Système à ossature	5.5 ^(a)
2	Système à contreventement mixte, équivalent à une ossature	5.5 ^(a)
3	Système à ossature ou système mixte équivalent à ossature, avec remplissage en maçonneries rigide	3.5 ^(a)
4	Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles	4.5 ^(b)
5	Système de contreventement constitué par des voiles	4.5 ^(b)
6	Système à ossature à noyau ou à effet noyau	3 ^(b)
7	Système fonctionnant en console verticale à masses réparties prédominantes	3 ^(b)
8	Système en pendule inverse	2 ^(c)
9	Système de voiles de grandes dimensions en béton peu armé	1.5 ^(c)

2.7 Facteur de qualité :

Le facteur de qualité, Q_F , tient compte de:

- la redondance et de la géométrie des éléments qui constituent la structure ;
- la régularité en plan et en élévation.

La valeur de Q_F est déterminée par :

$$Q = 1 + \sum Pq = 1,55$$

Les critères de qualité "q" à vérifier sont :

Pondérations de la catégorie (a)

1. Régularité en plan La structure est classée régulière en plan selon les critères
2. Régularité en élévation La structure est classée régulière en élévation selon les critères
3. Conditions mini males sur le nombre de niveaux ;

La structure doit comporter au minimum deux niveaux.

4. Conditions minimales sur Les travées. La structure doit présenter, à chaque niveau et selon chacune des deux directions horizontales, au minimum trois (03) travées.

Pondérations de la catégorie (b)

1. Régularité en plan : la structure est classée régulière en plan selon les critères
2. Régularité en élévation : la structure est classée régulière en élévation selon les critères

Annexe 1 : Présentation – Nouveautés principales du RPA 2024

3. Redondance en plan : chaque étage devra avoir, en plan, au moins deux (02) files de voiles dans la direction des forces latérales. Cette condition concerne uniquement les deux systèmes de contreventements (4) et (5).

☑ **Categories de ponderations (c)**

Le facteur de qualité, Q_F doit être pris égal à 1.

Table 1.8: Valeurs des Pondérations P_q

Catégorie	Critère, q	P_q	
		Observé	N/observé
(a)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Conditions minimales sur le nombre étage	0	0.20
	4. Conditions minimales sur les travées	0	0.10
(b)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Redondance en plan	0	0.05

3. REGLES DE CALCUL

3.1 Choix de la méthode de calcul:

- * la méthode statique équivalente ;
- * la méthode d'analyse modale spectrale;
- * la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

3.2 Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

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

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).

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 suivant :

Annexe 1 : Présentation – Nouveautés principales du RPA 2024

Table 1.9: Conditions d'application de la méthode statique équivalente

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

Nota: (*) signifie qu'il n'y a aucune limitation de nombre de niveaux ou de hauteur

3.3 Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale, V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales, selon Eqn (1.1) :

$$V = \lambda \times \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \times W \quad (1.1)$$

- * $\frac{S_{ad}}{g}(T_0)$: Ordonnée du spectre de calcul pour la période T_0 .
- * T_0 : Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée.
- * λ : Coefficient de correction

$$\lambda = \begin{cases} 0,85 & \text{si } T_0 \leq 2.T_2 \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux} \\ 1 & \text{, autrement} \end{cases}$$
- * W : Poids sismique total du bâtiment. Il est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau « i »:

$$W_i = W_{Gi} + \psi W_{Qi}$$

- * ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné au Tableau (1.10).

Annexe 1 : Présentation – Nouveautés principales du RPA 2024

Table 1.10: Valeurs du coefficient d'accompagnement ψ pour la charge d'exploitation Q_i

<i>Cas</i>	<i>Description du système de contreventement</i>	<i>Valeur de R</i>
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0.30
2	Bâtiments recevant du public temporairement: Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions, salles de classes, restaurants, dortoirs	0,40
3	Entrepôts, hangars	0.50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs, ouvrages assimilés, bâtiment recevant des équipements médicaux critiques	1.00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0.60

3.4 Estimation de la période fondamentale de la structure :

La période fondamentale de la structure peut être évaluée de diverses manières:

1. La valeur de la période fondamentale (T_0) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.
2. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T_{\text{empirique}} = C_T \times h_N^{3/4}$$

$T_{\text{empirique}}$: [unité en s]: période fondamentale

h_N : [unité en m]: Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par Table.(1.11).

Table 1.11: Valeurs du coefficient C_T

<i>Cas</i>	<i>Système de contreventement</i>	<i>C_T</i>
1	Ossatures spatiales en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Portiques spatiaux en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Ossature en portiques en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0.050
4	Autres types de structures	0.050

3. Dans le cadre de l'application de la méthode statique équivalente développée, les valeurs de (T_0), calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques, ne doivent pas dépasser de plus de 30% celle estimée à partir de la formule empirique.

La valeur à utiliser, dans la méthode statique équivalente, est alors égale à:

$$T_{\text{max}} = 1.3T_{\text{empirique}} \cdot$$

Annexe 1 : Présentation – Nouveautés principales du RPA 2024

Le Tableau (1.12) donne les valeurs de la période, (T_0), à utiliser dans la formule de calcul de l'effort tranchant à la base V.

Table 1.12: Valeur de la période T_0 pour le calcul de l'effort tranchant à la base V

Cas	Période à utiliser
$T_{calcul} < 1,3T_{empirique}$	$T_0 = T_{calcul}$
$T_{calcul} \geq 1,3T_{empirique}$	$T_0 = 1,3T_{empirique}$

3.5 Calcul des déplacements :

Le déplacement horizontal, à chaque niveau "k", de la structure est calculé selon Eqn. (1.2):

$$\delta_K = \frac{R}{Q_F} \times \delta_{eK} \quad (1.2)$$

- * δ_{eK} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).
- * R : coefficient de comportement.

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

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

4. JUSTIFICATION DE LA SECURITE

4.1 Composantes horizontales de l'action sismique :

Les composantes de l'action sismique, E_x et E_y , agissant suivant les deux directions horizontales, sont supposées indépendantes mais représentées par le même spectre de réponse. Les actions sismiques de dimensionnement des structures, sont combinées aux actions permanentes et aux actions variables par le biais des Eqns :

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

4.2 Composante verticale de l'action sismique :

Les effets de la composante verticale de l'action sismique, doivent être pris en compte, si la valeur du produit ($Av.I.g$) est supérieure à ($0.25g$), dans les cas suivants:

- Eléments de structure horizontaux ou presque horizontaux de 15 m de portée ou plus ;
 - Eléments horizontaux ou presque horizontaux en console de plus de 2.00 m de long ;
 - Eléments précontraints horizontaux ou presque horizontaux ;
 - Poutres supportant des poteaux ;
 - Structures sur appuis parasismiques.
-

Annexe 1 : Présentation – Nouveautés principales du RPA 2024

Table 1.13: Coefficients d'accélération verticale en fonction de la zone sismique et du groupe

<i>Zonage sismique</i>	<i>Coefficient d'accélération</i>				
	<i>A.I (horizontal)</i>	<i>A_v.I (vertical)</i>			
		<i>Catégorie d'Importance</i>			
		<i>IA</i>	<i>IB</i>	<i>2</i>	<i>3</i>
<i>I</i>	0.07 I	0.054	0.046	0.039	0.031
<i>II</i>	0.10 I	0.077	0.066	0.055	0.044
<i>III</i>	0.15 I	0.116	0.099	0.083	0.066
<i>IV</i>	0.20 I	0.252	0.216	0.180	0.144
<i>V</i>	0.25 I	0.315	0.270	0.225	0.180
<i>VI</i>	0.30 I	0.378	0.324	0.270	0.216

L'action sismique verticale, A_v, est obligatoire lorsque (A_v.I.g) dépasse 0.25 g

4.3 Justification de la largeur des joints sismiques :

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{min} satisfait la condition suivante :

$$d_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} \sqrt{\delta_1^2 + \delta_2^2} \\ 40 \text{ mm} \end{array} \right.$$

δ_1 et δ_2 : déplacements maximaux des deux blocs, calculés selon § 4.5.2, au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations.

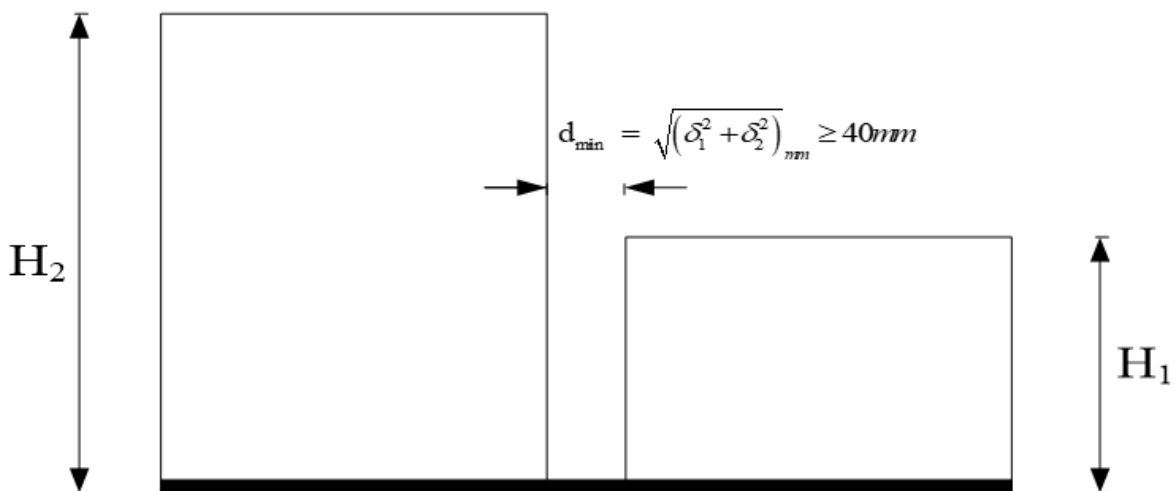


Figure 1.4: Largeur minimum du joint sismique

4.4 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

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

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

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^o ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta_K}$.
- ✗ Si ($\theta_K \geq 0.20$), la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

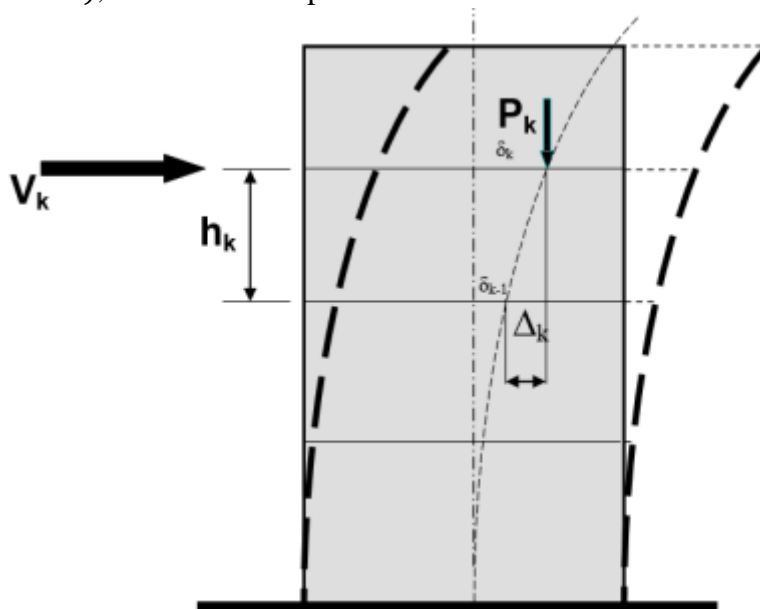


Figure 1.5: Effet P- Δ

4.5 Justification vis-à-vis des déplacements inter-étages :

a) Justification de non-effondrement :

Les déplacements relatifs latéraux, d'un étage par rapport à l'étage du dessous, tels que calculés selon (§ 3.5), ne doivent pas dépasser les limites, Δ_k , données dans le Tableau (5.2) et Eqn. (1.3) :

$$\Delta_K \leq \bar{\Delta}_K \tag{1.3}$$

Table 1.14: Valeurs limites des déplacements inter-étages

<i>Type de Structure</i>	<i>Déplacement limite: $\bar{\Delta}_K$</i>
<i>Bâtiments en Acier</i>	<i>0.0200 h_k</i>
<i>Battements en Béton Armé</i>	<i>0.0150 h_k</i>
<i>Bâtiment en PAF</i>	<i>0.0100 h_k</i>
<i>Bâtiments en Bois</i>	<i>0.0150 h_k</i>
<i>Bâtiments en Maçonnerie Chainée</i>	<i>0.0100 h_k</i>
<i>Légende: h_k est la hauteur du niveau « k »</i>	

b) Justification de limitation des dommages :

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 :

1. pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux composés de matériaux fragiles fixés à la structure :

$$v_A \Delta_K \leq 0,005 h_k$$

2. pour Les bâtiments ayant des éléments non structuraux ductiles :

$$v_A \Delta_K \leq 0,0075 h_k$$

Le coefficient réducteur v_A . Il est pris égal à 0.5.

5. STRUCTURES EN BETON ARME

5.1 Conception et verifications :

Coefficients partiels de sécurité :

On vérifie que les sollicitations agissantes sont inférieures ou égales aux sollicitations résistantes en prenant en compte les coefficients partiels de sécurité suivants :

- Acier : $\gamma_s = 1.00$
- Béton : $\gamma_b = 1.20$

5.2 Spécifications pour les poteaux :

a) Coffrage :

Min (b_c, h_c) ≥ 25 cm en zones I , II et III.

Min (b_c, h_c) ≥ 30 cm en zone IV, V et VI.

Min (b_c, h_c) $\geq l_c / 20$

$1/4 < b_c / h_c < 4$

Annexe 1 : Présentation – Nouveautés principales du RPA 2024

Pour les poteaux circulaires, le diamètre D devra satisfaire les conditions ci-dessous:

$D \geq 25$ cm en zone I et II.

$D \geq 30$ cm en zone III.

$D \geq 35$ cm en zone IV, V et VI.

$D \geq l_{cl}/15$: quelle que soit la zone.

b) Ferrailage

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

Leur pourcentage minimal sera de :

- 0.8% en zones I et II
- 0.9% en zone III
- 1.0% en zones IV, V et VI

Leur pourcentage maximal sera de:

- 4% en zone courante
- 8% en zone de recouvrement

Le diamètre minimum est de : 12 mm

La longueur minimale des recouvrements de barres longitudinales, de diamètre ϕ_l , est de:

- $50\phi_l$, en zones I, II et III
- $60\phi_l$, en zones IV, V et VI

La distance entre les barres verticales, dans une face du poteau, ne doit pas dépasser :

- 20 cm en zones I, II et III
- 15 cm en zones IV, V et VI

5.3 Specifications pour les poutres :

a) Coffrage :

$b \geq 20$ cm : en zones I, II et III

$b \geq 25$ cm : en zones IV, V et VI

$h \geq 30$ cm

$h/b \leq 4.0$

$b_{max} \leq 1,5h + b_c$

La longueur minimale des recouvrements de barres longitudinales, de diamètre ϕ_l , est de:

- $50\phi_l$, en zones I, II et III
 - $60\phi_l$, en zones IV, V et VI
-

5.4 vérification spécifiques :

Sollicitations normales

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul des poteaux est limité par la condition suivante:

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,35$$

6. Conclusion de l'annexe :

Ce présent annexe s'est limité à la présentation des nouveautés introduites dans le RPA 2024, sans entrer dans une étude de cas pratique ni des calculs détaillés.

L'objectif principal est de fournir une vue claire sur les différences essentielles par rapport à la version précédente (RPA 2003), et de mettre en lumière les éléments modifiés ou nouvellement introduits.

Ce travail vise à guider les étudiants et les lecteurs intéressés par une meilleure compréhension du nouveau règlement, à un moment où les ressources explicatives et les projets réalisés selon le RPA 2024 restent encore rares.

Ainsi, ce document pourra servir de base de référence, fiable et synthétique, pour toute future lecture ou application du règlement dans un cadre académique ou professionnel.

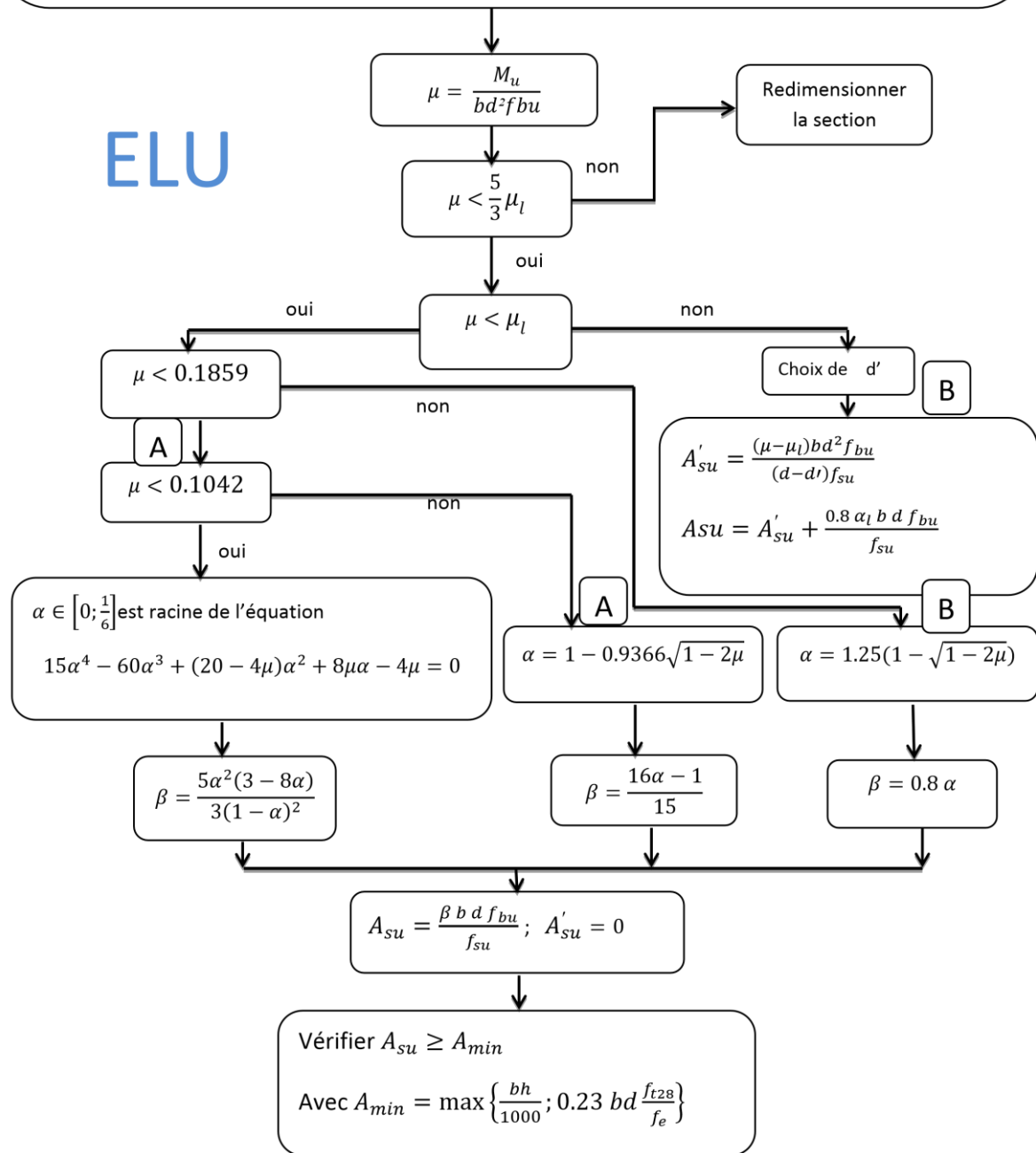
Annexe 2

Organigramme de calcul du ferrailage pour une section rectangulaire en flexion simple à ELU

M_u ; h ; b ; $d=0.9h$; $d'=0.11d$; $\gamma_s = 1.15$; $\gamma_b = 1.5$; f_{c28} ; f_e ;
 $\theta = \begin{cases} 1 & \text{si } t > 24h \\ 0.9 & \text{si } 1h \leq t \leq 24h \\ 0.85 & \text{si } t < 1h \end{cases}$ θ Est en fonction de la durée (t) d'application des combinaisons d'action

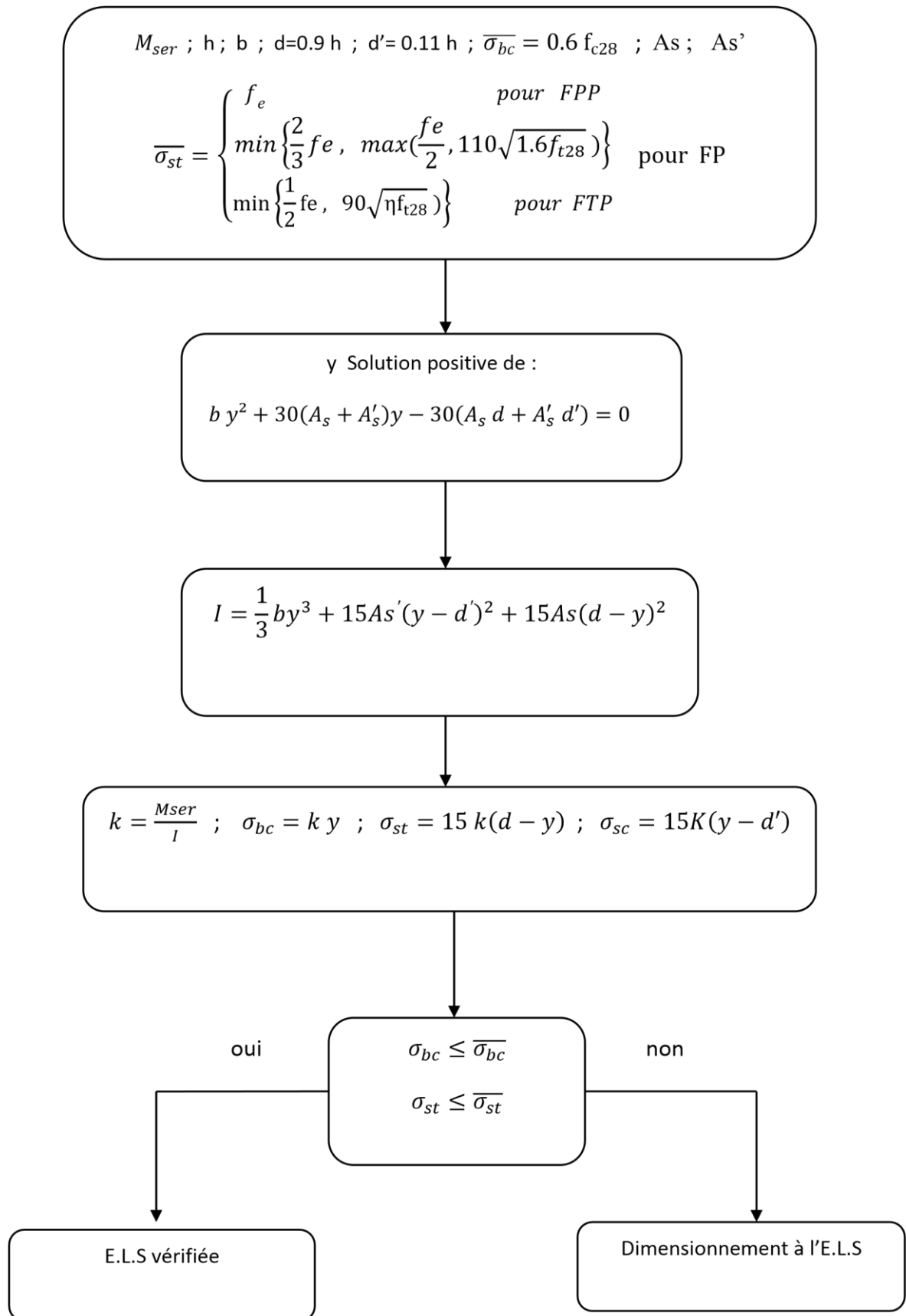
$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$; $f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$; $E = 2.1 \times 10^5 MPa$; $\epsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s E} (0/00)$; $\alpha_l = \frac{7}{7+2\epsilon_l}$;
 $\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4\alpha_l)$

ELU



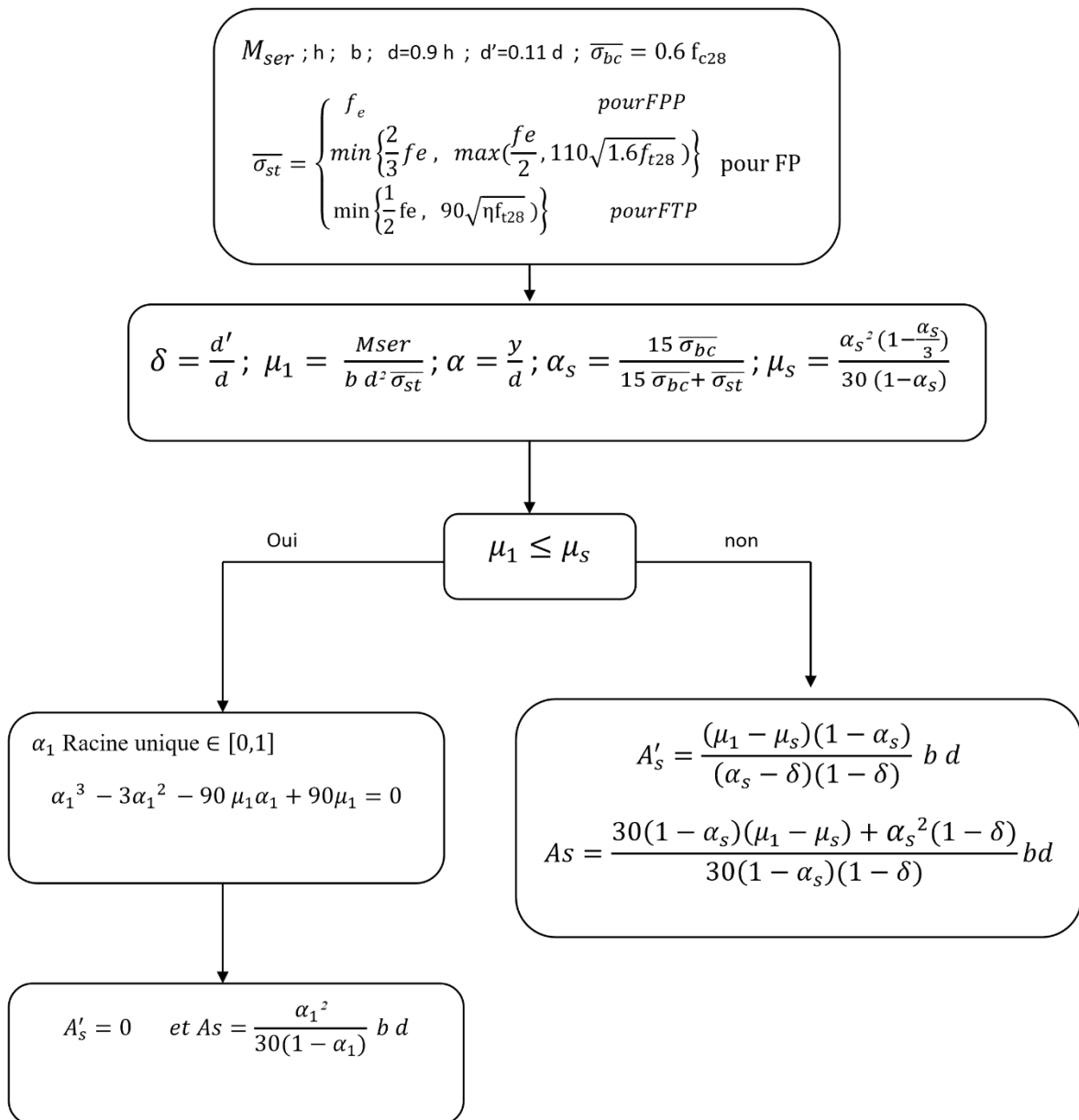
Annexe 3

Organigramme de vérification pour une section rectangulaire en flexion simple à ELS



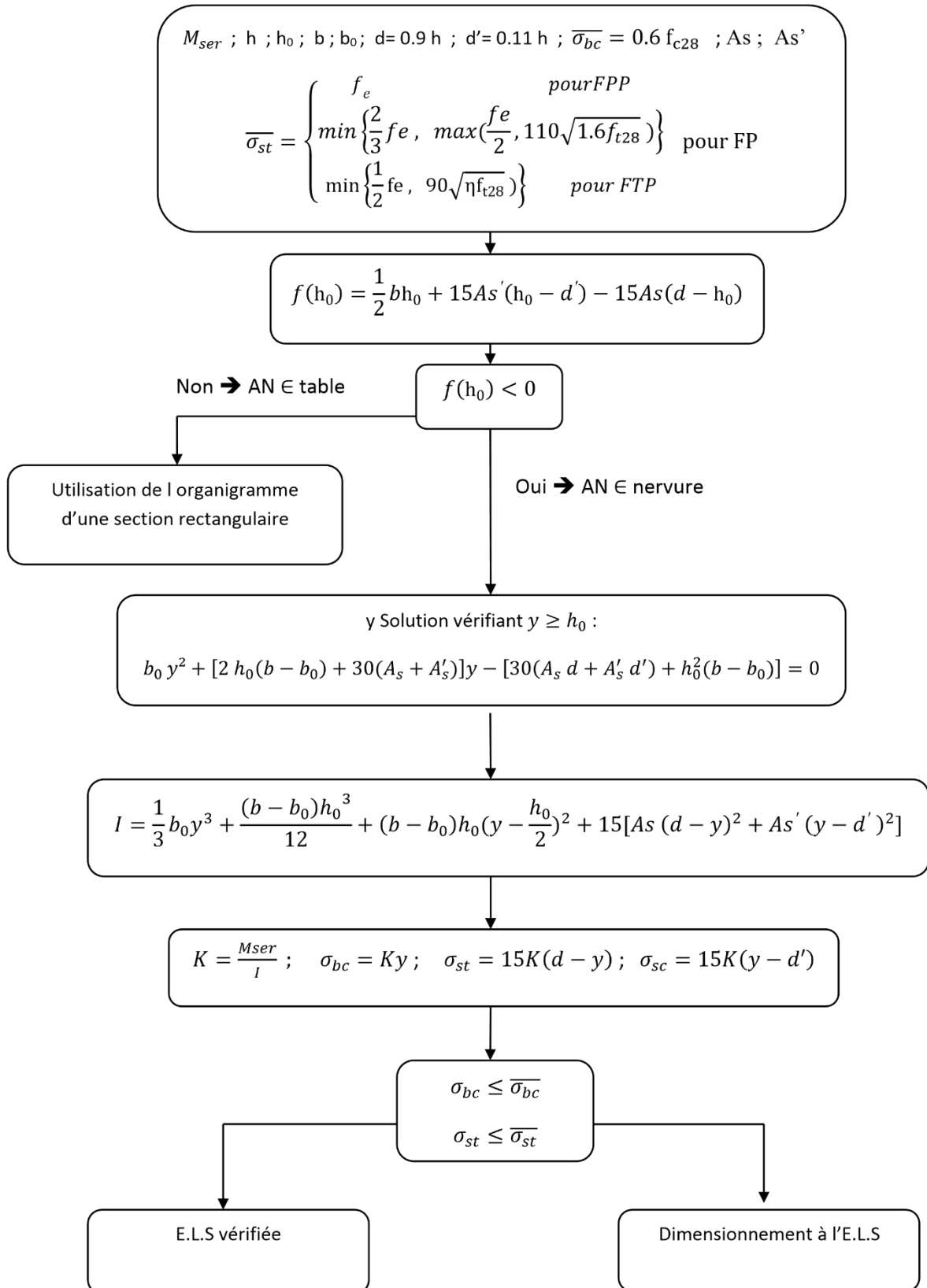
Annexe 4

Organigramme de calcul du ferrailage pour une section rectangulaire en flexion simple à l'ELS



Annexe 6

Organigramme de vérification pour une section en T en flexion simple à ELS



Annexe 7

Organigramme de calcul du ferrailage pour une section en T en flexion simple à l'ELS

$$M_{ser} ; h ; h_0 ; b ; b_0 ; d=0.9 h ; d'=0.11 h ; \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \begin{cases} f_e & \text{pour FPP} \\ \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max \left(\frac{f_e}{2}, 110 \sqrt{1.6 f_{t28}} \right) \right\} & \text{pour FP} \\ \min \left\{ \frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} & \text{pour FTP} \end{cases} ; \quad M_0 = \frac{\bar{\sigma}_{st} (d - \frac{h_0}{3})}{30 (d - h_0)} b h_0^2$$

Non $M_{ser} \leq M_0$ oui

$$\mu_1 = \frac{M_{ser}}{b_0 d^2 \bar{\sigma}_{st}} ; \gamma = \frac{h_0}{\alpha} ; \theta = \frac{b}{b_0} ; \delta = \frac{d'}{d} ; \alpha_s = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}}$$

$$\mu_s = \frac{\gamma(\theta - 1)[3 \alpha_s(2 - \gamma) + \gamma(2\gamma - 3)] + \alpha_s^2(3 - \alpha_s)}{90(1 - \alpha_s)}$$

Appliquer l'organigramme
d'une section rectangulaire
 $b \times h$

Oui $\mu_1 \leq \mu_s$ Non

$$A'_s = \frac{(\mu_1 - \mu_s)(1 - \alpha_s)}{(\alpha_s - \delta)(1 - \delta)} b_0 d$$

$$A_s = \frac{30(1 - \alpha_s)(\mu_1 - \mu_s) + [\alpha_s^2 + \gamma(\theta - 1)(2\alpha_s - \gamma)](1 - \delta)}{30(1 - \alpha_s)(1 - \delta)} b_0 d$$

α_1 racine unique $\in]0,1[$

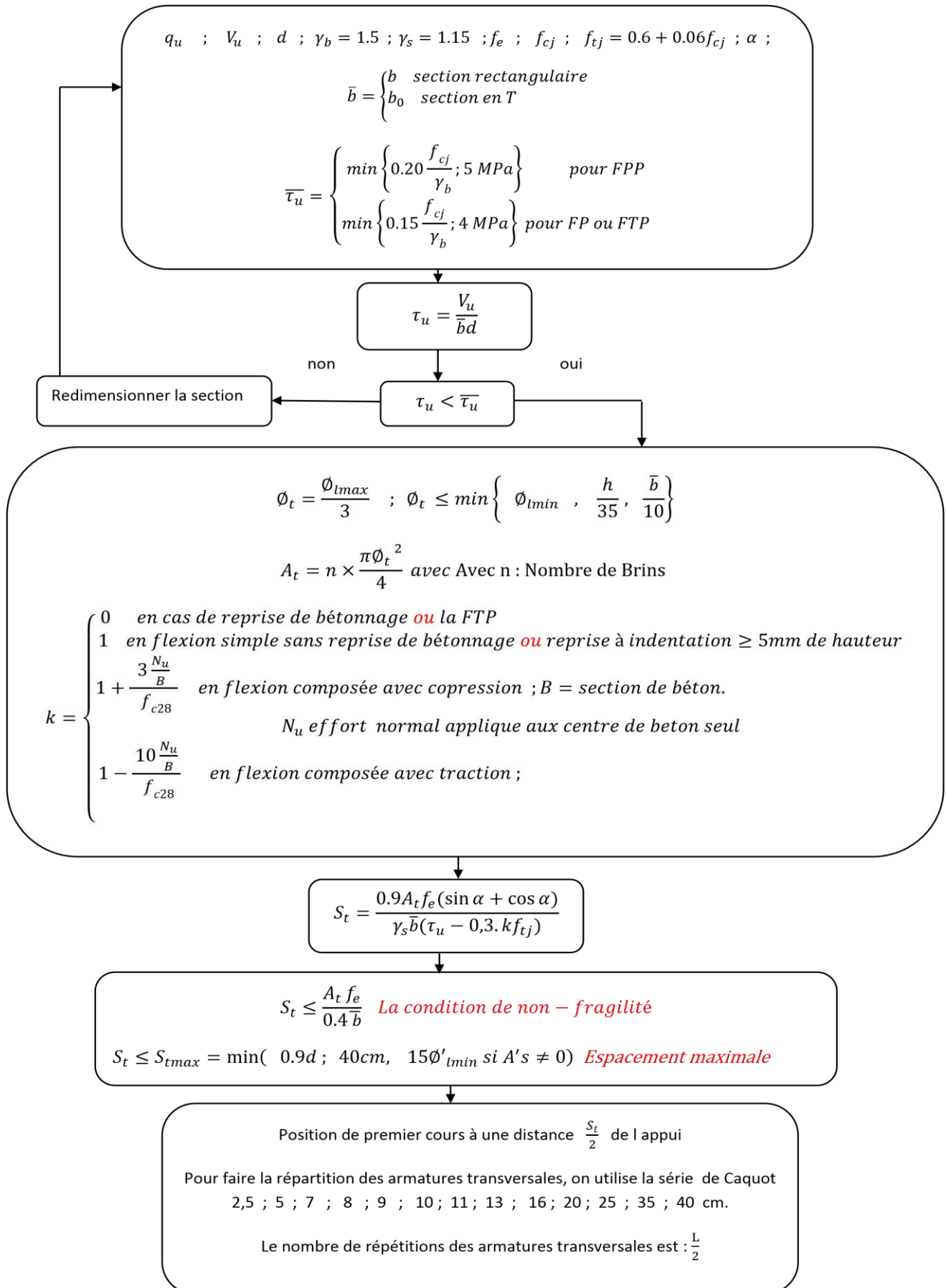
$$\alpha^3 - 3\alpha^2 - [90\mu_1 + 3\gamma(2 - \gamma)(\theta - 1)]\alpha + 90\mu_1 - \gamma^2(\theta - 1)(2\gamma - 3) = 0$$

$$A'_s = 0$$

$$A_s = \frac{\alpha_1^2 + \gamma(\theta - 1)(2\alpha_1 - \gamma)}{30(1 - \alpha_1)} b_0 d$$

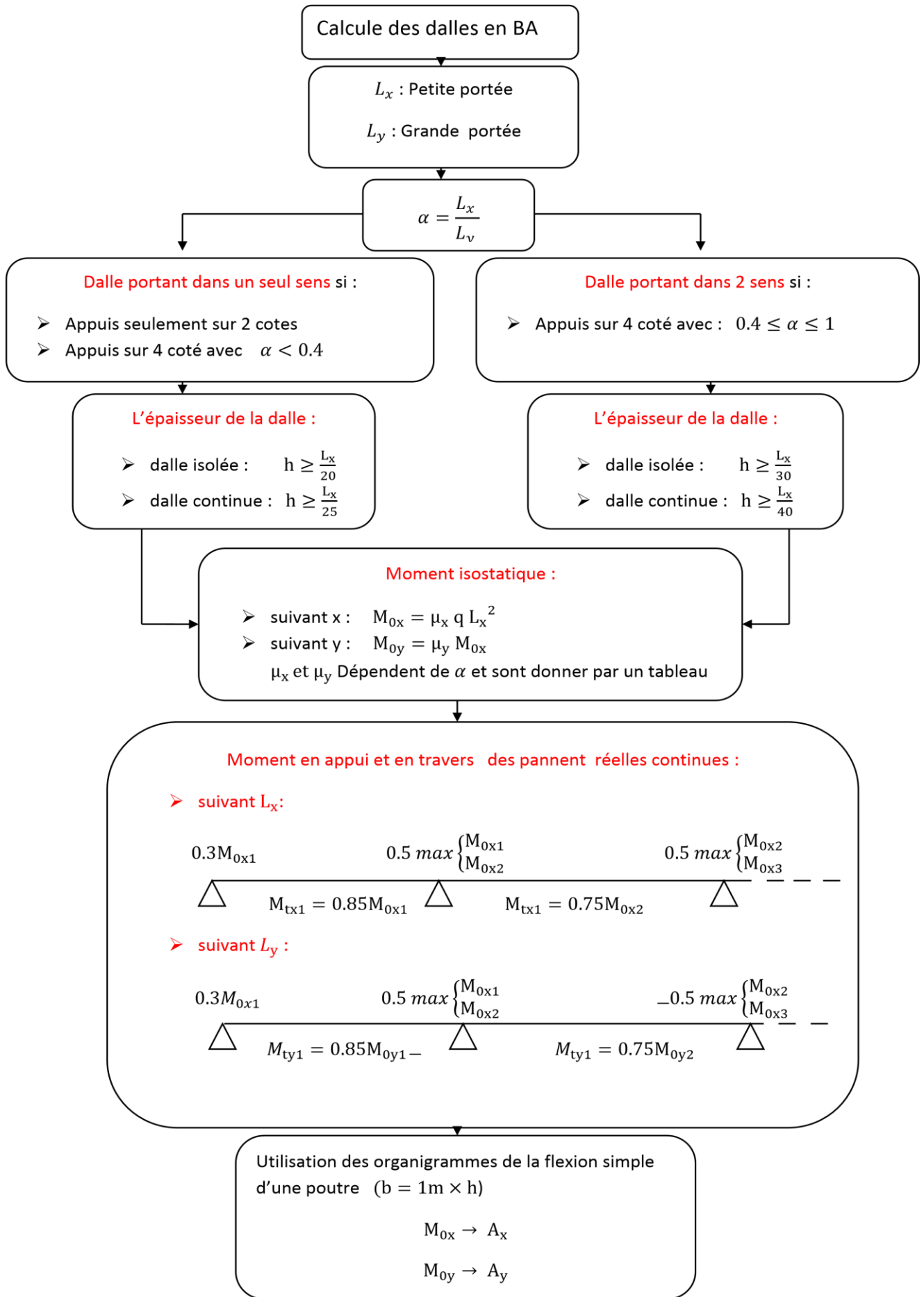
Annexe 8

Organigramme de calcul des armatures transversales et l'effort tranchant



Annexe 9

Organigramme de calcul des dalles



Section minimale des armatures

➤ selon Ly :

$$A_{ymin}(\text{cm}^2/\text{m}) \begin{cases} 12h & \text{pour RL} \\ 8h & \text{pour HA 400} \\ 6h & \text{pour HA 500} \end{cases} \quad h \text{ en metre}$$

➤ selon Lx :

$$A_{xmin}(\text{cm}^2/\text{m}) = \frac{3 - \alpha}{2} A_{ymin}$$

Effort tranchant

➤ $\alpha < 0.4$:

$$V_{ux} = q_u \frac{L_x}{2} \quad \text{Et} \quad V_{uy} = 0$$

➤ $0.4 \leq \alpha \leq 1$:

$$V_{ux} = \frac{q_u L_x L_y}{L_x + 2L_y} \quad \text{Et} \quad V_{uy} = q_u \frac{L_x}{3}$$

besoin d'armature transversale

$$\tau_u = \frac{V_u}{d b} \leq 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Pas d'armature transversale

Espacement maximale

FPP

$$S_{tx} \leq \min \begin{cases} 3h \\ 33 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Pour les As parallèle à } L_x$$

$$S_{ty} \leq \min \begin{cases} 4h \\ 45 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Pour les As parallèle à } L_y$$

FP ou FTP

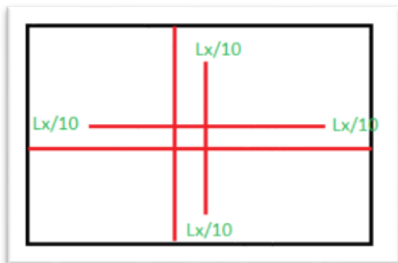
$$S_{tx} \leq \min \begin{cases} 2h \\ 25 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Pour les As parallèle à } L_x$$

$$S_{ty} \leq \min \begin{cases} 3h \\ 33 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Pour les As parallèle à } L_y$$

Les arrêts des barres

En travée :

Les arrêts en travée sont arrêtés 1 sur 2 à $\frac{L_x}{10}$

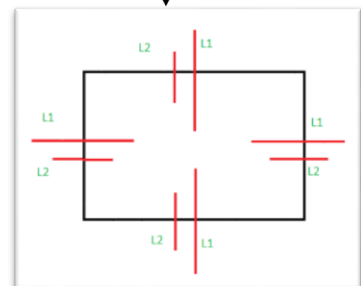


En appui :

Les armatures sur appuis sont arrêtée 1 sur 2 de L1 et L2

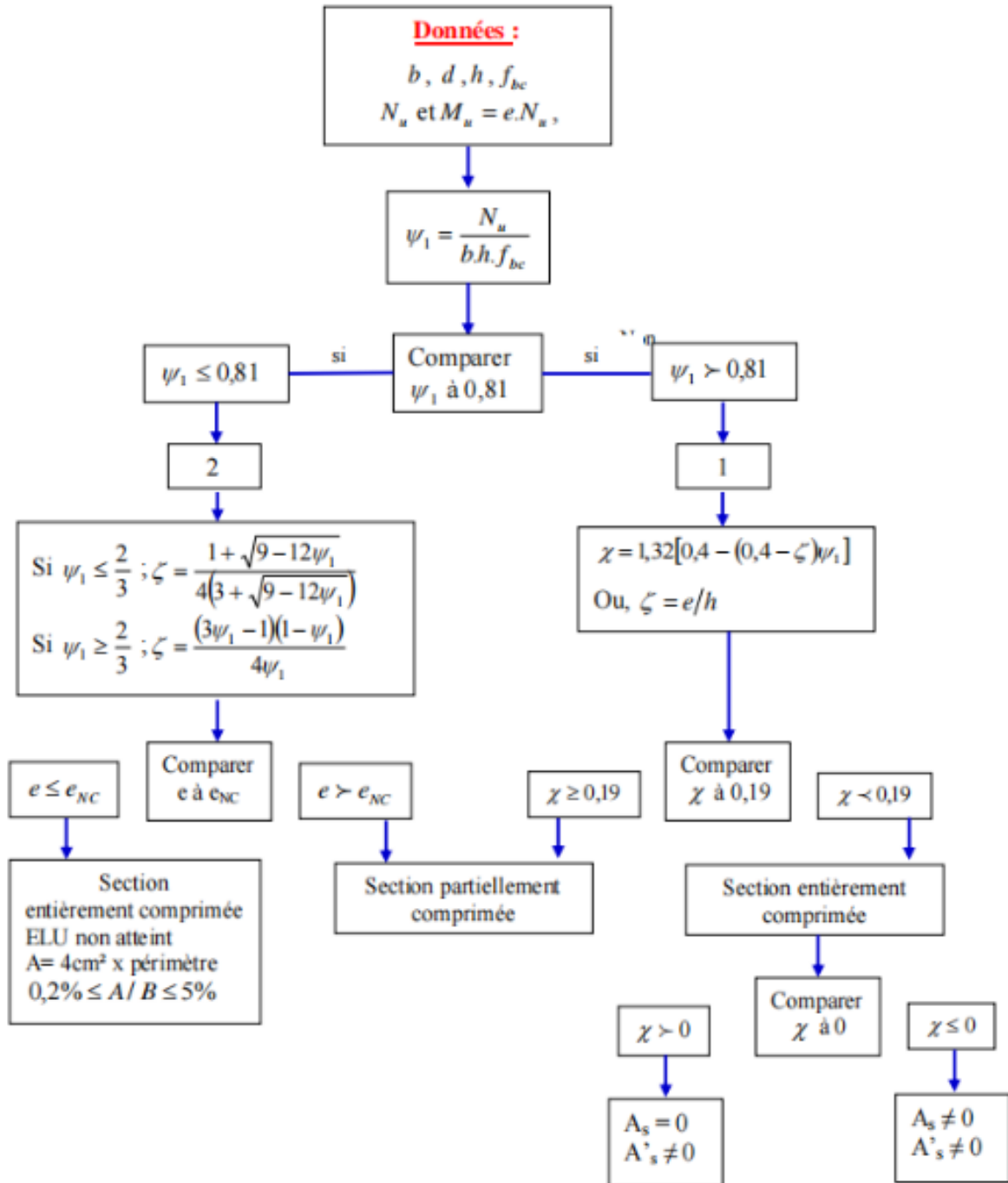
$$L_1 = \max \begin{cases} L_s & \text{pour un panneau intermédiaire} \\ 0.2L_x & \text{pour un panneau intermédiaire} \\ 0.25L_x & \text{pour un panneau de rive} \end{cases}$$

$$L_2 = \max \left\{ \frac{L_1}{2} \right\}$$



Annexe 10

Organigramme de calcul du ferrillage pour une section rectangulaire en flexion composé



Annexe 11

Tableau des Armatures en cm²

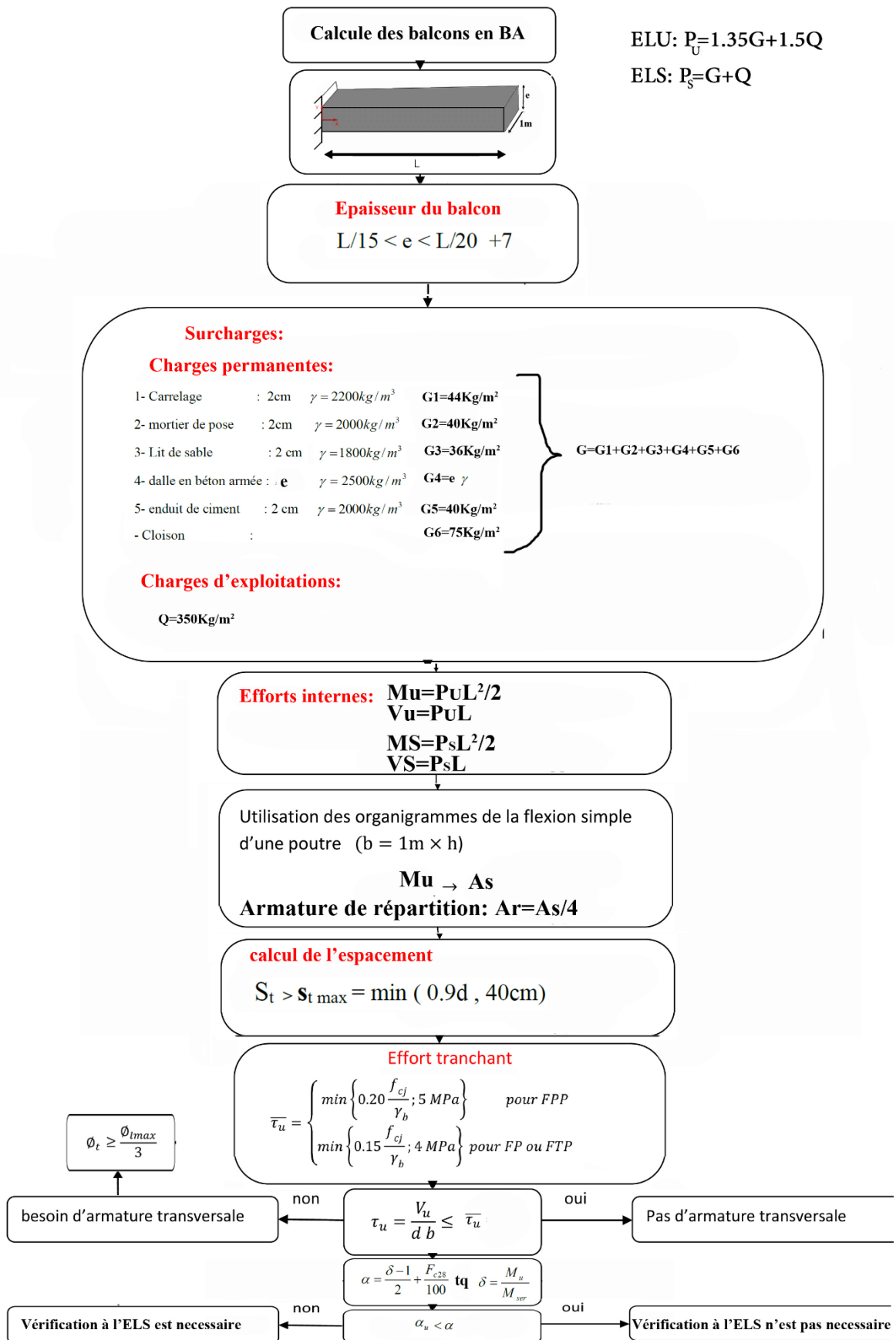
Section en cm² de 1 à 20 armatures de diamètre Ø en mm

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,2
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3

Section en cm² de 1 à 20 armatures de diamètre ϕ en mm.

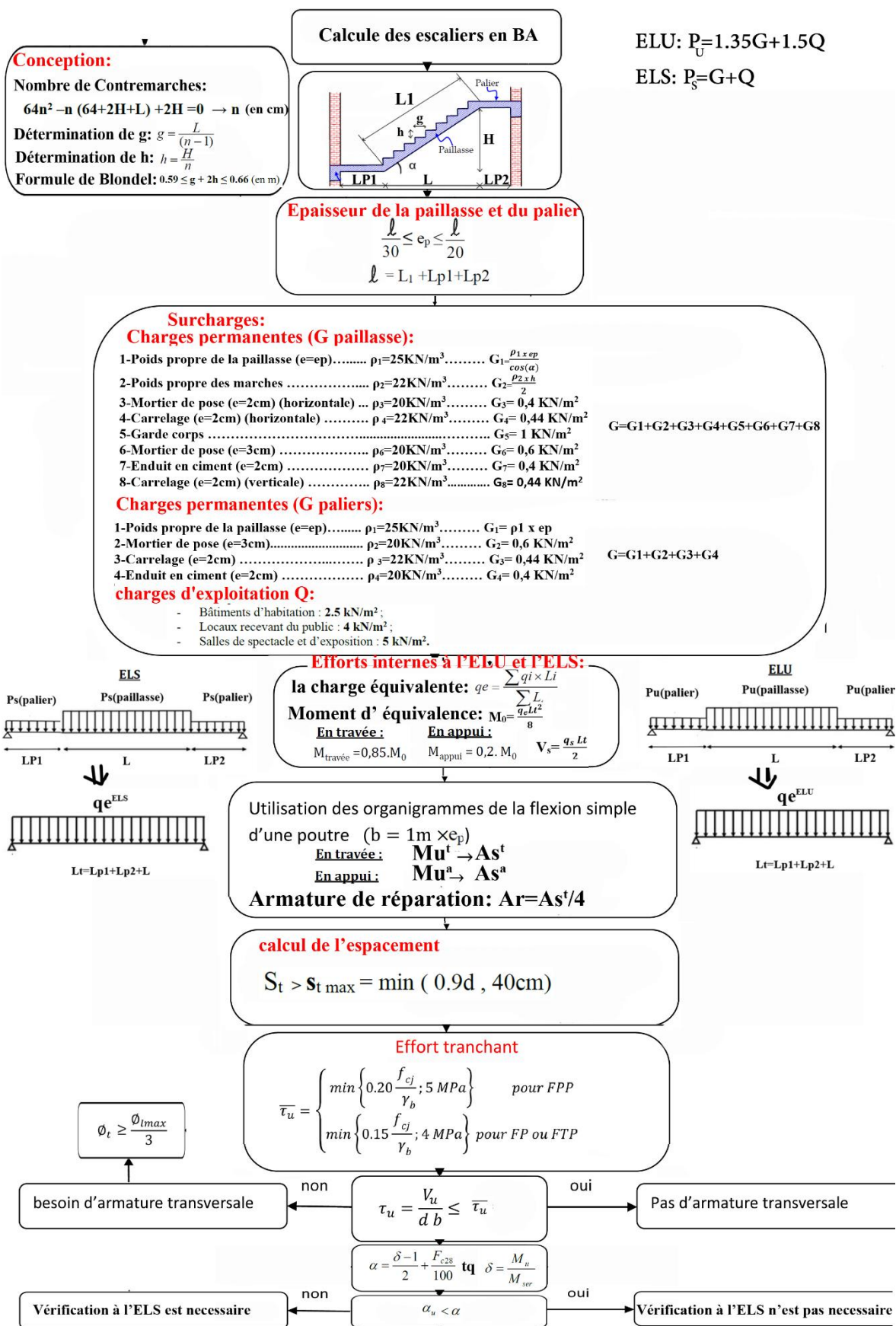
Annexe 12

Organigramme de calcul des balcons



Annexe 13

Organigramme de calcul des escaliers

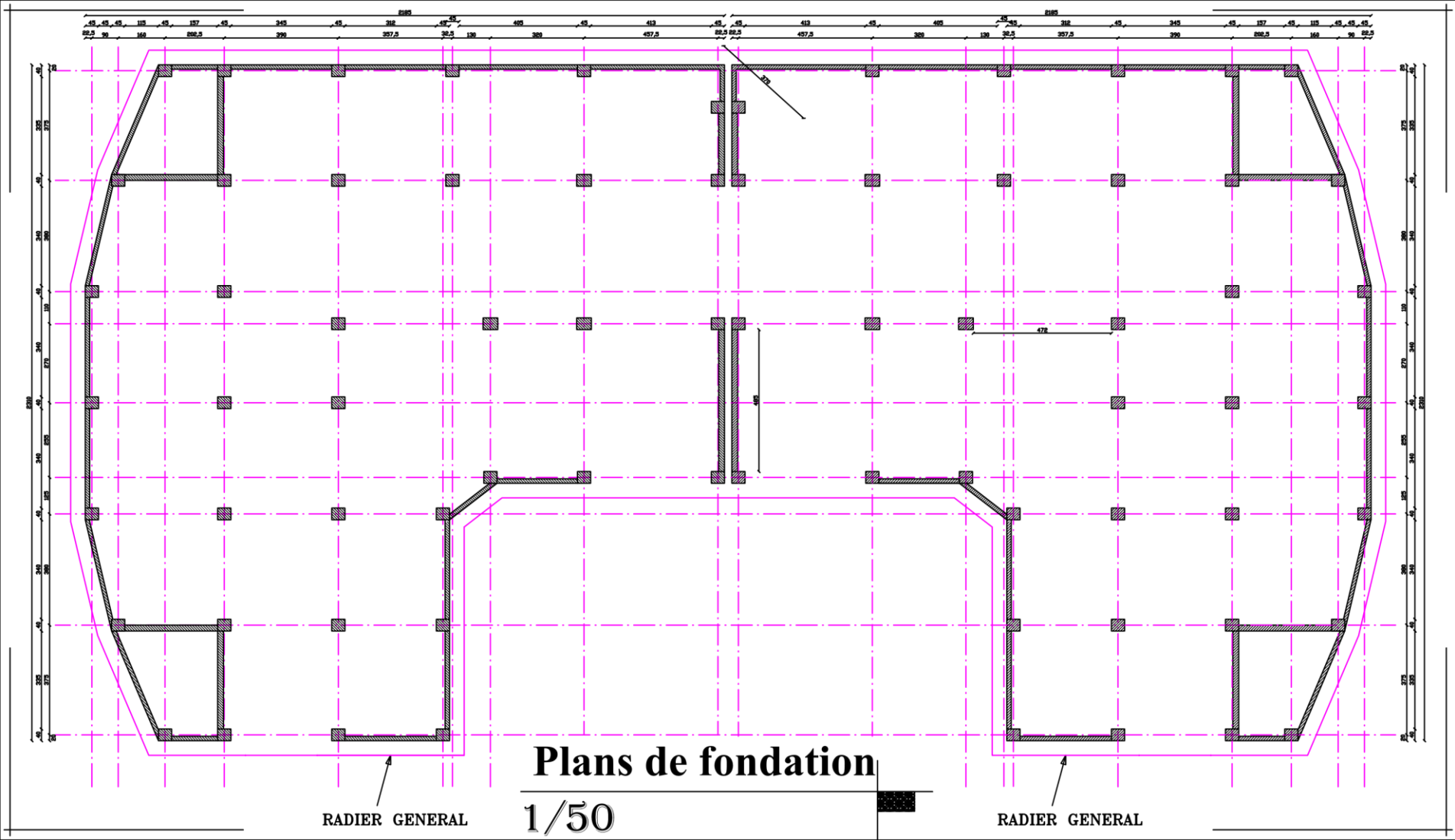


Annexe 14

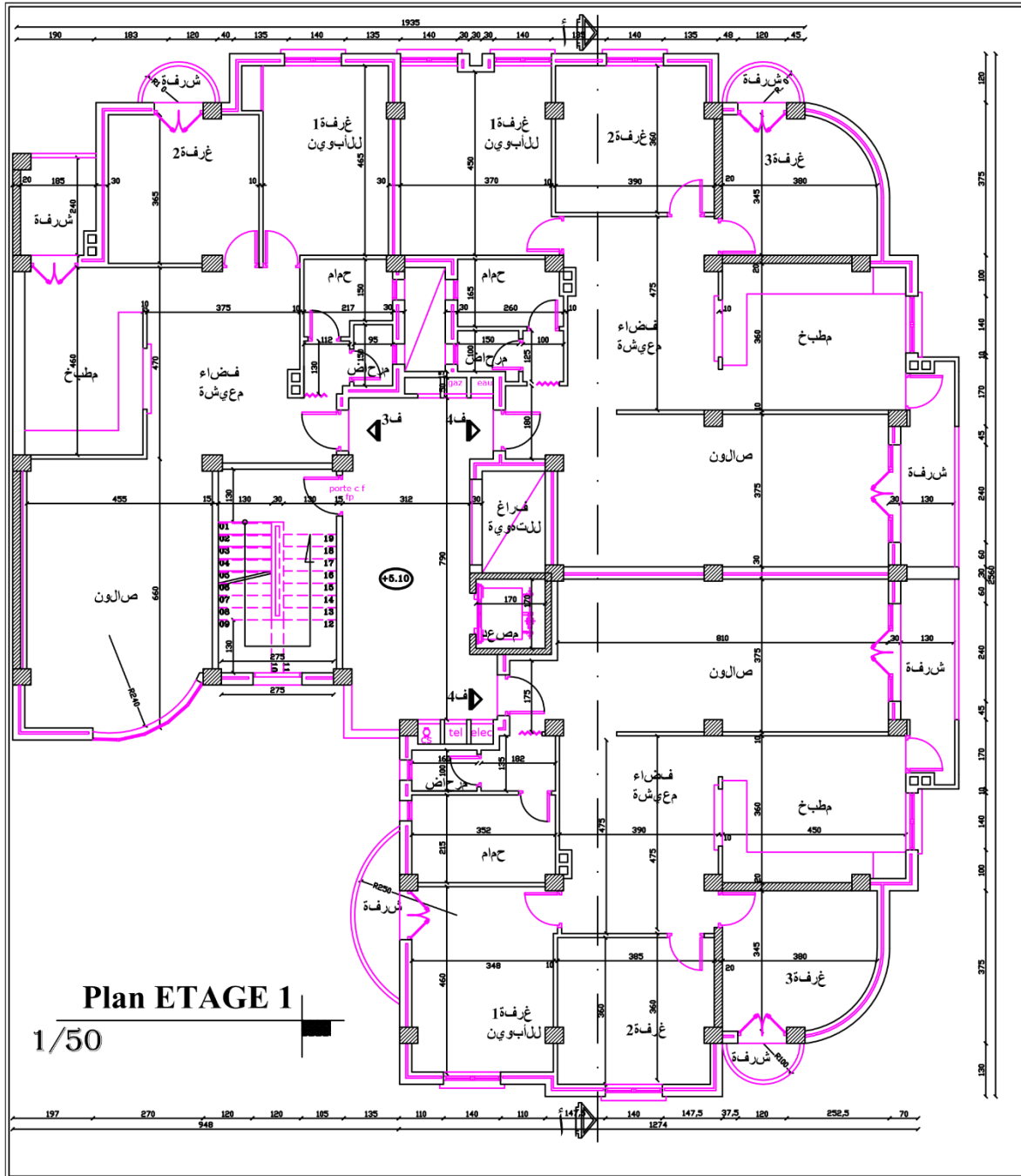
Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\frac{l_x}{l_y}$	ELU ($\nu = 0$)		ELS ($\nu = 0,2$)	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235
0,70	0,0648	0,4320	0,0743	0,5817
0,75	0,0621	0,5105	0,0648	0,6447
0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
1,00	0,0368	1,000	0,0441	1,000

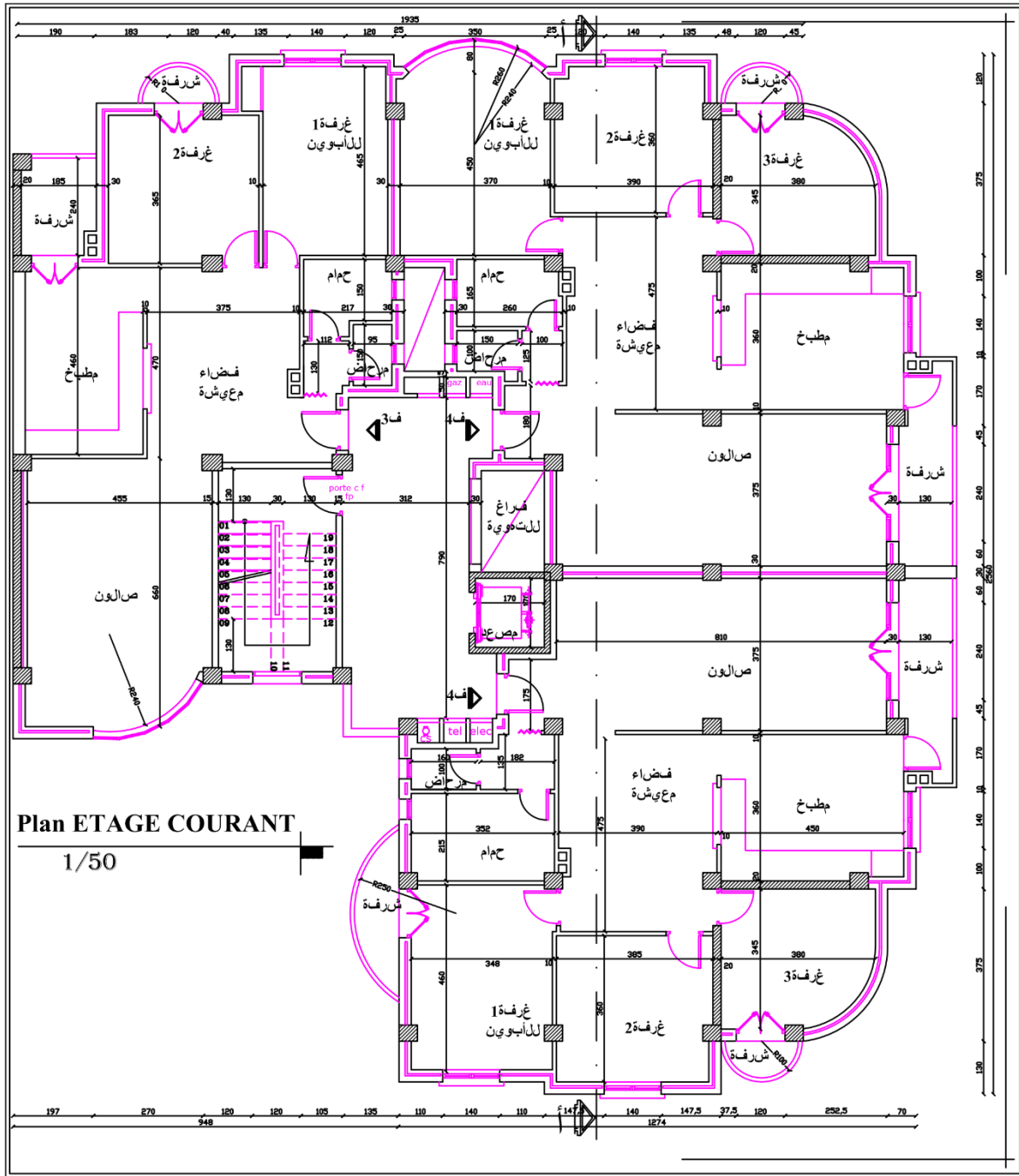
Plans architecturaux

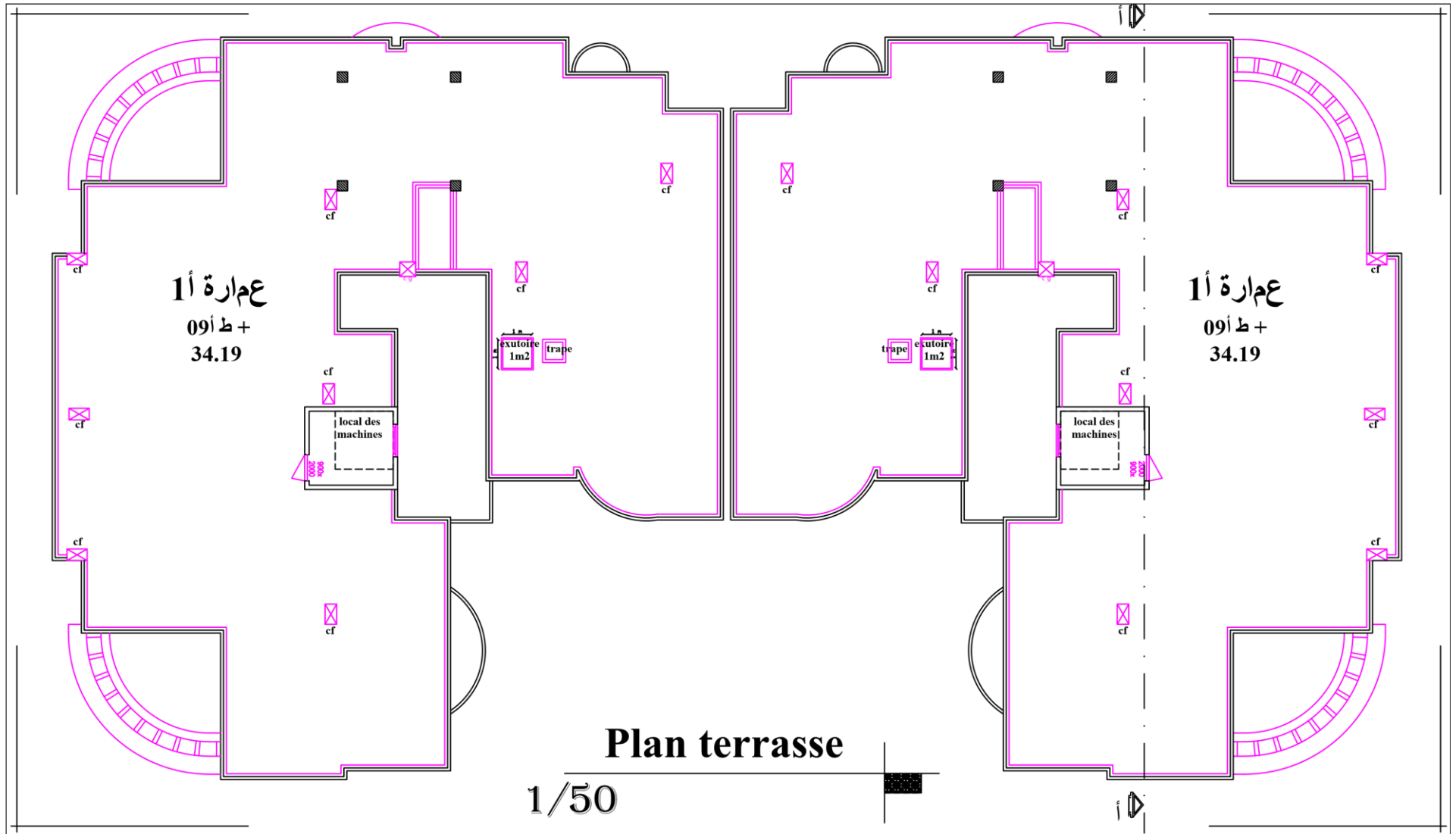


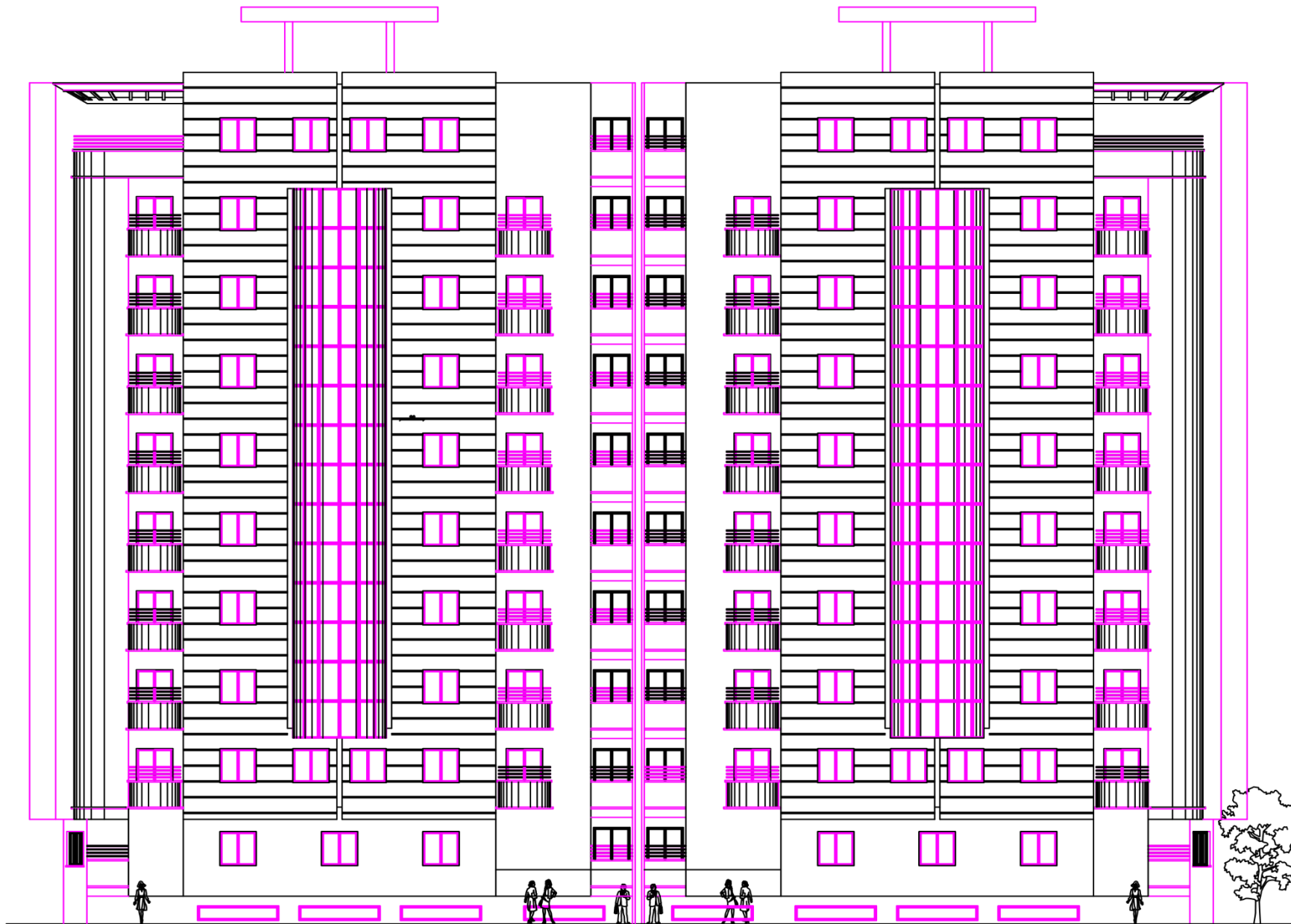
45, 45, 45, 115, 45, 157, 45, 245, 45, 318, 45, 380, 45, 442, 45, 504, 45, 566, 45, 628, 45, 690, 45, 752, 45, 814, 45, 876, 45, 938, 45, 1000, 45, 1062, 45, 1124, 45, 1186, 45, 1248, 45, 1310, 45, 1372, 45, 1434, 45, 1496, 45, 1558, 45, 1620, 45, 1682, 45, 1744, 45, 1806, 45, 1868, 45, 1930, 45, 1992, 45, 2054, 45, 2116, 45, 2178, 45, 2240, 45, 2302, 45, 2364, 45, 2426, 45, 2488, 45, 2550, 45, 2612, 45, 2674, 45, 2736, 45, 2798, 45, 2860, 45, 2922, 45, 2984, 45, 3046, 45, 3108, 45, 3170, 45, 3232, 45, 3294, 45, 3356, 45, 3418, 45, 3480, 45, 3542, 45, 3604, 45, 3666, 45, 3728, 45, 3790, 45, 3852, 45, 3914, 45, 3976, 45, 4038, 45, 4100, 45, 4162, 45, 4224, 45, 4286, 45, 4348, 45, 4410, 45, 4472, 45, 4534, 45, 4596, 45, 4658, 45, 4720, 45, 4782, 45, 4844, 45, 4906, 45, 4968, 45, 5030, 45, 5092, 45, 5154, 45, 5216, 45, 5278, 45, 5340, 45, 5402, 45, 5464, 45, 5526, 45, 5588, 45, 5650, 45, 5712, 45, 5774, 45, 5836, 45, 5898, 45, 5960, 45, 6022, 45, 6084, 45, 6146, 45, 6208, 45, 6270, 45, 6332, 45, 6394, 45, 6456, 45, 6518, 45, 6580, 45, 6642, 45, 6704, 45, 6766, 45, 6828, 45, 6890, 45, 6952, 45, 7014, 45, 7076, 45, 7138, 45, 7200, 45, 7262, 45, 7324, 45, 7386, 45, 7448, 45, 7510, 45, 7572, 45, 7634, 45, 7696, 45, 7758, 45, 7820, 45, 7882, 45, 7944, 45, 8006, 45, 8068, 45, 8130, 45, 8192, 45, 8254, 45, 8316, 45, 8378, 45, 8440, 45, 8502, 45, 8564, 45, 8626, 45, 8688, 45, 8750, 45, 8812, 45, 8874, 45, 8936, 45, 8998, 45, 9060, 45, 9122, 45, 9184, 45, 9246, 45, 9308, 45, 9370, 45, 9432, 45, 9494, 45, 9556, 45, 9618, 45, 9680, 45, 9742, 45, 9804, 45, 9866, 45, 9928, 45, 9990, 45, 10052, 45, 10114, 45, 10176, 45, 10238, 45, 10300, 45, 10362, 45, 10424, 45, 10486, 45, 10548, 45, 10610, 45, 10672, 45, 10734, 45, 10796, 45, 10858, 45, 10920, 45, 10982, 45, 11044, 45, 11106, 45, 11168, 45, 11230, 45, 11292, 45, 11354, 45, 11416, 45, 11478, 45, 11540, 45, 11602, 45, 11664, 45, 11726, 45, 11788, 45, 11850, 45, 11912, 45, 11974, 45, 12036, 45, 12098, 45, 12160, 45, 12222, 45, 12284, 45, 12346, 45, 12408, 45, 12470, 45, 12532, 45, 12594, 45, 12656, 45, 12718, 45, 12780, 45, 12842, 45, 12904, 45, 12966, 45, 13028, 45, 13090, 45, 13152, 45, 13214, 45, 13276, 45, 13338, 45, 13400, 45, 13462, 45, 13524, 45, 13586, 45, 13648, 45, 13710, 45, 13772, 45, 13834, 45, 13896, 45, 13958, 45, 14020, 45, 14082, 45, 14144, 45, 14206, 45, 14268, 45, 14330, 45, 14392, 45, 14454, 45, 14516, 45, 14578, 45, 14640, 45, 14702, 45, 14764, 45, 14826, 45, 14888, 45, 14950, 45, 15012, 45, 15074, 45, 15136, 45, 15198, 45, 15260, 45, 15322, 45, 15384, 45, 15446, 45, 15508, 45, 15570, 45, 15632, 45, 15694, 45, 15756, 45, 15818, 45, 15880, 45, 15942, 45, 16004, 45, 16066, 45, 16128, 45, 16190, 45, 16252, 45, 16314, 45, 16376, 45, 16438, 45, 16500, 45, 16562, 45, 16624, 45, 16686, 45, 16748, 45, 16810, 45, 16872, 45, 16934, 45, 16996, 45, 17058, 45, 17120, 45, 17182, 45, 17244, 45, 17306, 45, 17368, 45, 17430, 45, 17492, 45, 17554, 45, 17616, 45, 17678, 45, 17740, 45, 17802, 45, 17864, 45, 17926, 45, 17988, 45, 18050, 45, 18112, 45, 18174, 45, 18236, 45, 18298, 45, 18360, 45, 18422, 45, 18484, 45, 18546, 45, 18608, 45, 18670, 45, 18732, 45, 18794, 45, 18856, 45, 18918, 45, 18980, 45, 19042, 45, 19104, 45, 19166, 45, 19228, 45, 19290, 45, 19352, 45, 19414, 45, 19476, 45, 19538, 45, 19600, 45, 19662, 45, 19724, 45, 19786, 45, 19848, 45, 19910, 45, 19972, 45, 20034, 45, 20096, 45, 20158, 45, 20220, 45, 20282, 45, 20344, 45, 20406, 45, 20468, 45, 20530, 45, 20592, 45, 20654, 45, 20716, 45, 20778, 45, 20840, 45, 20902, 45, 20964, 45, 21026, 45, 21088, 45, 21150, 45, 21212, 45, 21274, 45, 21336, 45, 21398, 45, 21460, 45, 21522, 45, 21584, 45, 21646, 45, 21708, 45, 21770, 45, 21832, 45, 21894, 45, 21956, 45, 22018, 45, 22080, 45, 22142, 45, 22204, 45, 22266, 45, 22328, 45, 22390, 45, 22452, 45, 22514, 45, 22576, 45, 22638, 45, 22700, 45, 22762, 45, 22824, 45, 22886, 45, 22948, 45, 23010, 45, 23072, 45, 23134, 45, 23196, 45, 23258, 45, 23320, 45, 23382, 45, 23444, 45, 23506, 45, 23568, 45, 23630, 45, 23692, 45, 23754, 45, 23816, 45, 23878, 45, 23940, 45, 24002, 45, 24064, 45, 24126, 45, 24188, 45, 24250, 45, 24312, 45, 24374, 45, 24436, 45, 24498, 45, 24560, 45, 24622, 45, 24684, 45, 24746, 45, 24808, 45, 24870, 45, 24932, 45, 24994, 45, 25056, 45, 25118, 45, 25180, 45, 25242, 45, 25304, 45, 25366, 45, 25428, 45, 25490, 45, 25552, 45, 25614, 45, 25676, 45, 25738, 45, 25800, 45, 25862, 45, 25924, 45, 25986, 45, 26048, 45, 26110, 45, 26172, 45, 26234, 45, 26296, 45, 26358, 45, 26420, 45, 26482, 45, 26544, 45, 26606, 45, 26668, 45, 26730, 45, 26792, 45, 26854, 45, 26916, 45, 26978, 45, 27040, 45, 27102, 45, 27164, 45, 27226, 45, 27288, 45, 27350, 45, 27412, 45, 27474, 45, 27536, 45, 27598, 45, 27660, 45, 27722, 45, 27784, 45, 27846, 45, 27908, 45, 27970, 45, 28032, 45, 28094, 45, 28156, 45, 28218, 45, 28280, 45, 28342, 45, 28404, 45, 28466, 45, 28528, 45, 28590, 45, 28652, 45, 28714, 45, 28776, 45, 28838, 45, 28900, 45, 28962, 45, 29024, 45, 29086, 45, 29148, 45, 29210, 45, 29272, 45, 29334, 45, 29396, 45, 29458, 45, 29520, 45, 29582, 45, 29644, 45, 29706, 45, 29768, 45, 29830, 45, 29892, 45, 29954, 45, 30016, 45, 30078, 45, 30140, 45, 30202, 45, 30264, 45, 30326, 45, 30388, 45, 30450, 45, 30512, 45, 30574, 45, 30636, 45, 30698, 45, 30760, 45, 30822, 45, 30884, 45, 30946, 45, 31008, 45, 31070, 45, 31132, 45, 31194, 45, 31256, 45, 31318, 45, 31380, 45, 31442, 45, 31504, 45, 31566, 45, 31628, 45, 31690, 45, 31752, 45, 31814, 45, 31876, 45, 31938, 45, 32000, 45, 32062, 45, 32124, 45, 32186, 45, 32248, 45, 32310, 45, 32372, 45, 32434, 45, 32496, 45, 32558, 45, 32620, 45, 32682, 45, 32744, 45, 32806, 45, 32868, 45, 32930, 45, 32992, 45, 33054, 45, 33116, 45, 33178, 45, 33240, 45, 33302, 45, 33364, 45, 33426, 45, 33488, 45, 33550, 45, 33612, 45, 33674, 45, 33736, 45, 33798, 45, 33860, 45, 33922, 45, 33984, 45, 34046, 45, 34108, 45, 34170, 45, 34232, 45, 34294, 45, 34356, 45, 34418, 45, 34480, 45, 34542, 45, 34604, 45, 34666, 45, 34728, 45, 34790, 45, 34852, 45, 34914, 45, 34976, 45, 35038, 45, 35100, 45, 35162, 45, 35224, 45, 35286, 45, 35348, 45, 35410, 45, 35472, 45, 35534, 45, 35596, 45, 35658, 45, 35720, 45, 35782, 45, 35844, 45, 35906, 45, 35968, 45, 36030, 45, 36092, 45, 36154, 45, 36216, 45, 36278, 45, 36340, 45, 36402, 45, 36464, 45, 36526, 45, 36588, 45, 36650, 45, 36712, 45, 36774, 45, 36836, 45, 36898, 45, 36960, 45, 37022, 45, 37084, 45, 37146, 45, 37208, 45, 37270, 45, 37332, 45, 37394, 45, 37456, 45, 37518, 45, 37580, 45, 37642, 45, 37704, 45, 37766, 45, 37828, 45, 37890, 45, 37952, 45, 38014, 45, 38076, 45, 38138, 45, 38200, 45, 38262, 45, 38324, 45, 38386, 45, 38448, 45, 38510, 45, 38572, 45, 38634, 45, 38696, 45, 38758, 45, 38820, 45, 38882, 45, 38944, 45, 39006, 45, 39068, 45, 39130, 45, 39192, 45, 39254, 45, 39316, 45, 39378, 45, 39440, 45, 39502, 45, 39564, 45, 39626, 45, 39688, 45, 39750, 45, 39812, 45, 39874, 45, 39936, 45, 40000, 45, 40062, 45, 40124, 45, 40186, 45, 40248, 45, 40310, 45, 40372, 45, 40434, 45, 40496, 45, 40558, 45, 40620, 45, 40682, 45, 40744, 45, 40806, 45, 40868, 45, 40930, 45, 40992, 45, 41054, 45, 41116, 45, 41178, 45, 41240, 45, 41302, 45, 41364, 45, 41426, 45, 41488, 45, 41550, 45, 41612, 45, 41674, 45, 41736, 45, 41798, 45, 41860, 45, 41922, 45, 41984, 45, 42046, 45, 42108, 45, 42170, 45, 42232, 45, 42294, 45, 42356, 45, 42418, 45, 42480, 45, 42542, 45, 42604, 45, 42666, 45, 42728, 45, 42790, 45, 42852, 45, 42914, 45, 42976, 45, 43038, 45, 43100, 45, 43162, 45, 43224, 45, 43286, 45, 43348, 45, 43410, 45, 43472, 45, 43534, 45, 43596, 45, 43658, 45, 43720, 45, 43782, 45, 43844, 45, 43906, 45, 43968, 45, 44030, 45, 44092, 45, 44154, 45, 44216, 45, 44278, 45, 44340, 45, 44402, 45, 44464, 45, 44526, 45, 44588, 45, 44650, 45, 44712, 45, 44774, 45, 44836, 45, 44898, 45, 44960, 45, 45022, 45, 45084, 45, 45146, 45, 45208, 45, 45270, 45, 45332, 45, 45394, 45, 45456, 45, 45518, 45, 45580, 45, 45642, 45, 45704, 45, 45766, 45, 45828, 45, 45890, 45, 45952, 45, 46014, 45, 46076, 45, 46138, 45, 46200, 45, 46262, 45, 46324, 45, 46386, 45, 46448, 45, 46510, 45, 46572, 45, 46634, 45, 46696, 45, 46758, 45, 46820, 45, 46882, 45, 46944, 45, 47006, 45, 47068, 45, 47130, 45, 47192, 45, 47254, 45, 47316, 45, 47378, 45, 47440, 45, 47502, 45, 47564, 45, 47626, 45, 47688, 45, 47750, 45, 47812, 45, 47874, 45, 47936, 45, 48000, 45, 48062, 45, 48124, 45, 48186, 45, 48248, 45, 48310, 45, 48372, 45, 48434, 45, 48496, 45, 48558, 45, 48620, 45, 48682, 45, 48744, 45, 48806, 45, 48868, 45, 48930, 45, 48992, 45, 49054, 45, 49116, 45, 49178, 45, 49240, 45, 49302, 45, 49364, 45, 49426, 45, 49488, 45, 49550, 45, 49612, 45, 49674, 45, 49736, 45, 49798, 45, 49860, 45, 49922, 45, 49984, 45, 50046, 45, 50108, 45, 50170, 45, 50232, 45, 50294, 45, 50356, 45, 50418, 45, 50480, 45, 50542, 45, 50604, 45, 50666, 45, 50728, 45, 50790, 45, 50852, 45, 50914, 45, 50976, 45, 51038, 45, 51100, 45, 51162, 45, 51224, 45, 51286, 45, 51348, 45, 51410, 45, 51472, 45, 51534, 45, 51596, 45, 51658, 45, 51720, 45, 51782, 45, 51844, 45, 51906, 45, 51968, 45, 52030, 45, 52092, 45, 52154, 45, 52216, 45, 52278, 45, 52340, 45, 52402, 45, 52464, 45, 52526, 45, 52588, 45, 52650, 45, 52712, 45, 52774, 45, 52836, 45, 52898, 45, 52960, 45, 53022, 45, 53084, 45, 53146, 45, 53208, 45, 53270, 45, 53332, 45, 53394, 45, 53456, 45, 53518, 45, 53580, 45, 53642, 45, 53704, 45, 53766, 45, 53828, 45, 53890, 45, 53952, 45, 54014, 45, 54076, 45, 54138, 45, 54200, 45, 54262, 45, 54324, 45, 54386, 45, 54448, 45, 54510, 45, 54572, 45, 54634, 45, 54696, 45, 54758, 45, 54820, 45, 54882, 45, 54944, 45, 55006, 45, 55068, 45, 55130, 45, 55192, 45, 55254, 45, 55316, 45, 55378, 45, 55440, 45, 55502, 45, 55564, 45, 55626, 45, 55688, 45, 55750, 45, 55812, 45, 55874, 45, 55936, 45, 56000, 45, 56062, 45, 56124, 45, 56186, 45, 56248, 45, 56310, 45, 56372, 45, 56434, 45, 56496, 45, 56558, 45, 56620, 45, 56682, 45, 56744, 45, 56806, 45, 56868, 45, 56930, 45, 56992, 45, 57054, 45, 57116, 45, 57178, 45, 57240, 45, 57302, 45, 57364, 45, 57426, 45, 57488, 45, 57550, 45, 57612, 45, 57674, 45, 57736, 45, 57798, 45, 57860, 45, 57922, 45, 57984, 45, 58046, 45, 58108, 45, 58170, 45, 58232, 45, 58294, 45, 58356, 45, 58418, 45, 58480, 45, 58542, 45, 58604, 45, 58666, 45, 58728, 45, 58790, 45, 58852, 45, 58914, 45, 58976, 45, 59038, 45, 59100, 45, 59162, 45, 59224, 45, 59286, 45, 59348, 45, 59410, 45, 59472, 45, 59534, 45, 59596, 45, 59658, 45, 59720, 45, 59782, 45, 59844, 45, 59906, 45, 59968, 45, 60030, 45, 60092, 45, 60154, 45, 60216, 45, 60278, 45, 60340, 45, 60402, 45, 60464, 45, 60526, 45, 60588, 45, 60650, 45, 60712, 45, 60774, 45, 60836, 45, 60898, 45, 60960, 45, 61022, 45, 61084, 45, 61146, 45, 61208, 45, 61270, 45, 61332, 45, 61394, 45, 61456, 45, 61518, 45, 61580, 45, 61642, 45, 61704, 45, 61766, 45, 61828, 45, 61890, 45, 61952, 45, 62014, 45, 62076, 45, 62138, 45, 62200, 45, 62262, 45, 62324, 45, 62386, 45, 62448, 45, 62510, 45, 62572, 45, 62634, 45, 62696, 45, 62758, 45, 62820, 45, 62882, 45, 62944, 45, 63006, 45, 63068, 45, 63130, 45, 63192, 45, 63254, 45, 63316, 45, 63378, 45, 63440, 45, 63502, 45, 63564, 45, 63626, 45, 63688, 45, 63750, 45, 63812, 45, 63874, 45, 63936, 45, 64000, 45, 64062, 45, 64124, 45, 64186, 45, 64248, 45, 64310, 45, 64372, 45, 64434, 45, 64496, 45, 64558, 45, 64620, 45, 64682, 45, 64744, 45, 64806, 45, 64868, 45, 64930, 45, 64992, 45, 65054, 45, 65116, 45, 65178, 45, 65240, 45, 65302, 45, 65364, 45, 65426, 45, 65488, 45, 65550, 45, 65612, 45, 65674, 45, 65736, 45, 65798, 45, 65860, 45, 65922, 45, 65984, 45, 66046, 45, 66108, 45, 66170, 45, 66232, 45, 66294, 45, 66356, 45, 66418, 45, 66480, 45, 66542, 45, 66604, 45, 66666, 45, 66728, 45, 66790, 45, 66852, 45, 66914, 45, 66976, 45, 67038, 45, 67100, 45, 67162, 45, 67224, 45, 67286, 45, 67348, 45, 67410, 45, 67472, 45, 67534, 45, 67596, 45, 67658, 45, 67720, 45, 67782, 45, 67844, 45, 67906, 45, 67968, 45, 68030, 45, 68092, 45, 68154, 45, 68216, 45, 68278, 45, 68340, 45, 68402, 45, 68464, 45, 68526, 45, 68588, 45, 68650, 45, 68712, 45, 68774, 45, 68836, 45, 68898, 45, 68960, 45, 69022, 45, 69084, 45, 69146, 45, 69208, 45, 69270, 45, 69332, 45, 6



Plan ETAGE 1
1/50



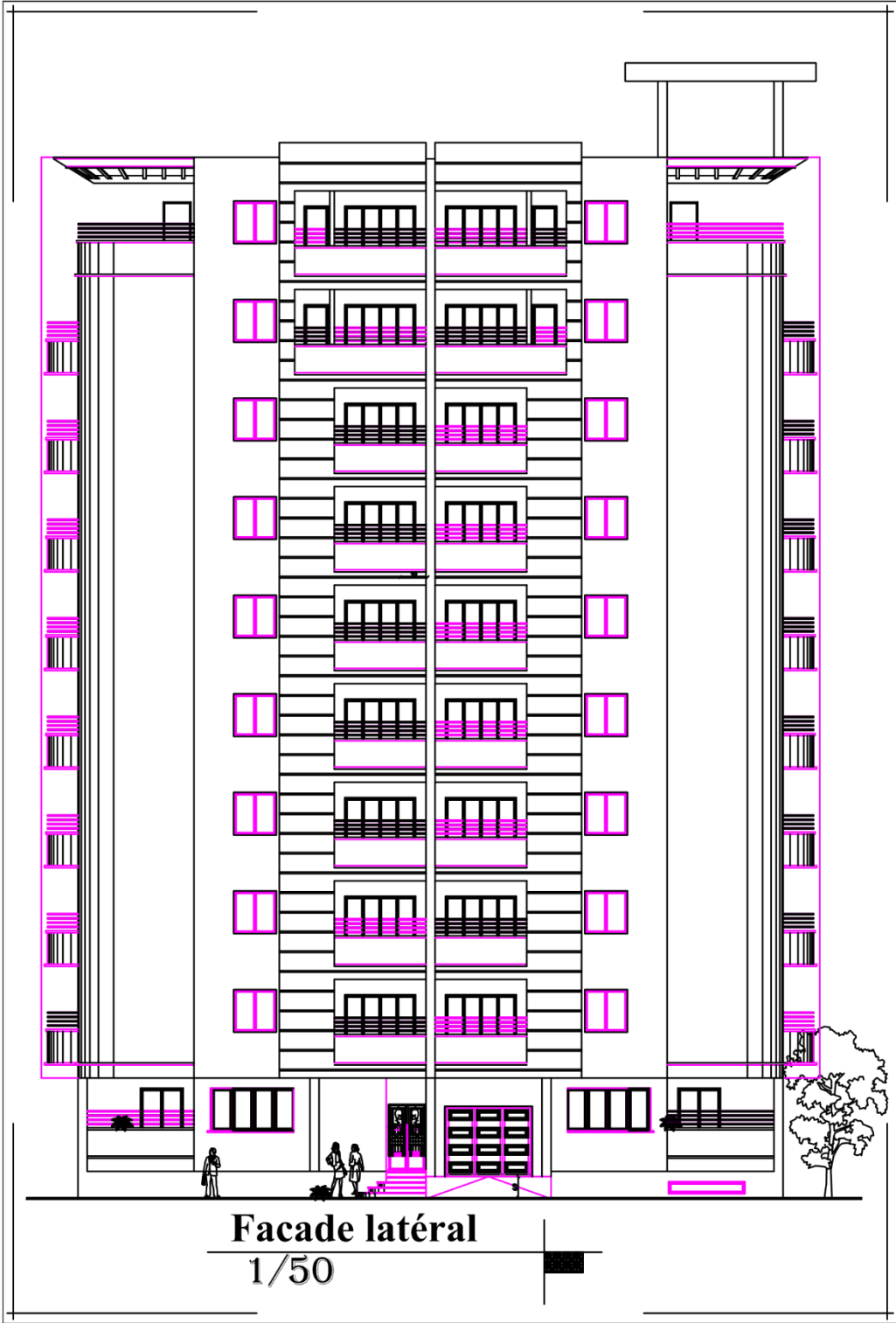


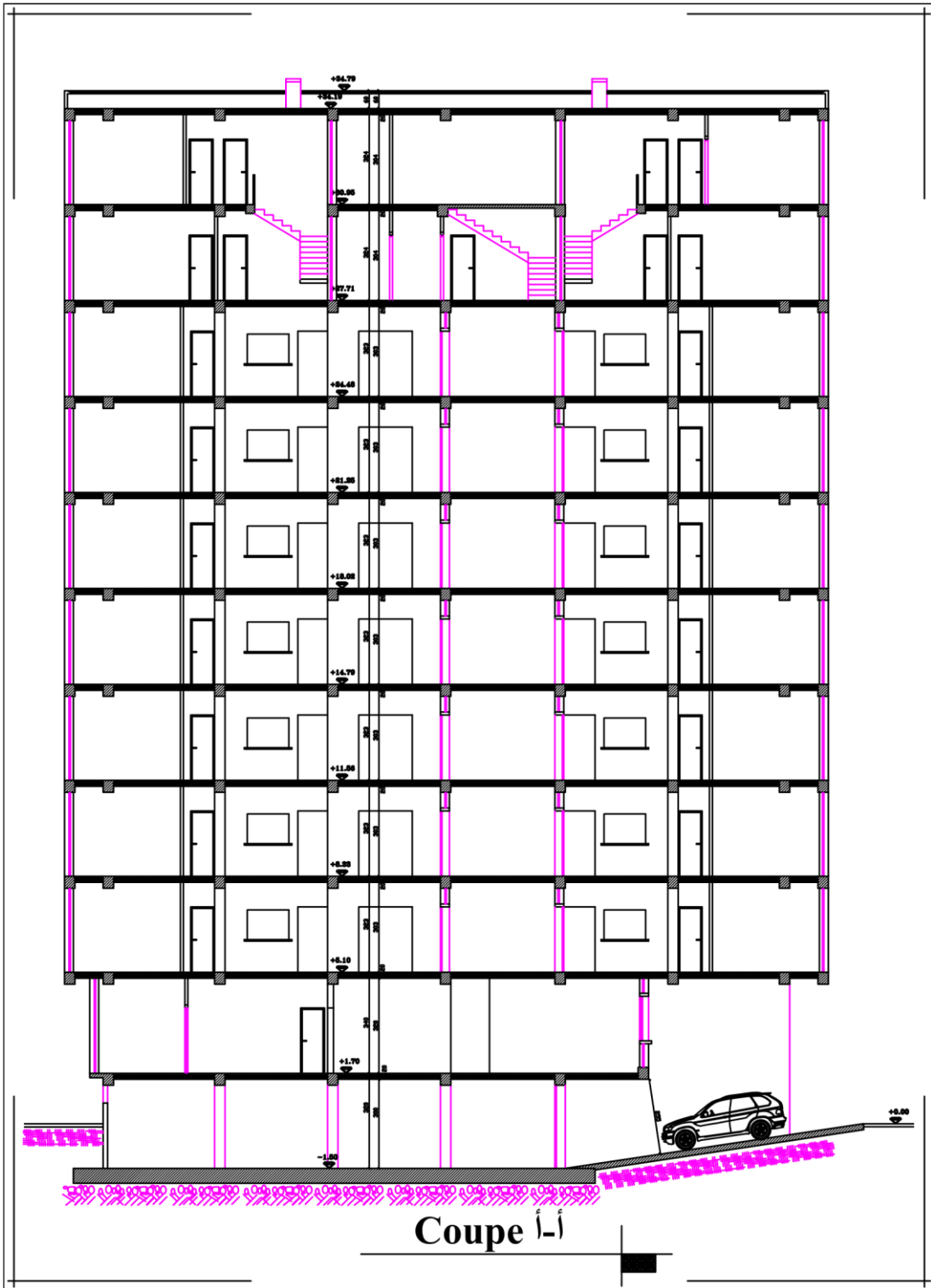


Facade principle
1/50

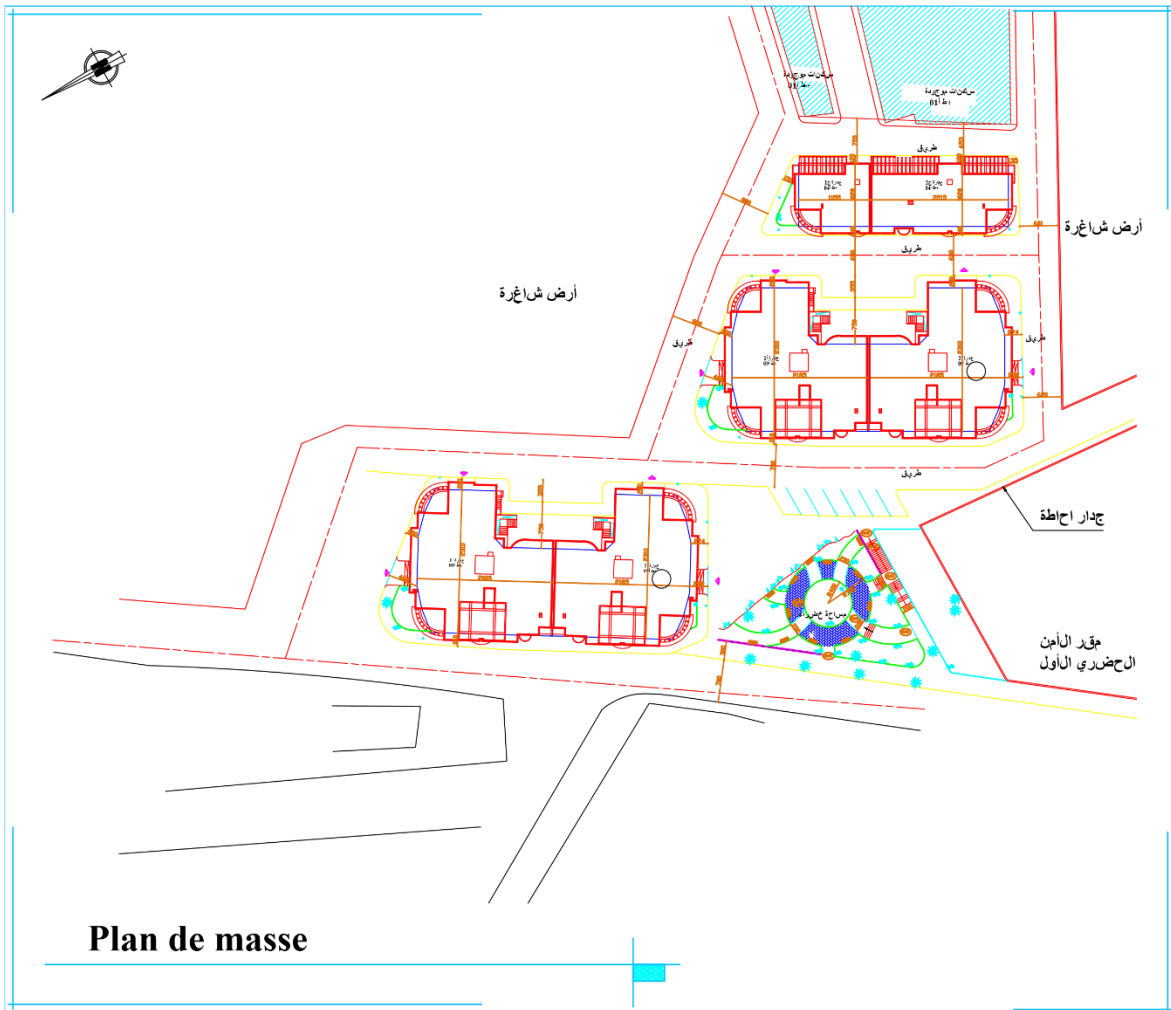


Facade arriere
1/50



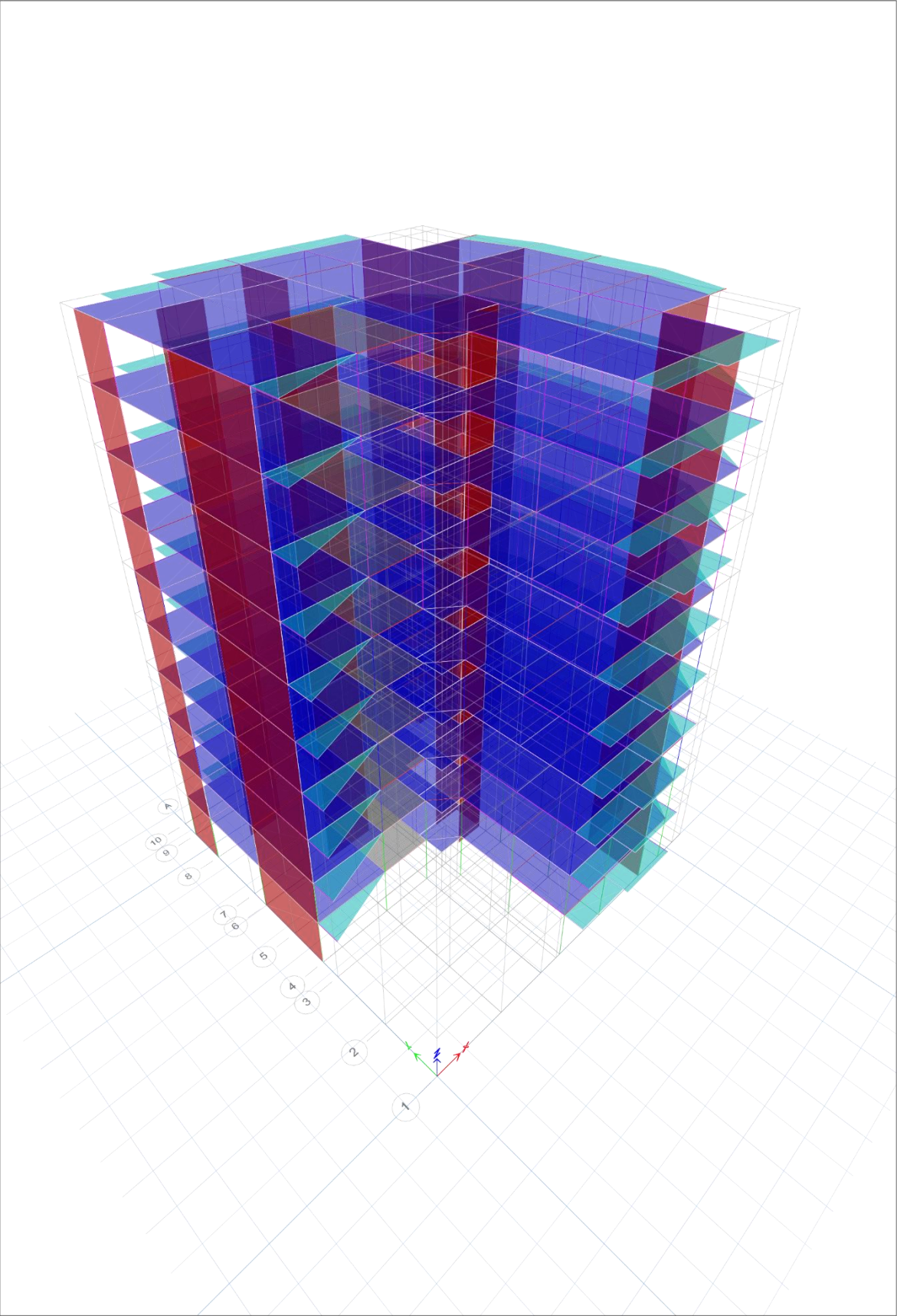


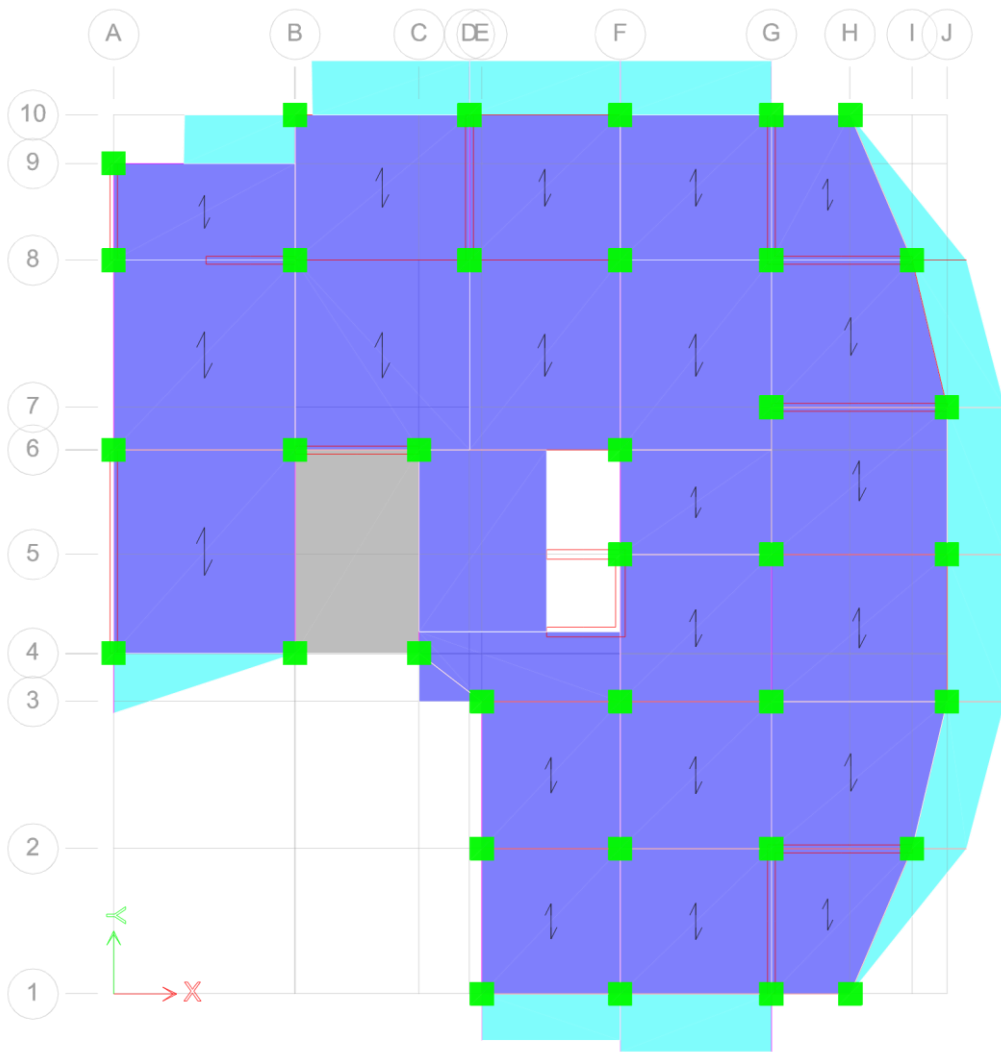
Coupe I-I



Plan de masse

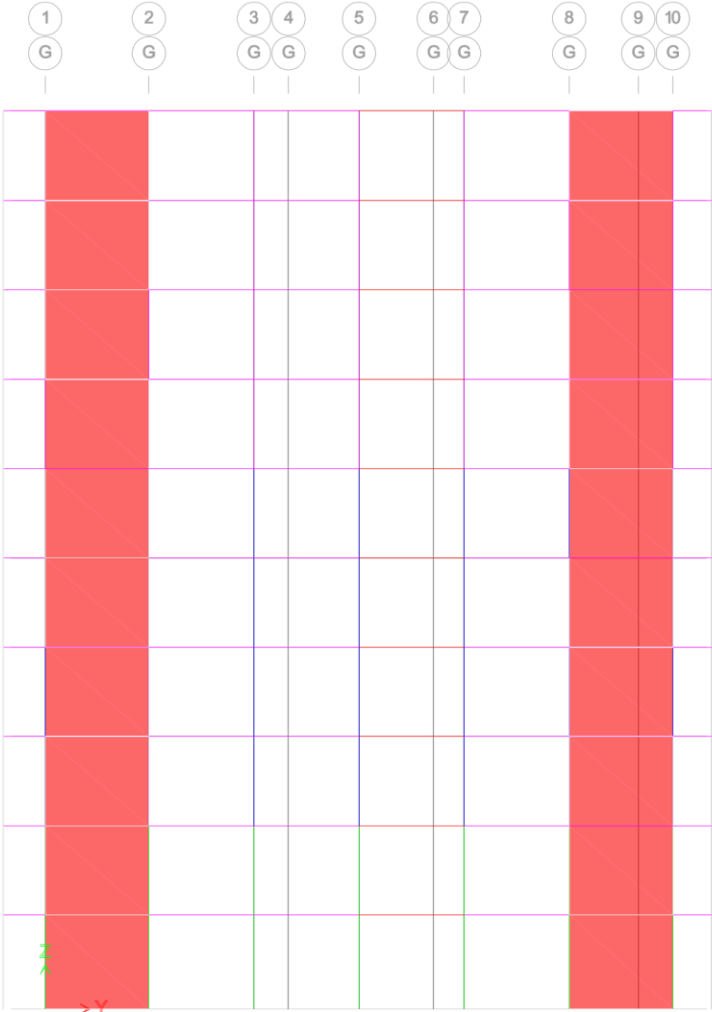
Modélisation (ETABS)

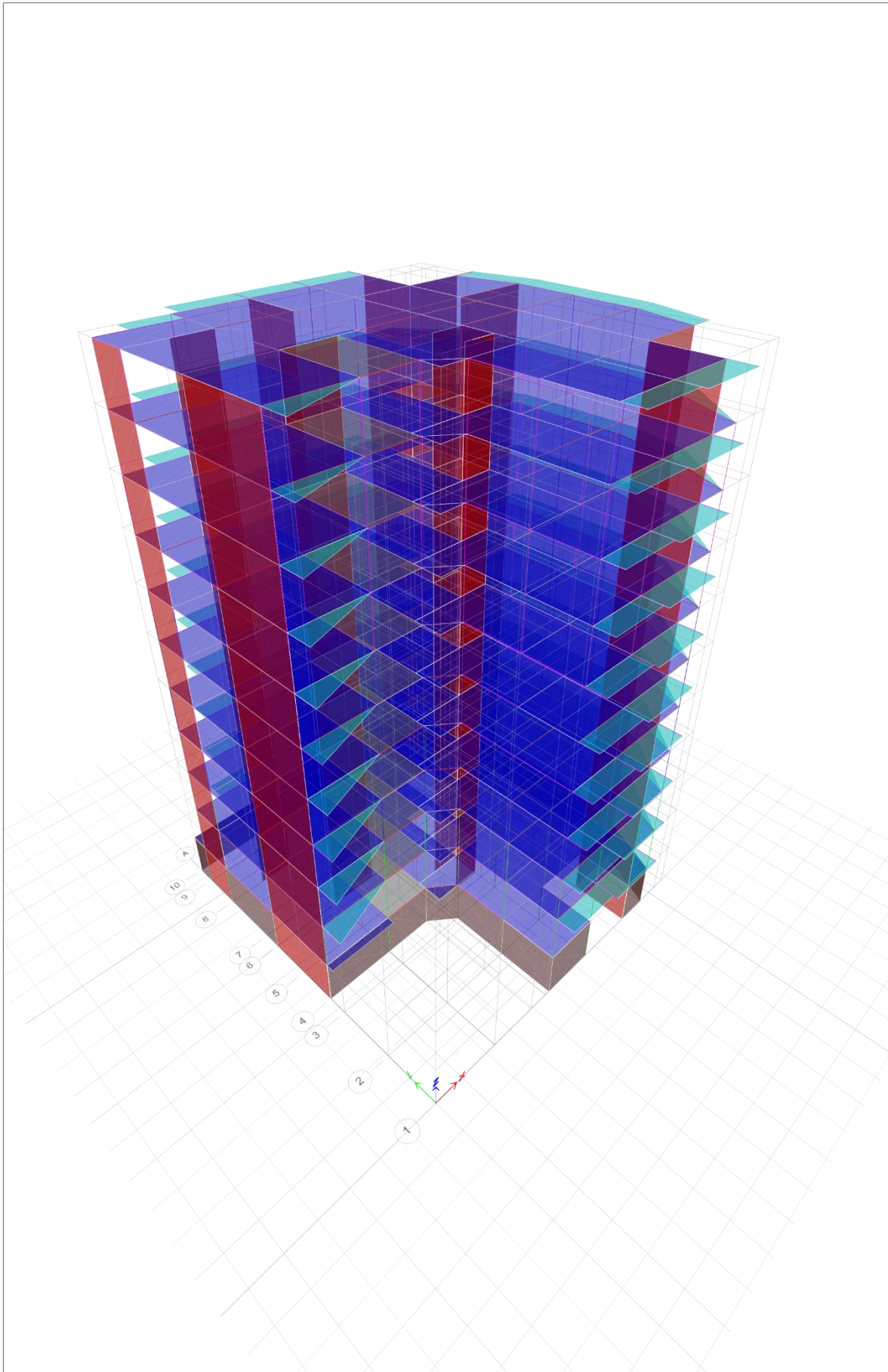


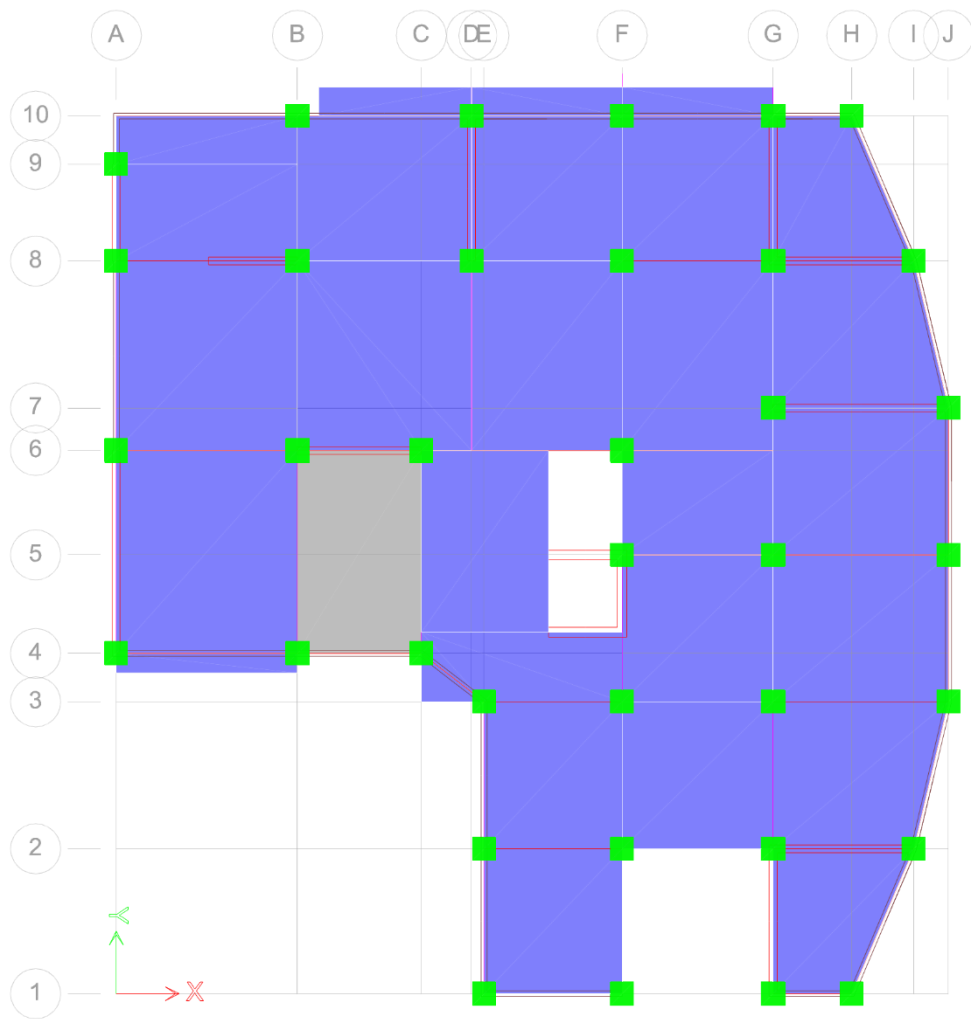


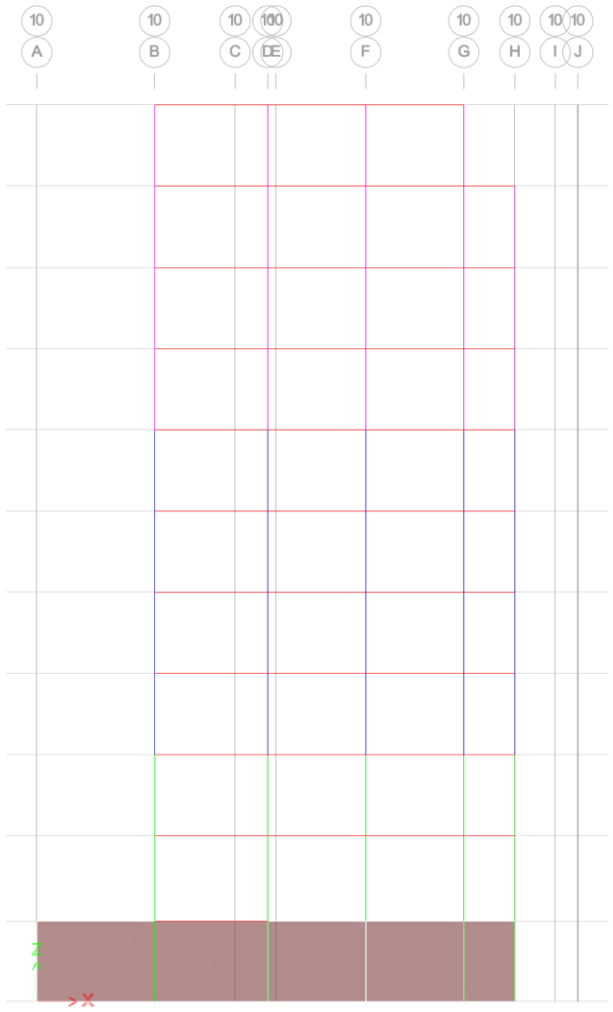
R+9 V22.EDB

Plan View - RDC - Z = 3,4 (m)



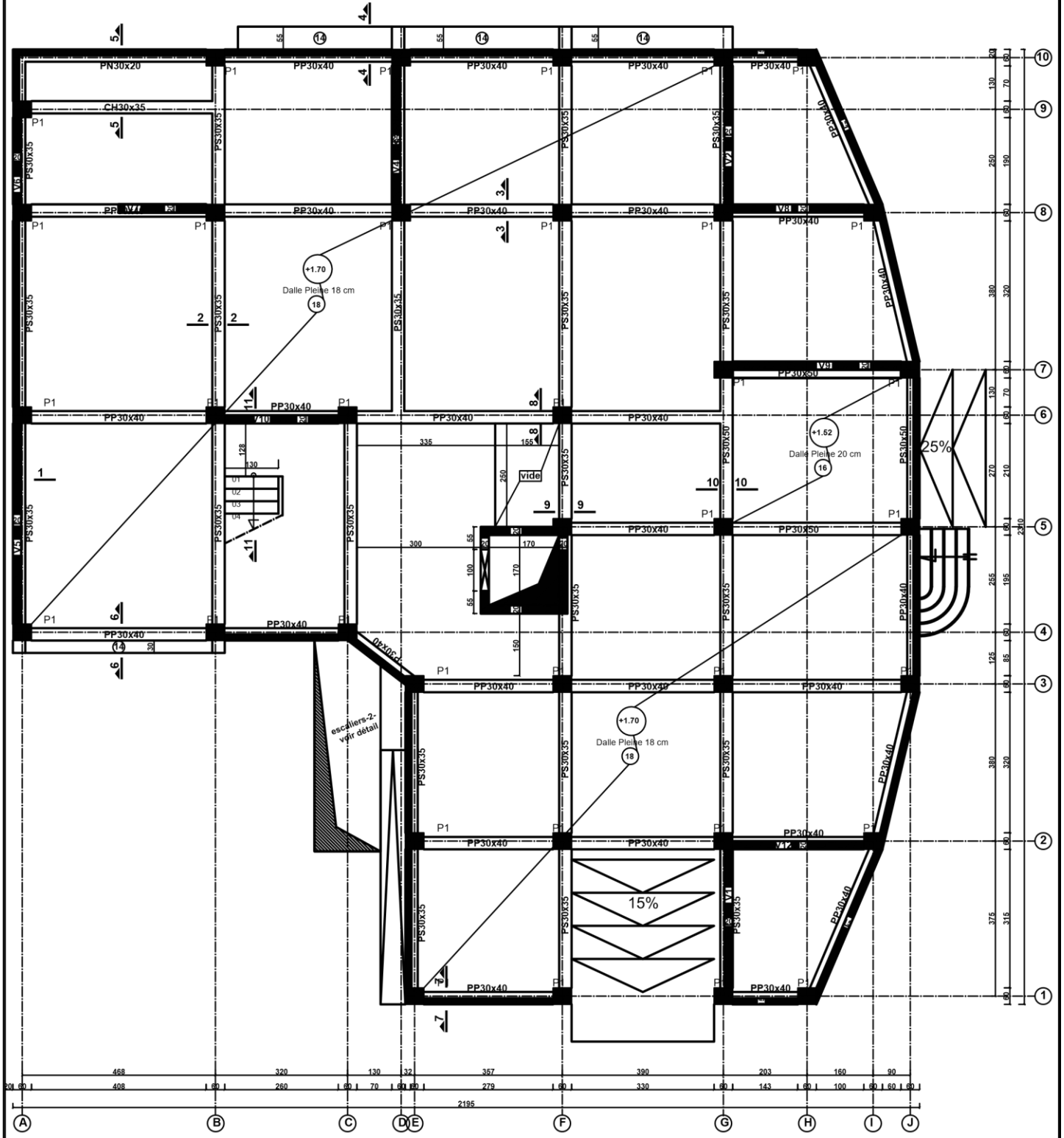




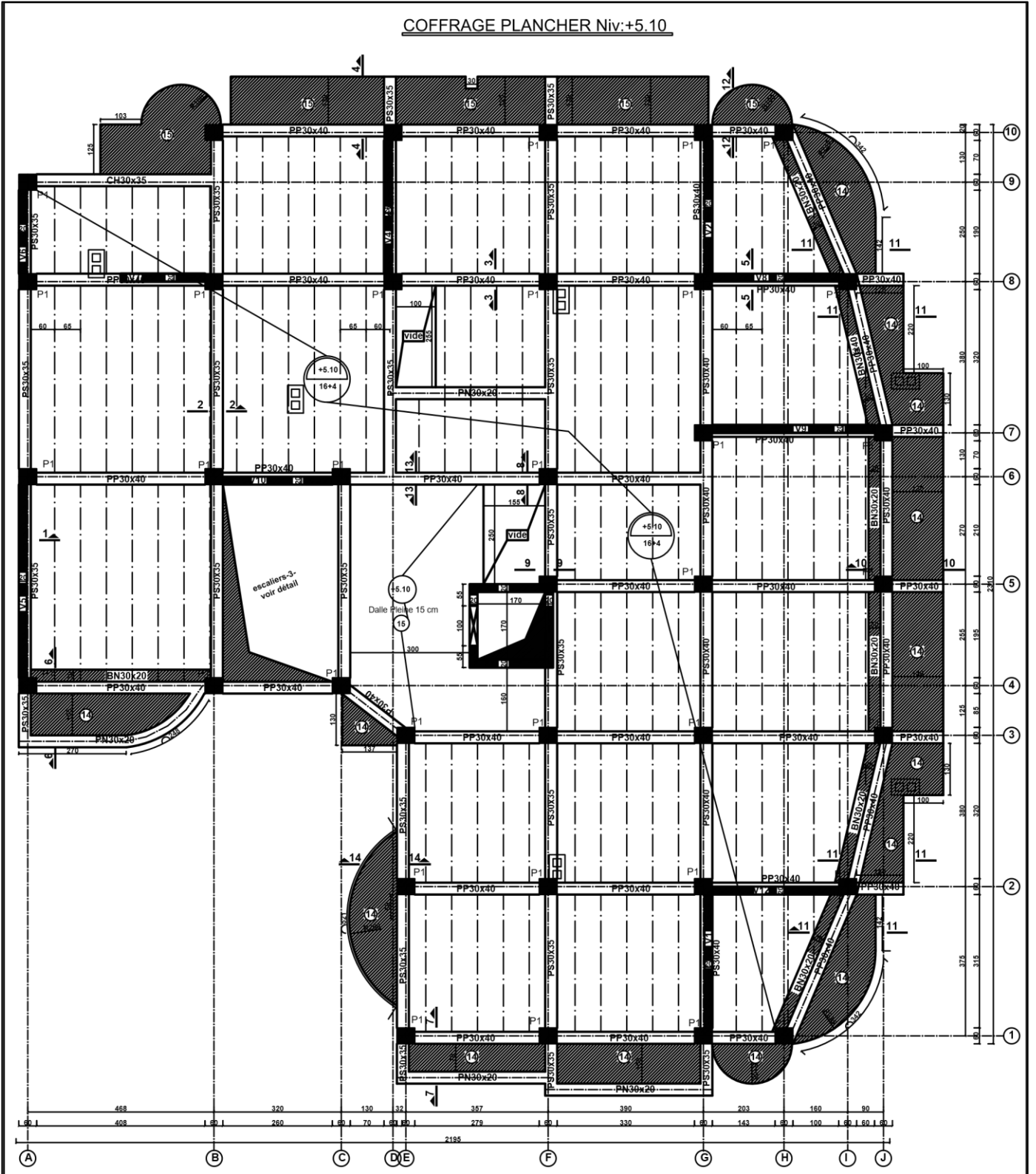


Plans de génie civil

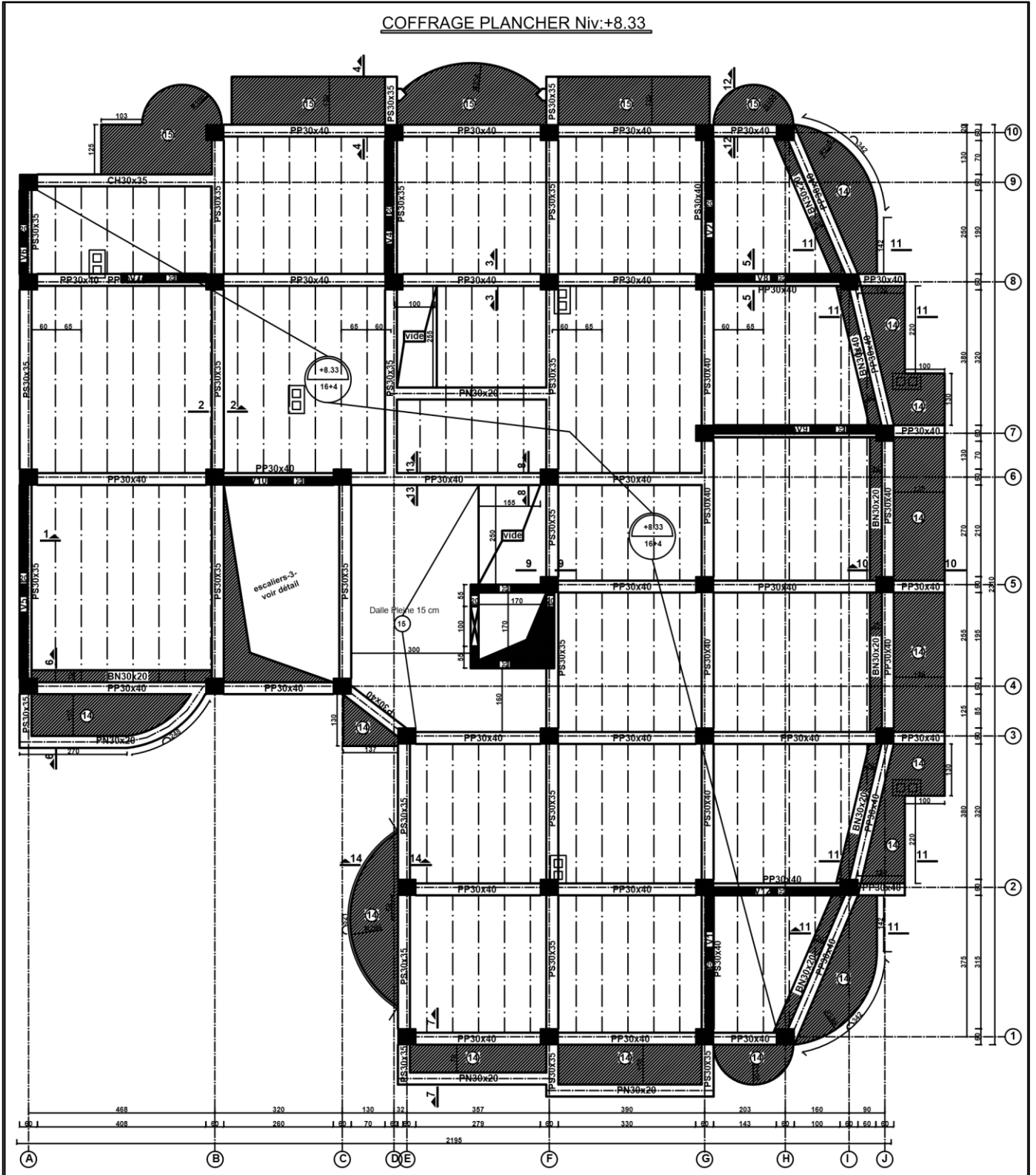
COFFRAGE PLANCHER Niv:+1.70



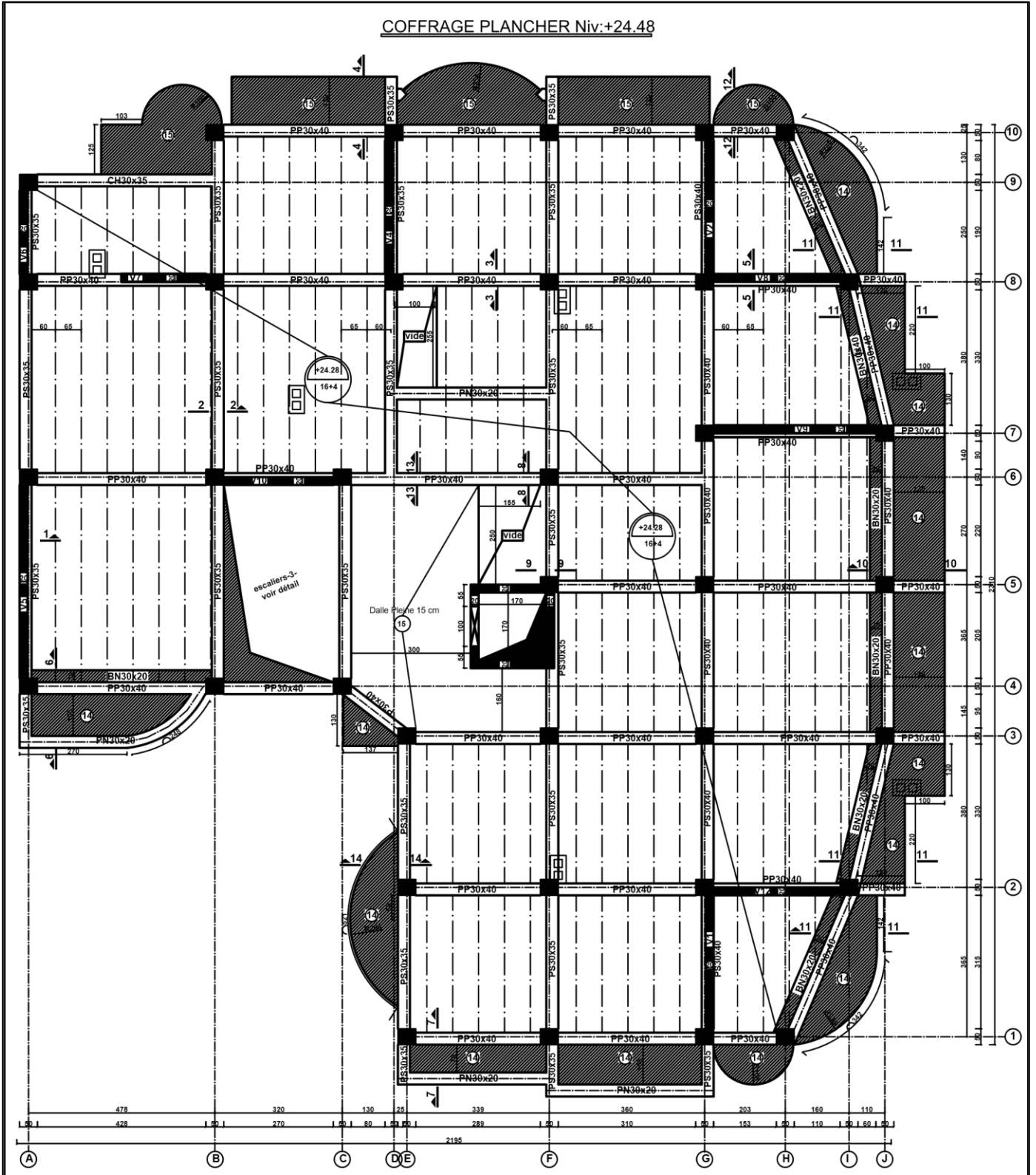
COFFRAGE PLANCHER Niv: +5.10



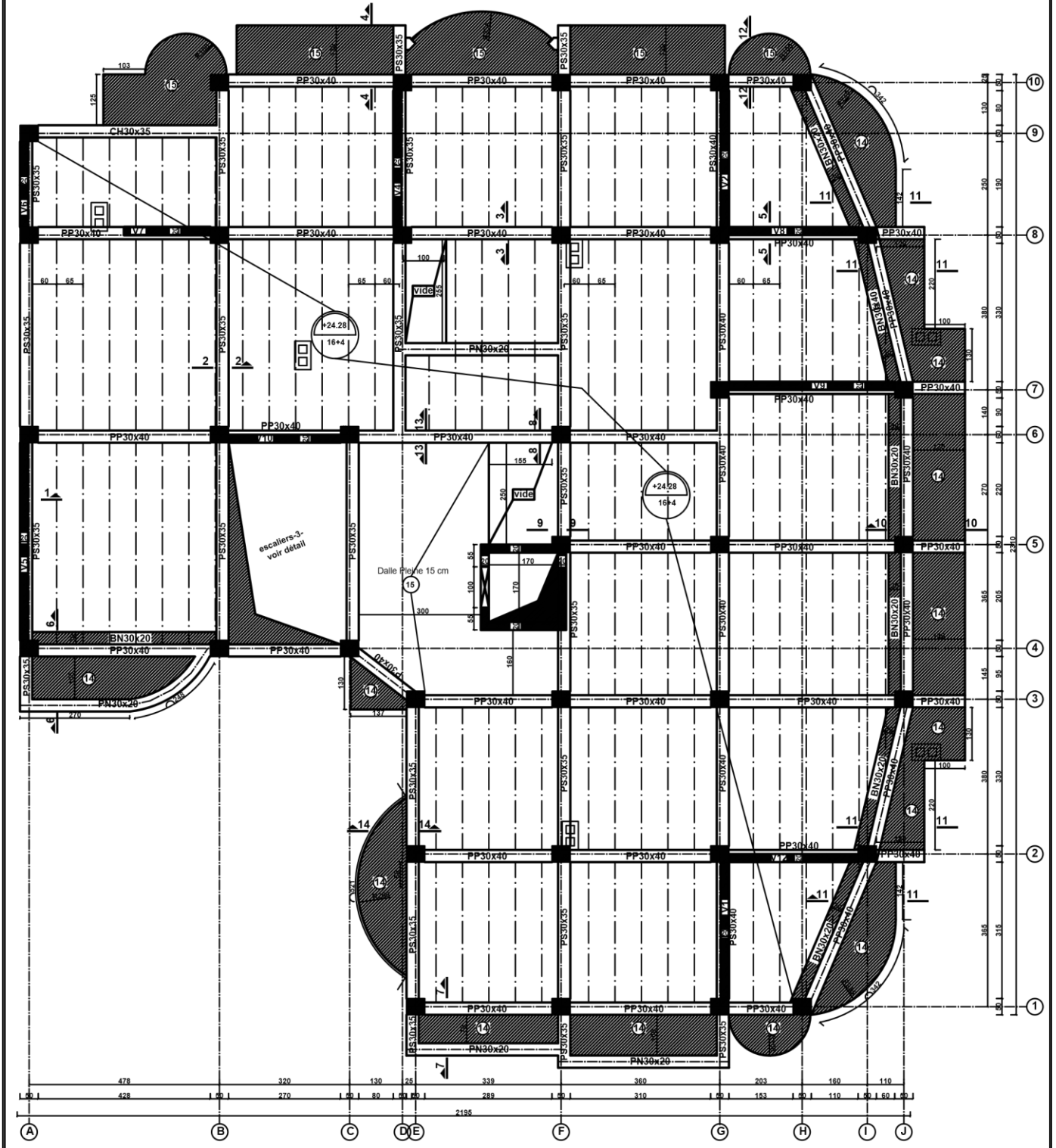
COFFRAGE PLANCHER Niv: +8.33



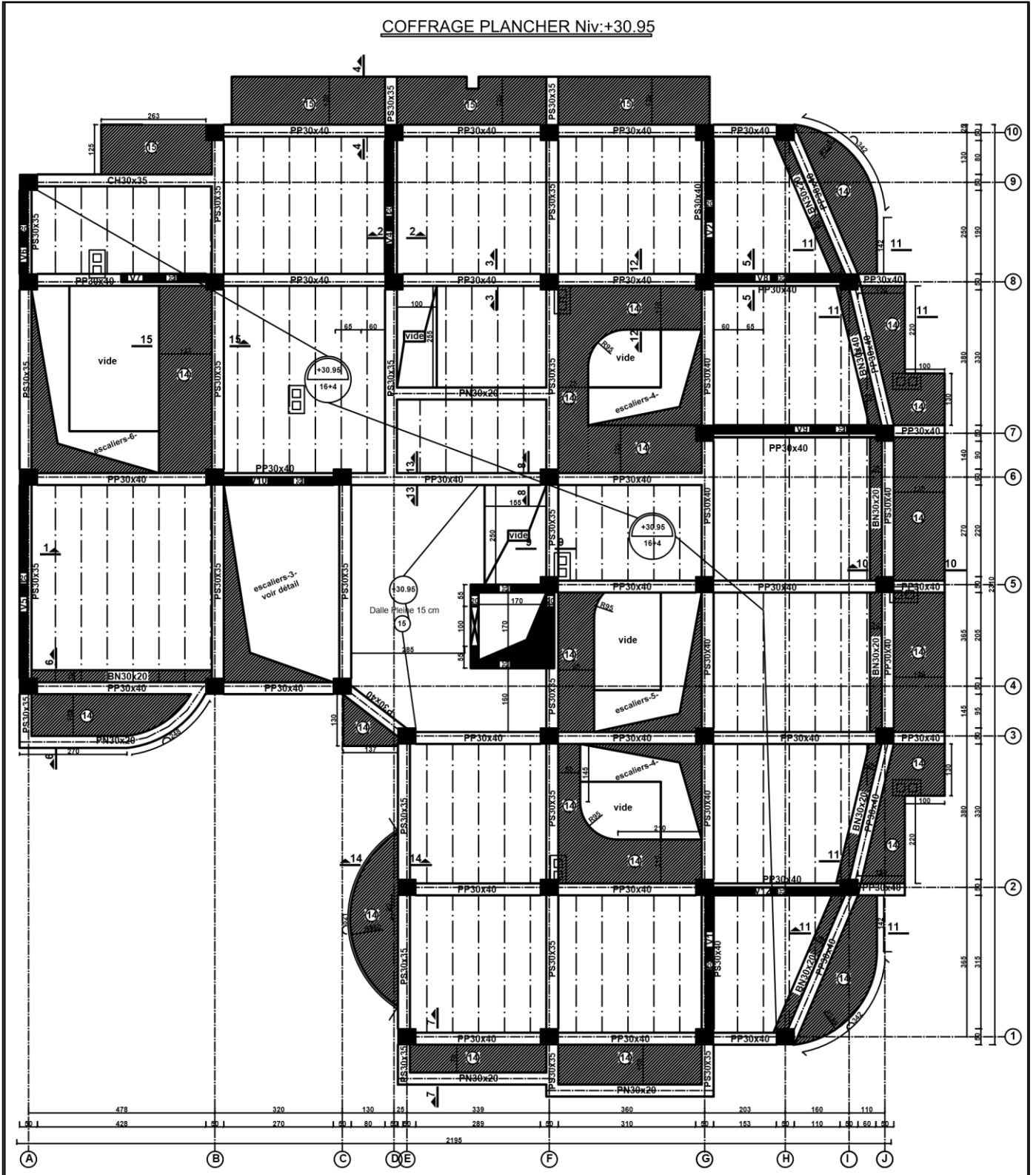
COFFRAGE PLANCHER Niv: +24.48



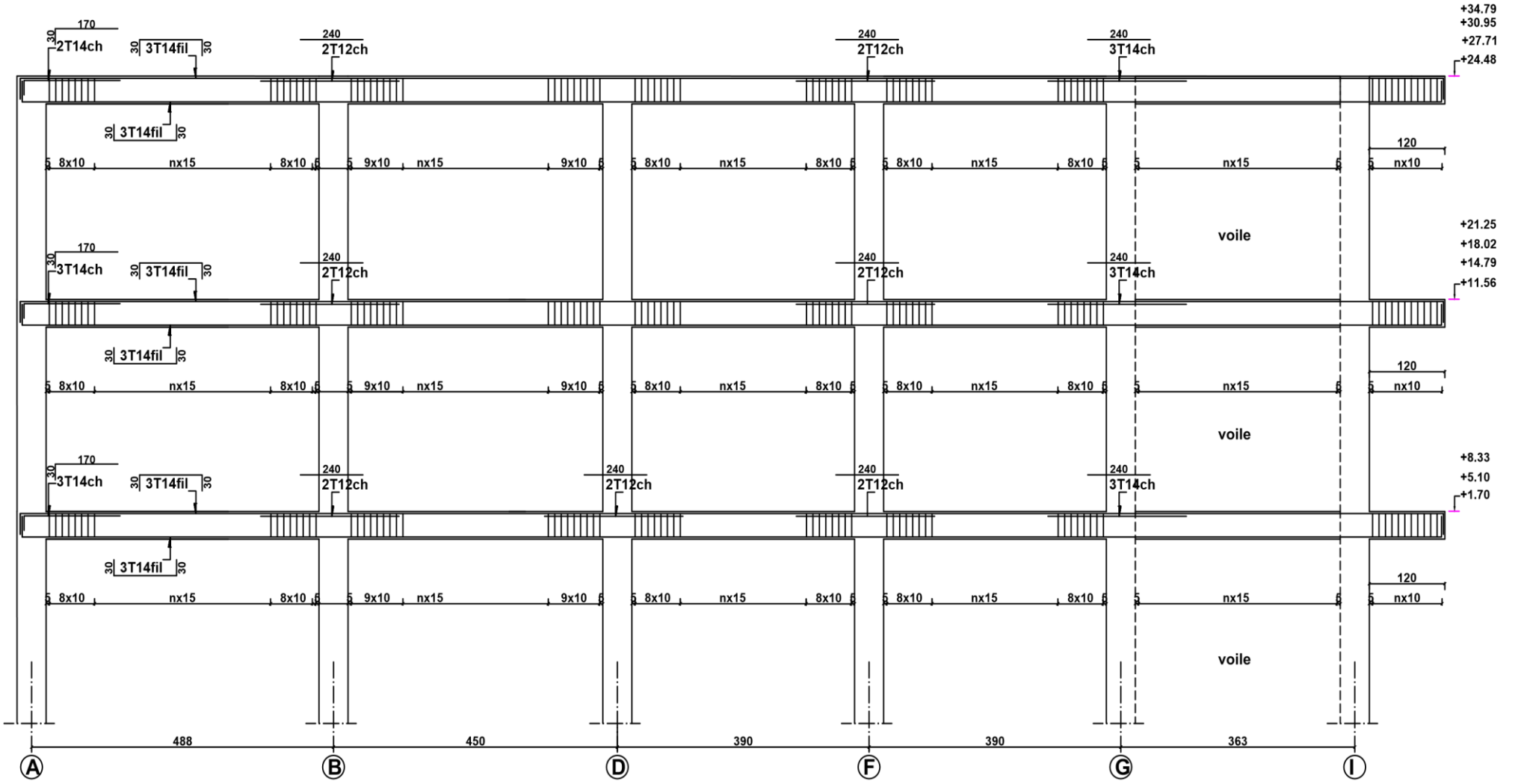
COFFRAGE PLANCHER Niv: +24.48



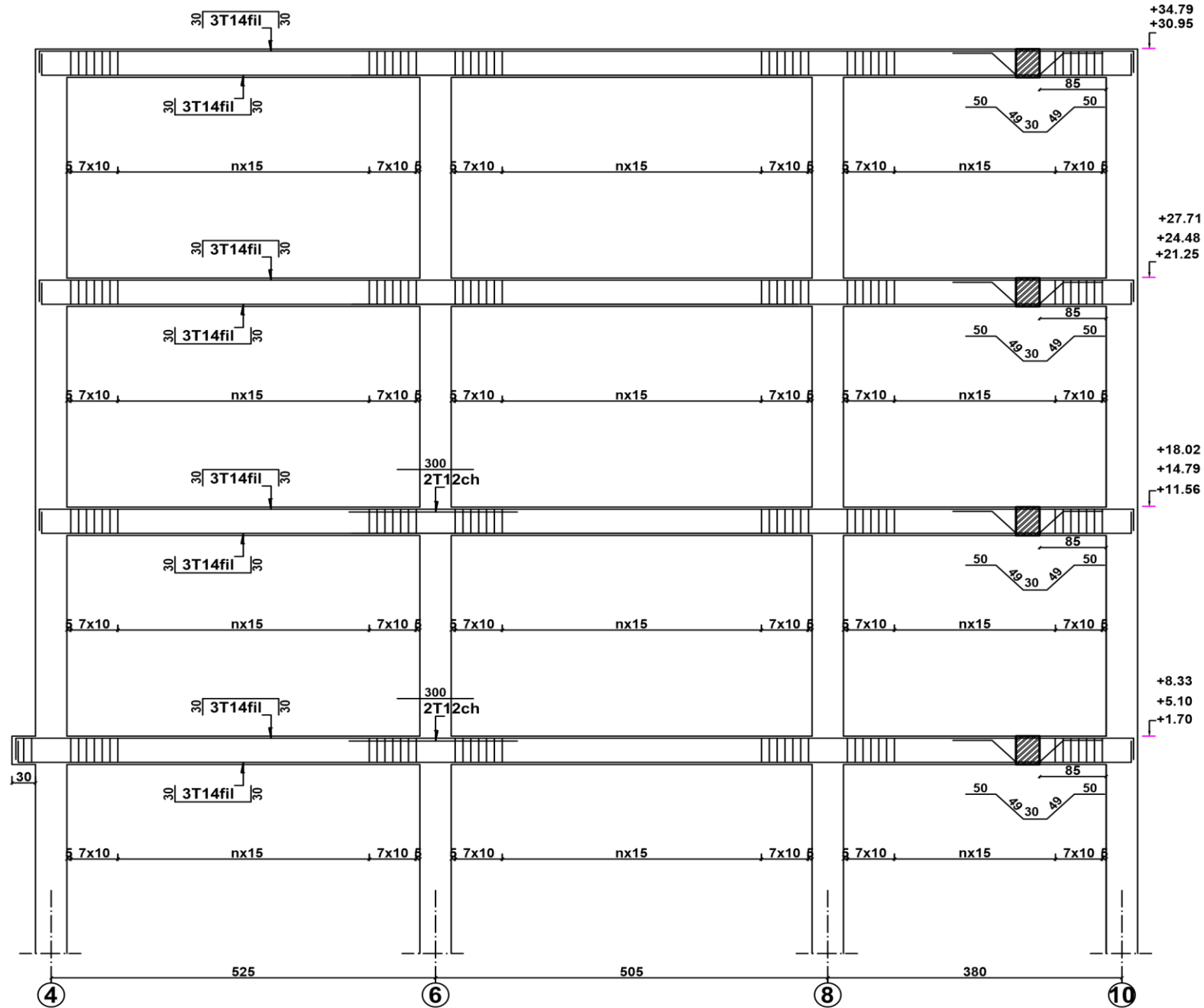
COFFRAGE PLANCHER Niv: +30.95



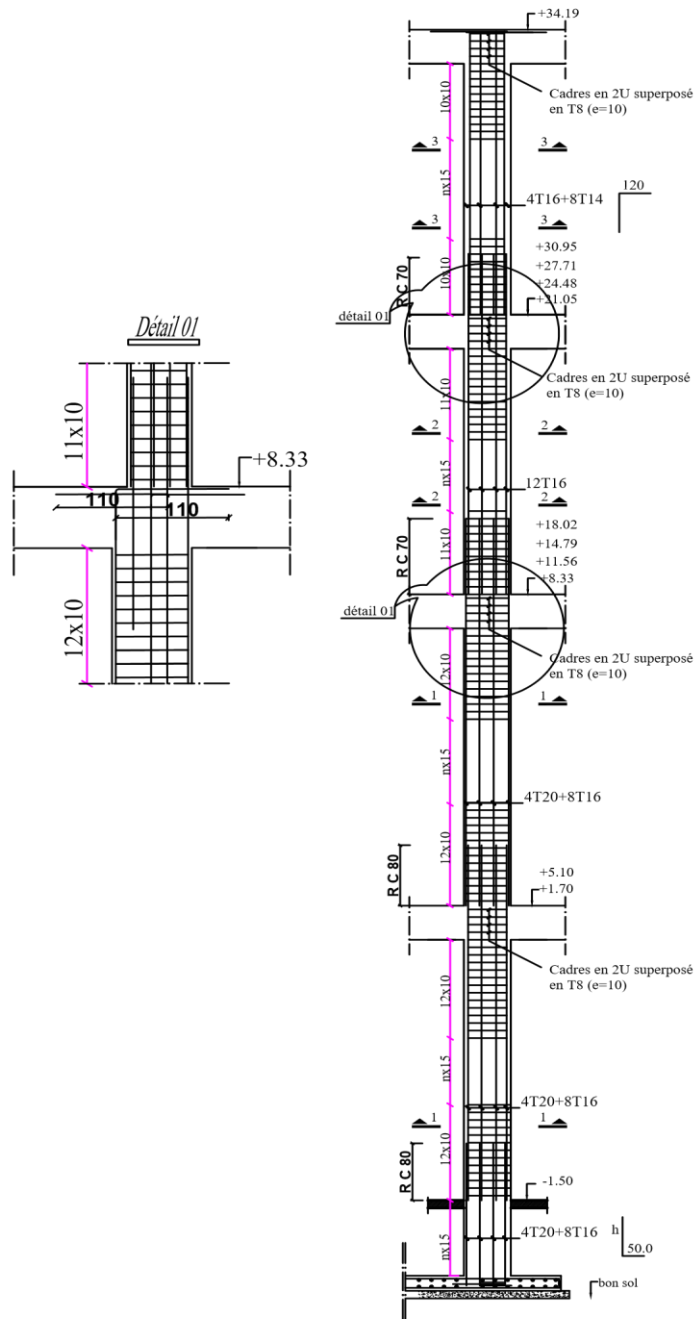
FERRAILAGE POUTRE PRINCIPALE (30X40) AXE: 8



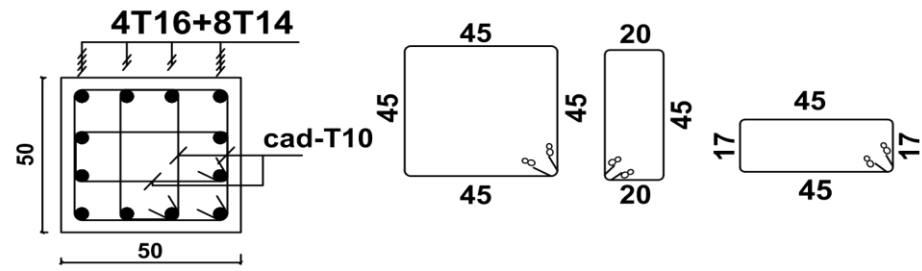
FERRAILLAGE POUTRE SECONDAIRE (30X35) AXE: B



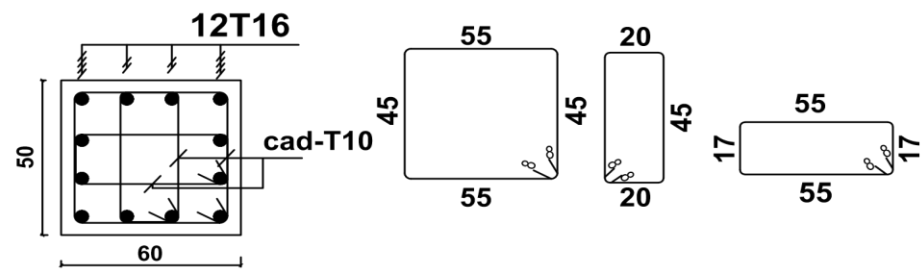
**COFFRAGE ET FERRAILLAGE
DU POTEAU**



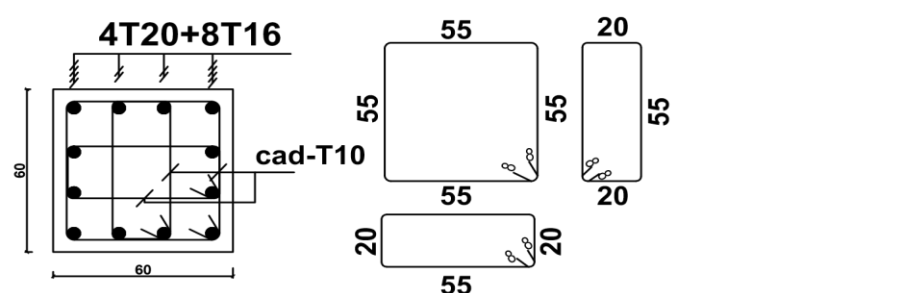
Coupe (3 - 3)



Coupe (2 - 2)



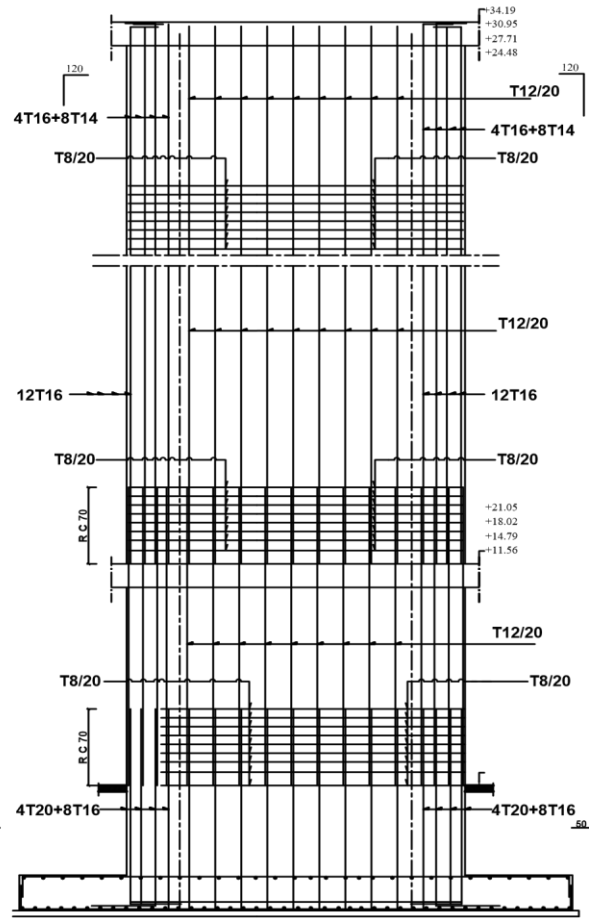
Coupe (1 - 1)



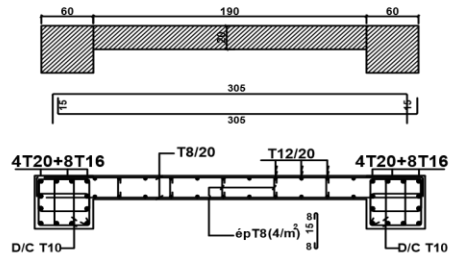
FERRAILLAGE DU VOILE E=20cm

FERRAILLAGE VOILES:V6

Niv: -1.50, +1.70, +5.10, +8.33, +11.56, +14.79,
+18.02, +21.25, +24.48, +27.71, +30.95, +34.19

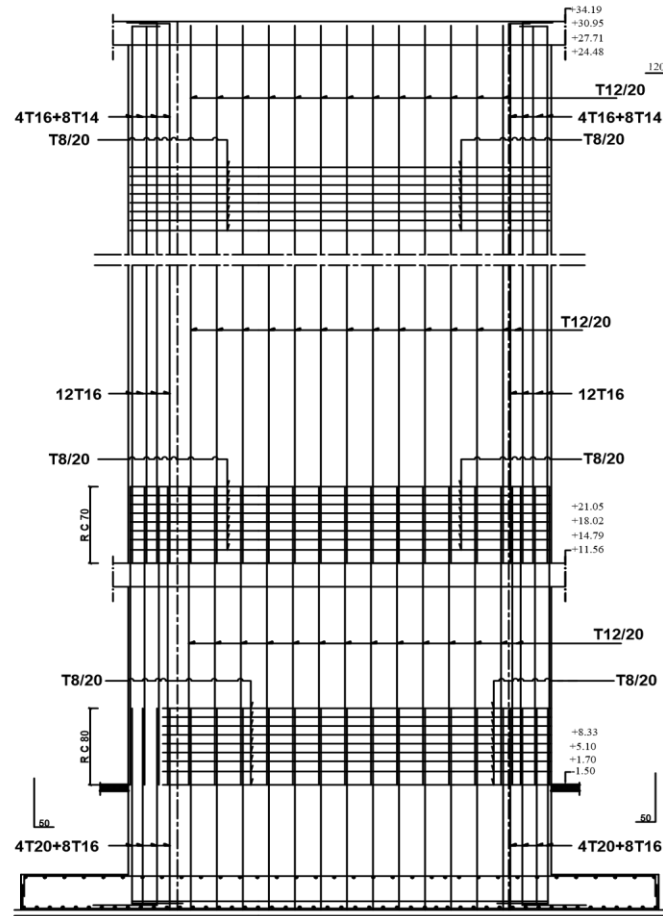


COFFRAGE VOILES:V6



FERRAILLAGE VOILES:V10

Niv: -1.50, +1.70, +5.10, +8.33, +11.56, +14.79,
+18.02, +21.25, +24.48, +27.71, +30.95, +34.19



COFFRAGE VOILES:V10

