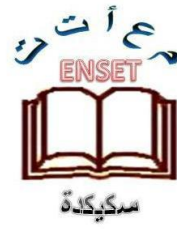




République Algérienne Démocratique Et Populaire
Ministère De l'Enseignement Supérieur Et De
La Recherche Scientifique
Ecole Normale Supérieure de l'Enseignement
Technologique-Skikda



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 d'un bâtiment en R+9+S-SOL à usages d'habitation

Présenté par : BABOU Abdelmoumen
BENAICHA Mohamed Amine
GHEDJATI Mohamed Ilyes

Encadrant (e) : Dr GUEDAOURA Hamda

Jury de Soutenance :

Nom et prénom	Grade	Université	Rôle
Dr BISKRI Yassmina	M.C.A	ENSET - Skikda	Président
Dr GUEDAOURA Hamda	M.C.B	UCBET – El Tarf	Encadrant
Dr MIROUZI Ghaniya	M.C.B	ENSET - Skikda	Examineur

Année Universitaire : 2024/2025

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre encadreur, Monsieur GUEDAOURA Hamda, pour avoir accepté de diriger ce travail. Ses encouragements, ses conseils, sa patience et sa compétence ont été essentiels à la réalisation de cette étude.

Nos remerciements particuliers vont également à tous les membres du jury d'examineurs qui ont eu l'amabilité d'évaluer notre projet.

Notre reconnaissance s'adresse aussi à tous nos professeurs tout au long de notre parcours universitaire, ainsi qu'à l'ensemble des membres du département de technologie, à nos amis et aux bibliothécaires pour leur assistance, leurs conseils et leur soutien.

Enfin et surtout, nous remercions sincèrement les étudiants dont la participation a été indispensable à ce projet. Leur aide a été précieuse et, sans eux, ce travail n'aurait pas pu être mené à bien.

Dédicace

*Au nom d'Allah, le Tout Miséricordieux, toutes les louanges sont à Allah seul, le
Soutien des mondes.*

*Ce travail n'aurait pas été possible sans le soutien affectueux d'un si grand
nombre de personnes. Nous leur adressons à tous nos remerciements en dédiant
cet ouvrage.*

*À nos familles bien-aimées, en particulier à nos chères mères pour leur
patience et leur sacrifice, et à nos chers pères qui nous ont aidés à concrétiser
nos rêves. Qu'Allah les bénisse.*

*À nos douces sœurs et à nos frères bien-aimés pour leur soutien inconditionnel
et leurs encouragements.*

*À nos amis proches qui ont partagé les moments difficiles avec nous et nous ont
encouragés à persévérer.*

À toutes nos familles qui ont fait preuve d'une grande coopération.

Résumé

Ce projet porte sur une étude technique complète d'un immeuble résidentiel situé dans la circonscription d'El Eulma, wilaya de Sétif, composé d'un sous-sol et rez-de-chaussée et de neuf étages supérieurs, dont deux duplex au sommet de l'immeuble. Ce design a été choisi pour répondre aux besoins fonctionnels et esthétiques des bénéficiaires, tout en tenant compte des exigences de sécurité structurelle dans une zone classée parmi les zones à activité sismique modérée, selon la carte de zonage sismique adoptée en Algérie.

La conception structurelle repose sur un système mixte qui combine des murs de cisaillement pour assurer une haute résistance aux charges horizontales résultant des séismes, et des cadres en béton armé pour supporter les charges verticales et fournir une flexibilité architecturale.

Les calculs ont été effectués conformément aux normes nationales approuvées, à savoir : BAEL91, 39 CBA et RPA99 édition 2003.

L'étude a inclus à la fois l'analyse manuelle et l'analyse numérique en utilisant le logiciel ETABS, afin de déterminer les dimensions géométriques optimales et d'assurer une efficacité économique dans l'exécution. Des dessins de renforcement détaillés ont également été préparés avec une grande précision en utilisant le logiciel AutoCAD, pour faciliter le processus d'exécution sur site et garantir la clarté des informations.

Mots clés :

Étude technique, Dimensionnement, Analyse statique, Analyse dynamique, Béton armé, Modélisation, Calcule assisté par ordinateur, Dessin assisté par ordinateur.

ملخص

يتناول هذا المشروع دراسة هندسية شاملة لمبنى سكني يقع في دائرة العلمة، ولاية سطيف، وهو مكون من قبو وطابق أرضي وتسعة طوابق علوية، يتضمّن منها شقة ذات طابقين في الجزء العلوي من المبنى. تم اختيار هذا التصميم لتلبية الاحتياجات الوظيفية والجمالية للمستخدمين، مع الأخذ بعين الاعتبار متطلبات السلامة الإنشائية في منطقة تُصنّف ضمن المناطق ذات النشاط الزلزالي المتوسط، حسب خريطة التقسيم الزلزالي المعتمدة في الجزائر. يركز التصميم الإنشائي على نظام إنشائي مختلط يجمع بين جدران القص لتأمين مقاومة عالية للأحمال الأفقية الناتجة عن الزلازل، والإطارات الخرسانية المسلحة لتحمل الأحمال الرأسية وتوفير مرونة معمارية. وقد تم تنفيذ الحسابات وفقاً للمعايير الوطنية المعتمدة، وهي: BAEL91 و CBA 39 و RPA 99 الصادر 2003. شملت الدراسة كلاً من التحليل اليدوي والتحليل العددي باستخدام برنامج ETABS 9.7.4، لتحديد الأبعاد الهندسية المثلى وضمان كفاءة اقتصادية في التنفيذ كما تم إعداد رسومات التسليح التفصيلية بدقة عالية باستخدام برنامج AutoCAD، لتسهيل عملية التنفيذ في الموقع وضمان وضوح المعلومات.

الكلمات المفتاحية:

دراسة تقنية، التصميم الإنشائي، تحليل استاتيكي، تحليل ديناميكي، خرسانة مسلحة، النمذجة، الحساب بمساعدة الحاسوب، الرسم بمساعدة الحاسوب.

Abstract

This project involves a comprehensive technical study of a residential building located in the El Eulma district, Sétif province, consisting of a basement and ground floor, and nine upper floors, including two duplexes at the top of the building. This design was chosen to meet the functional and aesthetic needs of the beneficiaries, while taking into account the structural safety requirements in an area classified as having moderate seismic activity, according to the seismic zoning map adopted in Algeria.

The structural design relies on a mixed system that combines shear walls to ensure high resistance to horizontal loads resulting from earthquakes, and reinforced concrete frames to support vertical loads and provide architectural flexibility.

The calculations were carried out in accordance with the approved national standards, namely: BAEL91, 39 CBA, and RPA99 edition 2003.

The study included both manual analysis and numerical analysis using the ETABS v9.7.4 software, in order to determine the optimal geometric dimensions and ensure economic efficiency in execution. Detailed reinforcement drawings were also prepared with great precision using AutoCAD software, to facilitate the on-site execution process and ensure the clarity of the information.

Keywords:

Technical study, Structural design, Static analysis, Dynamic analysis, Reinforced concrete, Modeling, Computer-aided calculation, Computer-aided design.

Sommaire

Remerciements

Dédicaces

Résumé

Abstract

Sommaire

Liste des figures

Liste des tableaux

Liste des symboles

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1	Introduction	1
I.2	Présentation du bâtiment	1
I.3	Caractéristique de l'ouvrage.....	1
I.4	Données du site	1
I.5	Les plans d'architectures	2
I.6	Les différents éléments de la superstructure	3
I.6.1	Les poteaux	3
I.6.2	Les poutres	3
I.6.3	Les fondations	3
I.6.4	Le contreventement	3
I.6.5	Maçonnerie.....	4
I.6.6	Les escaliers	4
I.6.7	L'acrotère.....	4
I.6.8	Le plancher.....	4
I.6.9	Le coffrage	5
I.6.10	Revêtement.....	5
I.6.11	Ascenseur	5
I.6.12	Terrasse.....	5
I.6.13	Les différents éléments d'infrastructure.....	5
I.6.13.1	Les fondations	5
I.6.13.2	Types des fondations	5

Chapitre II : Caractéristique des matériaux

II.1	Introduction	8
II.2	Définition d'état limite	8
II.2.1	États limites ultimes (ELU).....	8
II.2.2	États limites de service (ELS)	10
II.3	Le Béton	10
II.3.1	Définition	10
II.3.2	Composition du béton	10
II.3.3	Matières constitutives du béton.....	11
II.3.4	Caractéristiques physiques du béton	11
II.3.5	Caractéristiques mécaniques du béton	12
II.4	Acier	16
II.4.1	Les types d'acier.....	16
II.4.2	Contrainte de l'acier	16
II.4.3	Les caractéristiques mécaniques	16
II.4.4	Contrainte limite des Aciers	17
II.4.5	Protection d'armatures	18
II.5	Les actions et les sollicitations	18
II.5.1	Les actions.....	18
II.5.1.1	Les actions permanentes (G).....	18
II.5.1.2	Les actions variables (Q).....	18
II.5.2	Les sollicitations.....	19
II.6	Combinaisons d'actions	19

Chapitre III : Prédimensionnement et descente des charges

III.1	Introduction	21
III.2	Pré-dimensionnement des planchers	21
III.2.1	Planchers à corps creux	21
III.2.2	Pré-dimensionnement des poutrelles.....	22
III.2.3	Pré-dimensionnement des dalles plaines.....	23
III.3	Prédimensionnement des poutres	24
III.3.1	Poutres principales	25
III.3.2	Poutres secondaires	25
III.4	Prédimensionnement des voiles	26
III.5	Prédimensionnement Les escaliers.....	27

III.5.1	Définition	27
III.5.2	Composition d'un escalier.....	27
III.5.4	Caractéristiques techniques	28
III.6	Pré-dimensionnement de l'acrotère.....	30
III.7	Evaluation des charges	30
III.7.1	Définition	30
III.7.2	Les Plancher	31
III.7.2.1	Plancher terrasse.....	31
III.7.2.2	Plancher étage courant	31
III.7.2.3	Plancher en dalle pleine.....	32
III.7.3	Balcon.....	33
III.7.3.1	Balcon étage courant	33
III.7.3.2	Balcon terrasse	33
III.7.4	Murs	34
III.7.4.1	Murs extérieurs.....	34
III.7.4.2	Murs intérieurs	34
III.7.5	Les escaliers	35
III.7.5.1	Palier.....	35
III.7.5.2	Volée.....	35
III.7.6	L'acrotère.....	36
III.8	Pré-dimensionnement du poteau	37
III.8.1	Choix du poteau le plus sollicité	37
III.8.1.1	Poteau central	38
III.8.1.2	Poteau de rive	43
III.8.1.3	Poteau d'angle.....	45

Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

IV.1	Introduction	52
IV.2	Etude du L'acrotère	52
IV.2.1	Evaluation des charges et surcharges	52
IV.2.2	Moment et les efforts normaux	53
IV.2.3	Ferrailage de l'acrotère	54
IV.2.4	Calcul de la section d'armature en flexion simple	54
IV.2.5	Vérification de l'effort tranchant	56
IV.2.6	Schéma de ferrailage	56

IV.3	Etude du l’escalier	56
IV.3.1	Caractéristiques géométriques.....	56
IV.3.2	Evaluation des charges	57
IV.3.3	Combinaison des charges	57
IV.3.4	Calcul de la charge équivalente.....	57
IV.3.5	Sollicitations de calcul de l’escalier	58
IV.3.6	Calcul de ferrailage	58
IV.3.7	Vérification à L’ELU.....	59
IV.3.8	Vérification à L’ELS	60
IV.3.8.1	En travée.....	60
IV.3.8.2	En appui.....	60
IV.3.9	Vérification de la flèche	61
IV.3.10	Schéma de ferrailage	65
IV.3.11	Etude de la poutre palière.....	66
IV.4	Etude du plancher à dalle pleine (Sous-sol).....	71
IV.4.1	Modes de travail de la dalle.....	71
IV.4.2	Combinaison des charges	71
IV.4.3	Calcul des moments isostatiques.....	71
IV.4.4	Distribution des moments.....	72
IV.4.5	Moments fléchissant à L’ELU et à l’ELS	74
IV.4.6	Calcul de ferrailage	74
IV.4.7	Vérification à L’ELS	77
IV.4.8	Vérification de la flèche	78
IV.4.9	Schéma de ferrailage	78
IV.5	Etude du plancher en corps creux	79
IV.5.1	Evaluation des charges	79
IV.5.2	Ferrailage de la dalle de compression	80
IV.5.3	Calcul des poutrelles	81
IV.5.3.1	Choix de la méthode de calcul	81
IV.5.3.2	Application de la méthode forfaitaire.....	83
IV.5.4	Calcul de ferrailage	89
IV.5.5	Schéma de ferrailage	95
IV.6	Etude des balcons	96
IV.6.1	Évaluation des charges	96

IV.6.2	Combinaison des charges	97
IV.6.3	Etude du balcon étage courant	97
IV.6.3.1	Calcul des sollicitations.....	97
IV.6.3.2	Calcul du ferrailage	98
IV.6.3.3	Vérifications nécessaires	98
IV.6.3.4	Armatures de répartition.....	99
IV.6.3.5	Espacement des armatures	99
IV.6.4	Schéma de ferrailage	99
IV.6.5	Etude du balcon terrasse.....	100
IV.6.5.1	Calcul des sollicitations.....	100
IV.6.6	Calcul du ferrailage	100
IV.6.6.1	Moment réduit	100
IV.6.7	Vérifications nécessaires	100
IV.6.8	Schéma de ferrailage	101
Chapitre V : Analyse dynamique et modélisation		
V.1	Introduction	103
V.2	L'objectif de l'étude dynamique	103
V.3	Différentes méthodes d'estimation des forces sismiques.....	103
V.3.1	La méthode statique équivalente	104
V.3.2	La méthode d'analyse modale spectrale.....	104
V.3.3	La méthode d'analyse par accélérogrammes	104
V.4	Critères de classification	104
V.5	La modélisation de la structure	105
V.5.1	Présentation du logiciel ETABS 9.7.4.....	106
V.5.2	Pourquoi l'ETABS	106
V.5.3	Démarches de modélisation de notre structure	106
V.5.4	Etapas de modélisation.....	106
V.6	Méthode dynamique modale spectrale.....	108
V.6.1	Principe.....	108
V.6.2	Spectre de réponse de calcul	108
V.6.3	Combinaisons d'action.....	109
V.7	Calcul de la force sismique totale	109
V.7.1	Coefficient D'accélération de zone	109
V.7.2	Coefficient de comportement global de la structure	109

V.7.3	Facteur de qualité	110
V.7.4	Estimation de la période fondamentale de la structure	111
V.7.5	Facteur de correction d'amortissement	111
V.7.6	Facteur d'amplification dynamique moyen	112
V.7.7	Poids total de la structure	112
	La variante proposée 1 (architecturale)	113
	La variante proposée 2	115
V.8	Justification de système de contreventement de la structure.....	117
V.9	Résultats et vérifications liées à l'analyse dynamique	117
V.9.1	Vérifications spécifiques	118
V.9.2	Vérification de la participation modale	118
V.9.3	Vérification de de la résultante des forces sismiques de calcul	120
	V.9.3.1 Vérification de la stabilité au renversement	120
V.9.4	Vérification des déplacements	122
V.9.5	Vérification de l'effet (P - Δ)	123
V.10	La largeur de joint sismiques.....	125
V.11	Conclusion.....	125
Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux		
VI.1	Introduction	127
VI.2	Ferrailage des poteaux.....	127
VI.2.1	Combinaisons des charges.....	127
VI.2.2	Recommandation du RPA 99/Version 2003	128
	VI.2.2.1 Armatures longitudinales	128
	VI.2.2.2 Armatures transversales A_t	128
VI.2.3	Les sollicitations obtenues par logiciel ETABS	129
VI.2.4	Exemple de calcul de ferrailage poteau (60×60).....	130
	VI.2.4.1 Armatures longitudinales	130
	VI.2.4.2 Ferrailage transversal	132
	VI.2.4.3 Vérifications nécessaires	132
VI.2.5	Ferrailage poteau (60×50)	134
VI.2.6	Ferrailage poteau (50×50).....	135
VI.2.7	Calcul des armatures transversales.....	136
VI.2.8	Schéma de ferrailage	136
VI.3	Ferrailage des poutres	138

VI.3.1	Hypothèses de calcul.....	138
VI.3.2	La recommandation du RPA99	138
VI.3.1	Combinaisons des charges.....	139
VI.3.2	Calcul de ferrailage	139
VI.3.2.1	Ferrailage des poutres Principales.....	139
VI.3.2.2	Ferrailage des poutres secondaires.....	145
VI.4	Ferrailage des voiles.....	148
VI.4.1	Recommandation du règlement RPA99	148
VI.4.1.1	Aciers verticaux.....	148
VI.4.1.2	Aciers horizontaux	148
VI.4.1.3	Règles communes.....	149
VI.4.2	Calcul des voiles par la méthode des contraintes	149
VI.4.3	Exemple de calcul V1.....	150
VI.4.4	Vérification de la résistance au flambement	154
VI.4.5	Calcul des contraintes dans les voiles	154
VI.4.6	Calcul des forces	154
VI.4.6.1	Dans la zone tendue des voiles (section partiellement comprimée).....	154
VI.4.6.2	Dans les voiles entièrement comprimés	155
VI.4.7	Calcul de la section d'acier	155
VI.4.7.1	Voiles partiellement comprimés	155
VI.4.7.2	Voiles entièrement comprimés	155
VI.4.8	Choix d'armatures.....	156
VI.4.9	Vérification des contraintes de cisaillement.....	156
VI.4.10	Armatures transversales	156
VI.4.11	Schéma de ferrailage	157

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

VII.1	Introduction	159
VII.2	Les types des fondations	159
VII.3	Choix du type de fondation	160
VII.3.1	Justification du choix du radier en termes de surface nécessaire.....	160
VII.4	Etude de radier générale.....	161
VII.4.1	Combinaison d'action	161
VII.4.2	Pré-dimensionnement.....	161
VII.4.3	Condition de la longueur élastique.....	161

VII.4.4	Calcul de débordement D	162
VII.4.5	Vérifications réglementaires du radier	162
VII.4.6	Vérification au poinçonnement	162
VII.4.7	Vérification à l'effet de sous pression	163
VII.4.8	Détermination des charges et des surcharges	163
VII.4.9	Vérification de la contrainte du sol sous la charge verticale	163
VII.4.10	Vérification des contraintes dans le sol - compression	164
VII.4.11	Ferraillage du radier	165
VII.4.12	Vérifications nécessaires	167
VII.4.13	Etude de débord du radier	169
VII.5	Étude du voile périphérique	171
VII.5.1	Introduction	171
VII.5.2	Dimensionnement.....	171
VII.5.3	Caractéristiques du sol	171
VII.5.4	Calcul des contraintes.....	171
VII.5.5	Calcul de la pression géostatique (Poussée des terres)	171
VII.5.6	Ferraillage du voile.....	172
VII.5.7	Vérifications à l'ELS	174
VII.5.8	Schéma de ferraillage	175
Conclusion générale		179

Bibliographie

Annexe

Liste Des Figures

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Figure I. 1 : Plan RDC ech :1/50	2
Figure I. 2 : Coupe A-A et coupe B-B ech :1/50	2
Figure I. 3 : Plancher à corps creux.....	4
Figure I. 4 : Plancher a dalle pleine.....	4
Figure I. 5 : Fondation isolée	6
Figure I. 6 : Fondation continue	6
Figure I. 7 : Radier générale.....	6

Chapitre II : Caractéristique des matériaux

Figure II. 1 : Diagramme des déformations limites (ELU)	9
Figure II. 2 : Évolution de la résistance en fonction de l'âge du béton.....	12
Figure II. 3 : Évolution de résistance à la traction f_{tj} en fonction à compression f_{cj}	13
Figure II. 4 : Diagramme contrainte-déformation de béton à L'E.L.U	15
Figure II. 5 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS.....	15
Figure II. 6 : Diagramme de contrainte- déformation de l'acier.....	17

Chapitre III : Pré-dimensionnement et descente des charges

Figure III. 1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux	21
Figure III. 2 : Coupe transversale d'une poutrelle.....	22
Figure III. 3 : L'épaisseur de la dalle pleine	24
Figure III. 4 : Plan de position des poutres principale, secondaire et sens des nervures... 24	
Figure III. 5 : Conditions de rigidité aux extrémités de l'épaisseur du voile	26
Figure III. 6 : Schéma d'un escalier	27
Figure III. 7 : Schéma d'un escalier a 03 volées	28
Figure III. 8 : Schéma d'acrotère	30
Figure III. 9 : Schéma statique de Plancher terrasse inaccessible	31
Figure III. 10 : Schéma statique de plancher étage courant en dalle a corps creux	32
Figure III. 11 : Schéma statique à dalle plain pour les planchers et balcon	33
Figure III. 12 : Schéma statique de balcon terrasse en dalle pleine	33
Figure III. 13 : Schéma statique de mur extérieur en double paroi.....	34
Figure III. 14 : Schéma statique de mur intérieurs en simple cloison.....	34
Figure III. 15 : Schéma statique du palier	35
Figure III. 16 : Schéma statique de la volée	36

Figure III. 17 : Schéma d'acrotère.....	36
Figure III. 18 : La position des poteaux les plus sollicités	37
Figure III. 19 : Les dimensions du poteau central.....	38
Figure III. 20 : Schéma statique de la descente de charge.....	41
Figure III. 21 : Les dimensions du poteau de rive.....	43
Figure III. 22 : Les dimensions du poteau d'angle	45
Figure III. 23 : Dimensions du poteau sélectionnée pour la vérification	48

Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

Figure IV. 1 : Schéma de calcul de l'acrotère.....	52
Figure IV. 2 : Schéma de ferrailage de l'acrotère de 60 cm	56
Figure IV. 3 : Schéma statique du 1ère et 3ème volée	56
Figure IV. 4 : Distribution des charges en une charge équivalente sur 1er et 3ème volée	57
Figure IV. 5 : Schéma de ferrailage des escaliers.....	65
Figure IV. 6 : Schéma de ferrailage de la poutre palière	70
Figure IV. 7 : Distribution des moments sur dalle de rive et dalle intermédiaire.....	72
Figure IV. 8 : Distribution des moments sur les panneaux à l'ELU – sens (x-x).....	73
Figure IV. 9 : Distribution des moments sur les panneaux à l'ELU – sens (y-y).....	73
Figure IV. 10 : Distribution des moments sur les panneaux à l'ELS – sens (x-x)	74
Figure IV. 11 : Distribution des moments sur les panneaux à l'ELS – sens (y-y).....	74
Figure IV. 12 : ferrailage du plancher à dalle pleine sous-sol	78
Figure IV. 13 : plancher en corps creux.....	79
Figure IV. 14 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression	80
Figure IV. 15 : Schéma statique de poutrelle.....	83
Figure IV. 16 : Diagramme de M (KN.m) et T (KN) à l'ELU (plancher terrasse).....	86
Figure IV. 17 : Diagramme de M (KN.m) et T (KN) à l'ELS (plancher terrasse)	87
Figure IV. 18 : Diagramme de M (KN.m) et T (KN) à l'ELU - plancher étage courant...	88
Figure IV. 19 : Diagramme de M (KN.m) et T (KN) à l'ELS - plancher étage courant ...	89
Figure IV. 20 : Schéma de ferrailage du plancher à corps creux.....	95
Figure IV. 21 : Dimensions du balcon	96
Figure IV. 22 : Schéma des charges du garde-corps.....	96
Figure IV. 23 : Schéma de ferrailage du balcon	99
Figure IV. 24 : Schéma de ferrailage du balcon	101

Chapitre V : Analyse dynamique et modélisation

Figure V. 1: La vue en 3D de la structure.....	107
Figure V. 2 : La vue en 2D de la structure.....	107
Figure V. 3 : La courbe de spectre de réponse.....	108
Figure V. 4 : Disposition des voiles en plan - proposition architecturale.....	113
Figure V. 5 : Mode 1 (vue en plan).....	113
Figure V. 6 : Mode 2 (vue en plan).....	113
Figure V. 7: Mode 3 (vue en plan).....	114
Figure V. 8 : Disposition des voiles de contreventement en plan - proposition 2.....	115
Figure V. 9 : Mode 1 (vue en plan).....	115
Figure V. 10 : Mode 2 (vue en plan).....	115
Figure V. 11 : Mode 3 (vue en plan).....	116
Figure V. 12 : Les forces agissantes sur la stabilité au renversement.....	120

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Figure VI. 1 : Schéma de ferrailage du poteau (60×60).....	136
Figure VI. 2 : Schéma de ferrailage du poteau (60×50).....	137
Figure VI. 3 : Schéma de ferrailage du poteau (50×50).....	137
Figure VI. 4 : Schéma de ferrailage des poutres principales.....	144
Figure VI. 5 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires.....	147
Figure VI. 6 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	148
Figure VI. 7 : Diagramme des contraintes.....	151
Figure VI. 8 : Voiles.....	153
Figure VI. 9 : Diagramme des contraintes section entièrement comprimée.....	155
Figure VI. 10 : Schéma de ferrailage du voile V10.....	157

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Figure VII. 1 : Un radier général.....	160
Figure VII. 2 : Exemple des sollicitations agissants sur un radier générale.....	162
Figure VII. 3 : Schéma de débord.....	169
Figure VII. 4 : Schéma de ferrailage du radier.....	170
Figure VII. 5 : Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	175

Liste Des Tableaux

Chapitre II : Caractéristique des matériaux

Tableau II. 1 : Valeurs des contraintes de l'acier	16
Tableau II. 2 : Valeurs de la contrainte limite d'élasticité garantie f_e	16

Chapitre III : Pré-dimensionnement et descente des charges

Tableau III. 1 : Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible en dalle a cc ...	31
Tableau III. 2 : Evaluation des charges du plancher étage courant en dalle a cc	31
Tableau III. 3 : Evaluation des charges du plancher en dalle pleine	32
Tableau III. 4 : Evaluation des charges du balcon étage courant en dalle pleine	33
Tableau III. 5 : Evaluation des charges du balcon terrasse en dalle pleine	33
Tableau III. 6 : Evaluation des charges de mur extérieur	34
Tableau III. 7 : Evaluation des charges de mur intérieurs	34
Tableau III. 8 : Evaluation des charges du palier	35
Tableau III. 9 : Evaluation des charges du volée.....	35
Tableau III. 10 : Evaluation des charges de l'acrotère de 60 cm.....	36
Tableau III. 11 : Calcul de la surface influencée du poteau de center.....	38
Tableau III. 12 : Charge permanente au niveau du terrasse inaccessible	38
Tableau III. 13 : Charge permanente au niveau du duplex.....	39
Tableau III. 14 : Charge permanente au niveau du 7 étages courants + RDC.....	39
Tableau III. 15 : Charge permanente au niveau du Sous-sol.....	39
Tableau III. 16 : Les résultats de calcul de la loi de dégression des charges.....	40
Tableau III. 17 : Calcul de la surface influencée du poteau de rive	43
Tableau III. 18 : Charge permanente au niveau du terrasse inaccessible	43
Tableau III. 19 : Charge permanente au niveau du duplex.....	44
Tableau III. 20 : Charge permanente au niveau du 7 étages courants + RDC.....	44
Tableau III. 21 : Charge permanente au niveau du Sous-sol.....	44
Tableau III. 22 : Calcul de la surface influencée du poteau d'angle.....	46
Tableau III. 23 : Charge permanente au niveau du terrasse inaccessible	46
Tableau III. 24 : Charge permanente au niveau du duplex.....	46
Tableau III. 25 : Charge permanente au niveau du 7 étages courants + RDC.....	47
Tableau III. 26 : Charge permanente au niveau du Sous-sol.....	47
Tableau III. 27 : Tableau de vérification selon RPA99	49
Tableau III. 28 : Tableau de vérification au flambement.....	50

Chapitre IV : Ferrailage des éléments secondaires

Tableau IV. 1 : L'évaluation de la charge de l'acrotère	52
Tableau IV. 2 : Moment et les efforts normaux	53
Tableau IV. 3 : Combinaison des charges à l'ELU et l'ELS.....	57
Tableau IV. 4 : Différents coefficients pour calculer le ferrailage.....	58
Tableau IV. 5 : Résultats de calcul de ferrailage de l'escalier.....	59
Tableau IV. 6 : Résultats de calcul de ferrailage des armatures de répartition.....	59
Tableau IV. 7 : Différents coefficient pour le calcul de la flèche	63
Tableau IV. 8 : Résultats de calcul fgi et fgv	63
Tableau IV. 9 : Résultats de calcul de fpi	64
Tableau IV. 10 : Résultats de calcul de fji	65
Tableau IV. 11 : Sollicitations de la poutre palière à l'ELU	67
Tableau IV. 12 : Résultats de calcul de ferrailage de la poutre palière.....	68
Tableau IV. 13 : Chargement du plancher Sous-Sol à dalle pleine.....	71
Tableau IV. 14 : Répartition des moments fléchissant à l'ELU et à l'ELS	74
Tableau IV. 15 : Différents coefficients pour calculer le ferrailage.....	75
Tableau IV. 16 : Les résultats du ferrailage de panneau sous-sol à l'ELU	76
Tableau IV. 17 : Les résultats de la vérification à L'ELS de panneau sous-sol.....	77
Tableau IV. 18 : Calcule des moments fléchissant à l'ELU - terrasse.....	85
Tableau IV. 19 : Calcule des moments fléchissant à l'ELS - terrasse	85
Tableau IV. 20 : Calcule des efforts tranchants à l'ELU - terrasse.....	86
Tableau IV. 21 : Calcule des efforts tranchants à l'ELS - terrasse	86
Tableau IV. 22 : Calcule des moments fléchissant à l'ELU - étage courant	87
Tableau IV. 23 : Calcule des moments fléchissant à l'ELS - étage courant	87
Tableau IV. 24 : Calcule des efforts tranchants à l'ELU - étage courant	88
Tableau IV. 25 : Calcule des efforts tranchants à l'ELS - étage courant	88
Tableau IV. 26 : Les sollicitations maximales des poutrelles	89
Tableau IV. 27 : Combinaison des charges à l'ELU et l'ELS.....	97

Chapitre V : Analyse dynamique et modélisation

Tableau V. 1 : Coefficient d'accélération de zone (4.1) ^[1]	109
Tableau V. 2 : Valeurs des pénalités (4.4) ^[1]	111
Tableau V. 3 : Facteur de correction d'amortissement.....	112
Tableau V. 4 : Valeurs de T1 et T2 (4.7) ^[1]	112

Tableau V. 5 : Facteur d'amplification dynamique moyen	112
Tableau V. 6 : Les valeurs des périodes et facteurs de participation massique	114
Tableau V. 7 : Les valeurs des périodes et facteurs de participation massique	116
Tableau V. 8 : Vérification de la période fondamentale	116
Tableau V. 9 : Résumé des résultats	117
Tableau V. 10: Vérification de l'effort normal réduit	118
Tableau V. 11 : Les valeurs des périodes et facteurs de participation massique	119
Tableau V. 12 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul	120
Tableau V. 13 : Moment stabilisant	121
Tableau V. 14 : Moment de renversement selon x.....	121
Tableau V. 15 : Moment de renversement selon y.....	121
Tableau V. 16 : Vérification de la stabilité au renversement	122
Tableau V. 17 : Calcul des déplacements selon x par la méthode dynamique	122
Tableau V. 18 : Calcul des déplacements selon y par la méthode dynamique	123
Tableau V. 19 : Vérification de l'effet (P- Δ) suivant x	124
Tableau V. 20 : Vérification de l'effet (P- Δ) suivant y	124

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Tableau VI. 1 : Déférant données de calcul.....	127
Tableau VI. 2 : Tableau récapitulatif des sections d'aciers recommandées par RPA	128
Tableau VI. 3 : Les sollicitations Nmax et Mcor obtenues par logiciel ETABS.....	129
Tableau VI. 4 : Les sollicitations Mmax et Ncor obtenues par logiciel ETABS.....	129
Tableau VI. 5 : Les sollicitations Nmin et Mcor obtenues par logiciel ETABS	130
Tableau VI. 6 : Excentricité et nature de la section du poteau RDC (60x60)	131
Tableau VI. 7 : Section d'armature calculée du poteau RDC (60x60).....	131
Tableau VI. 8 : Les sollicitations obtenues par logiciel ETABS	134
Tableau VI. 9 : Excentricité et nature de la section du poteau RDC (60x50).....	134
Tableau VI. 10 : Section d'armature calculée du poteau RDC (60x50).....	135
Tableau VI. 11 : Les sollicitations obtenues par logiciel ETABS	135
Tableau VI. 12 : Excentricité et nature de la section du poteau RDC (50x50)	135
Tableau VI. 13 : Section d'armature calculée du poteau RDC (50x50).....	135
Tableau VI. 14 : Vérification des armatures longitudinales	135
Tableau VI. 15 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	136
Tableau VI. 16 : Vérification de l'effort tranchant à l'ELU	136

Tableau VI. 17 : Espacement et armatures transversales	136
Tableau VI. 18 : Récapitulatif des sollicitations pour les poutres principales.....	139
Tableau VI. 19 : Résultats de calcul de ferrailage de la poutre principale	142
Tableau VI. 20 : Récapitulatif des sollicitations pour les poutres secondaires	145
Tableau VI. 21 : Résultats de calcul de ferrailage de la poutre secondaires	145
Tableau VI. 22 : Récapitulatif des sollicitations pour les voiles	150
Tableau VI. 23 : Caractéristiques géométriques des voiles.....	153
Tableau VI. 24 : Vérification de la résistance au flambement.....	154
Tableau VI. 25 : Les résultat des contraintes dans les voiles	154
Tableau VI. 26 : Forces dans la zone tendue dans les voiles (s.p comprimée)	154
Tableau VI. 27 : Calcul des forces dans les voiles (ection entièrement comprimée).....	155
Tableau VI. 28 : Section d'acier dans les voiles partiellement comprimées.....	155
Tableau VI. 29 : Section d'acier dans les voiles entièrement comprimées.....	155
Tableau VI. 30 : Choix des armatures longitudinales.....	156
Tableau VI. 31 : Contraintes de cisaillement.....	156

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Tableau VII. 1 : Les coefficients de la méthode calcul	165
Tableau VII. 2 : Les moments de ferrailage de la dalle du radier	166
Tableau VII. 3 : Résultats du Calcul des armatures dans le sens y-y	167
Tableau VII. 4 : Récapitulatif du ferrailage.....	168
Tableau VII. 5 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	169
Tableau VII. 6 : Calcul du ferrailage du voile périphérique.....	174
Tableau VII. 7 : Vérification des contraintes du voile périphérique à L'ELS	175

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_t : 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 instantanée
- E_{vj} : Module de déformation longitudinale différée
- E_x : Force sismique selon x
- E_y : Force sismique selon y
- **ELS** : État limite de service
- **ELU** : État limite ultime
- 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_x : Moment fléchissant du sens x-x
- M_y : Moment fléchissant du sens y-y
- M_0 : Moment de flexion d'une poutre simplement appuyée
- N_{ser} : Effort normal de calcul de service
- N_u : Effort normal d'état limite ultime de résistance
- Q : Action variable quelconque, facteur de qualité
- R : Coefficient de comportement de la structure
- S : Surface

- **T** : Période
- **F** : Force ou action en général
- **G** : Action permanente, module de dé-
- **U_c** : Périmètre du contour formation transversale
- **V** : Action sismique
- **H** : Hauteur
- **I** : Moment d'inertie
- **K** : Rigidité
- **K_a** : Coefficient des poussés des terres actives
- **V_t** : Effort sismique à la base de la structure
- **W** : Poids total de la structure
- **W_p** : Poids de l'élément en considération
- **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
- **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 d'amortissement
- **γ** : Coefficient partiel de sécurité, rapport des moments
- **h** : Hauteur
- **h_{cc}** : Hauteur du corps creux
- **h_{dp}** : Hauteur de la dalle
- **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 de résistance
- s : Espacement
- t : Période
- x : Abscisse
- y : Ordonnée
- y_{ser} : Position de l'axe neutre à l'ELS
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton
- λ : Élançement mécanique d'un élément comprimé
- μ : Moment réduit
- ν : Coefficient de Poisson
- ξ : 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

La croissance démographique pousse à envisager la construction d'immeubles à plusieurs étages, car ils garantissent le plus grand nombre possible de logements dans un petit espace. Cependant, garantir la sécurité et la stabilité de la structure reste la première priorité de l'ingénieur civil. Des études ont prouvé que le plus grand danger menaçant la durabilité des bâtiments est le tremblement de terre. C'est pourquoi les ingénieurs civils se livrent à une étude exhaustive et rigoureuse des structures pour faire face à ce phénomène.

L'étude des structures est considérée comme une étape essentielle et nécessaire dans l'art de la construction. Cette étude nous a permis d'appliquer les connaissances et les informations acquises au cours des années d'études, et ce à travers l'étude d'un bâtiment en béton armé.

L'étude sera menée sur deux bâtiments symétriques l'un par rapport à l'autre et ayant la même structure, séparés par un joint de dilatation. Chaque bâtiment se compose RDC+9+SSOL étages à usage d'habitation implanté en zone de moyenne Sismicité (zone II-a), le bâtiment est constitué par des portiques (poteaux-poutres) Contreventé par des voiles en béton armé.

Dans cette étude, le programme ETABS a été utilisé pour le calcul des structures par la méthode des éléments finis, et c'est un programme particulièrement efficace pour la modélisation des bâtiments à plusieurs étages, en plus de déterminer les propriétés dynamiques de la structure. On peut calculer les forces internes agissant sur chaque élément, à partir desquelles sont calculées les sections d'armature nécessaires pour les éléments de résistance, et ce Selon les compositions et les conditions incluses dans les règles "BAEL91" et les règles "RPA 99" ainsi que les documents techniques connexes.

Le projet de mémoire de fin d'études contient les chapitres suivants :

Chapitre I : réésentation de l'ouvrage.

Chapitre II : caractéristique des matériaux.

Chapitre III : prédimensionnement et descente des charges.

Chapitre IV : ferrailage des éléments secondaires.

Chapitre V : Analyse dynamique et modélisation.

Chapitre VI : ferrailage des éléments structuraux.

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction :

Nous allons aborder dans ce chapitre la détermination de certaines informations sur la structure étudiée qui nous aideront à obtenir, Des calculs précis et corrects des éléments constituant de la structure pour garantir la résistance et la stabilité nécessaires à tout bâtiment, parmi lesquels : l'emplacement, les dimensions, les éléments inférieure et supérieure de la structure et les différents éléments qui y sont intégrés.

I.2 Présentation du bâtiment :

Le projet étudié est un bâtiment à usage d'habitation, de 33,92 m de hauteur et d'une surface Plancher de 290 m² implanté à el-Eulma Sétif (zone II-a) de moyenne Sismicité, selon les RPA99 version 2003).

- Le sous-sol : comprend un étage commercial.
- Le Rez-de-chaussée : comporte deux logement F3.
- Les étages courants (du 1er au 7ème) : abritent 2 appartements chacun, F3 et F4.
- Les étages courants (du 8ème au 9ème) : abritent 2 appartements en duplex.

I.3 Caractéristique de l'ouvrage :

- Longueur en plan : 23,45m.
- Largueur en plan : 15,75m.
- Hauteur totale de bâtiment : 34,12m.
- Hauteur de l'acrotère : 0,6m.
- Hauteur totale de bâtiment + l'acrotère : 34,52m.
- Hauteur du RDC : 3,23m.
- Hauteur des étages courants : 3,23m.
- Hauteur du sous-sol : 3,80m.

I.4 Données du site :

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de moyen sismicité (zone II-a) ^[1].

L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.

Le site est considéré comme meuble (S3).

Contrainte admissible du sol = 1,5 bar.

I.5 Les plans d'architectures :

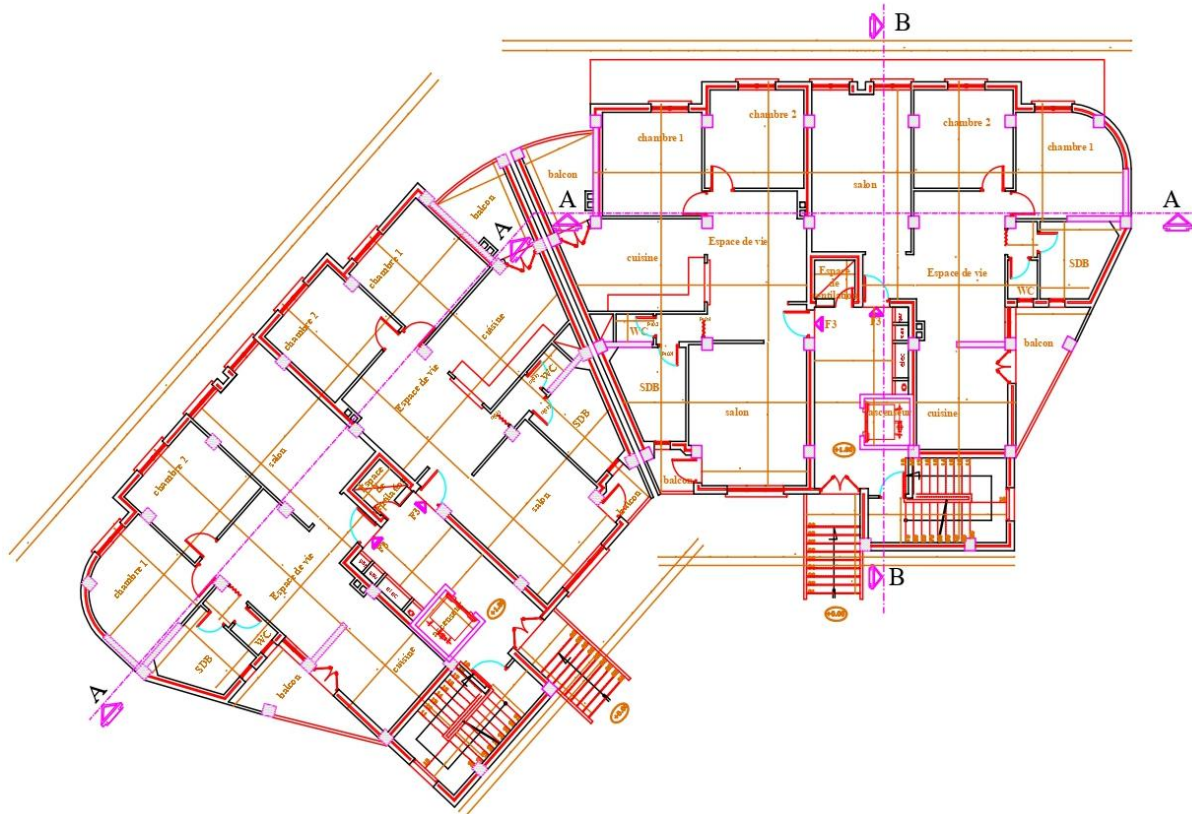


Figure I. 1 : Plan RDC ech :1/50

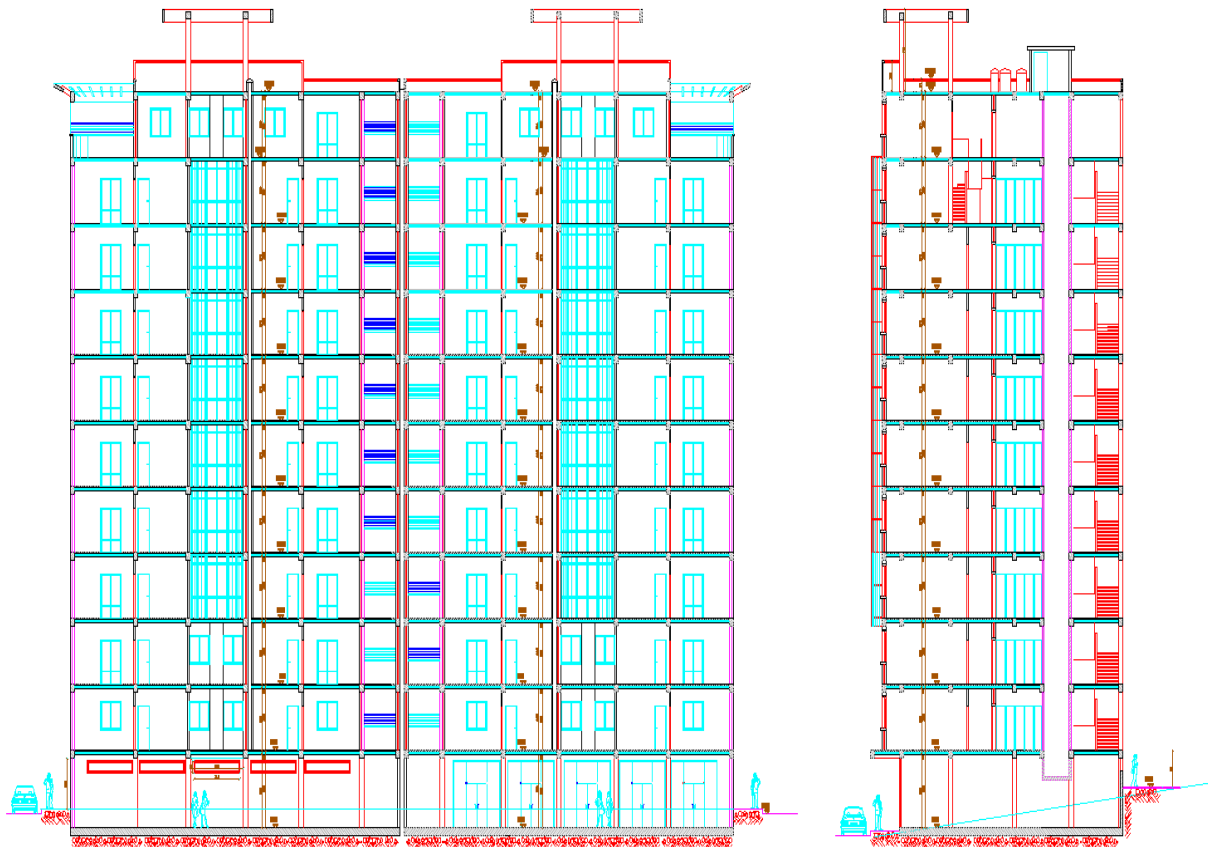


Figure I. 2 : Coupe A-A et coupe B-B ech :1/50

I.6 Les différents éléments de la superstructure :

I.6.1 Les poteaux :

Ce sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations à la base de la structure.

I.6.2 Les poutres :

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé rectangulaires ou carrés, destinés à reprendre les efforts.

On distingue : les poutres principales, les poutres secondaires.

I.6.3 Les fondations :

Est la partie structurelle inférieure d'un ouvrage, située généralement sous le niveau du sol, qui a pour fonction de transmettre et répartir les charges de la construction vers le sol de manière stable et durable.

Nous réalisons les fondations de notre ouvrage par le biais d'un radier général, une dalle en béton armé qui couvre l'intégralité de l'emprise au sol. Cette solution est choisie afin d'assurer une répartition homogène des charges sur une large surface, particulièrement dans des conditions de sol à faible portance ou lorsque les charges structurelles doivent être uniformément distribuées pour éviter toute déformation ou affaissement localisé.

I.6.4 Le contreventement :

Le contreventement est une technique de conception et de construction permettant de limiter les mouvements horizontaux d'un bâtiment ou d'une structure, souvent provoqués par des forces telles que le vent, les tremblements de terre ou d'autres charges latérales.

L'ossature de ce bâtiment est formée par un contreventement mixte (portique + voile) suivant les deux sens (transversal et longitudinal).

Type de contreventement :

- **Contreventement par voiles** : Il s'agit de murs en béton ou en maçonnerie, d'une part, résistent aux forces horizontales (séisme ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations. Les voiles sont placés dans les zones stratégiques du bâtiment pour répartir les charges.
- **Contreventement par portique** : ce contreventement repose sur l'utilisation de portiques rigides formés par l'assemblage de poutres et de poteaux capables de résister à des moments de flexion et de cisaillement. Ces portiques créent une stabilité en absorbant et redistribuant les efforts horizontaux vers les fondations.

I.6.5 Maçonnerie :

- **Murs extérieurs** : Constitués en doubles cloisons d'épaisseur de 15cm et 10cm avec une l'âme d'air de 5cm.
- **Murs intérieurs** : Constitués en simple cloison de 10cm d'épaisseur.

I.6.6 Les escaliers :

Ce sont des éléments non structuraux qui servent à relier les niveaux successifs et faciliter le déplacement entre étages. Notre structure a été équipée d'un seul type d'escalier, un escalier à trois volées.

I.6.7 L'acrotère :

A la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en maçonnerie de 60cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

I.6.8 Le plancher :

C'est une surface horizontale qui constitue le sol d'un niveau (ou étage) d'un bâtiment, il a un rôle important dans le contreventement de l'ouvrage puisqu'il reporte et répartit les actions (Forces) horizontales de la construction.

On a utilisé dans notre structure deux types de planchers :

- **Plancher à corps creux** : On utilise ce type de dalles pour le RDC et les étages courants :

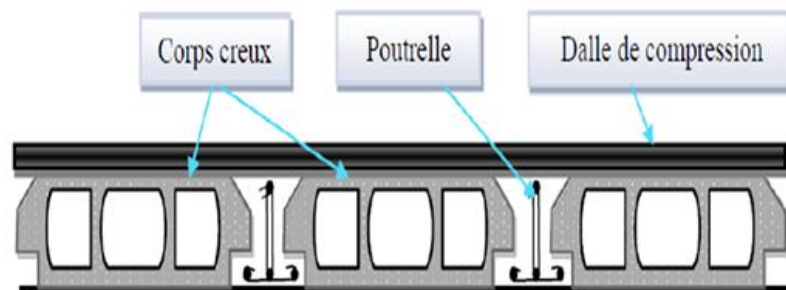


Figure I. 3 : Plancher à corps creux

- **Planchers en dalle pleine** : Pour les balcons :

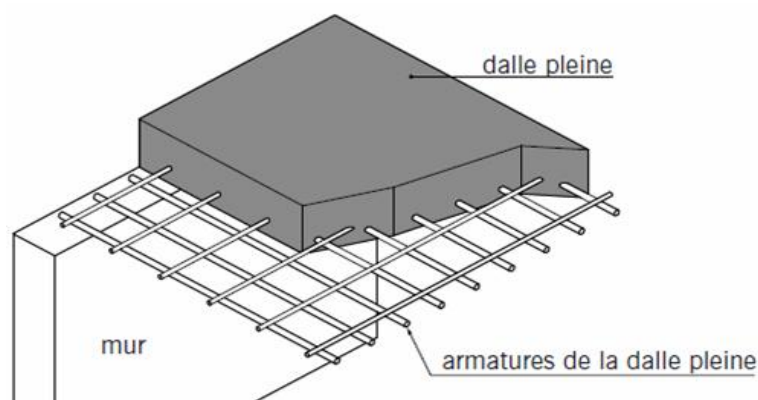


Figure I. 4 : Plancher a dalle pleine

I.6.9 Le coffrage :

Le coffrage utilisé pour réaliser ce projet est un coffrage métallique permettant d'assurer un monolithisme parfait de la structure ainsi qu'une rapidité d'exécution des travaux.

I.6.10 Revêtement :

Enduit en plâtre pour les plafonds.

Enduit en ciment pour le mur extérieur et les cloisons.

Revêtement à carrelage pour les planchers.

Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant pénétration des eaux pluviales.

I.6.11 Ascenseur :

Conçu pour relier différents étages des bâtiments ou des installations, dans le but de faciliter le déplacement des personnes ou le transport des marchandises.

I.6.12 Terrasse :

Une terrasse est une surface horizontale située sur le toit d'une construction ou à un autre niveau élevé. Elle est conçue pour être accessible ou non, selon son usage prévu et dans notre projet la terrasse est inaccessible. Ce qui exige la réalisation d'étanchéité pour garantir l'isolation.

I.6.13 Les différents éléments d'infrastructure :**I.6.13.1 Les fondations :**

Est la partie structurelle inférieure d'un ouvrage, située généralement sous le niveau du sol, qui a pour fonction de transmettre et répartir les charges de la construction vers le sol de manière stable et durable.

Nous réalisons les fondations de notre ouvrage par le biais d'un radier général, une dalle en béton armé qui couvre l'intégralité de l'emprise au sol. Cette solution est choisie afin d'assurer une répartition homogène des charges sur une large surface, particulièrement dans des conditions de sol à faible portance ou lorsque les charges structurelles doivent être uniformément distribuées pour éviter toute déformation ou affaissement localisé.

I.6.13.2 Types des fondations :**a. La semelle isolée :**

Est un type de fondation utilisée principalement dans la construction pour supporter des charges concentrées provenant d'éléments structurels tels que des colonnes ou des piliers. Ce type de fondation est généralement utilisé lorsque la structure repose sur un sol de bonne capacité portante et que les charges ne sont pas excessivement élevées.

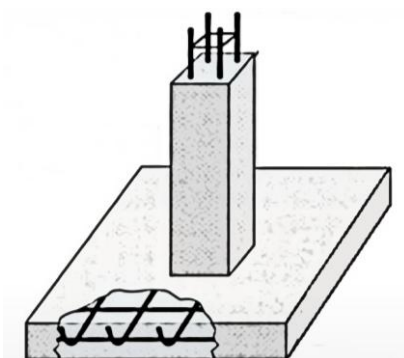


Figure I. 5 : Fondation isolée

b. La semelle filante :

Est un type de fondation utilisé dans la construction pour supporter des charges linéaires ou plusieurs éléments structuraux alignés, tels que des murs porteurs ou des rangées de colonnes. Contrairement aux fondations isolées, les fondations continues sont conçues pour répartir les charges sur une ligne ou une surface plus étendue.

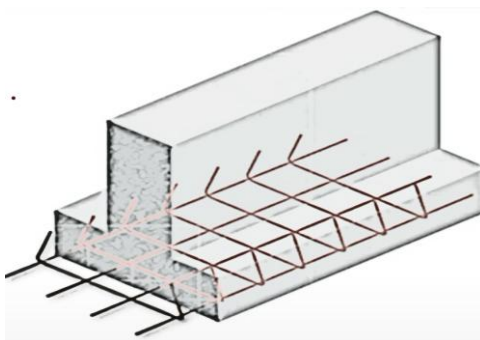


Figure I. 6 : Fondation continue

c. Le radier général :

Nous réalisons les fondations de notre ouvrage par le biais d'un radier général, une dalle en béton armé qui couvre l'intégralité de l'emprise au sol. Cette solution est choisie afin d'assurer une répartition homogène des charges sur une large surface, particulièrement dans des conditions de sol à faible portance ou lorsque les charges structurales doivent être uniformément distribuées pour éviter toute déformation ou affaissement localisé.

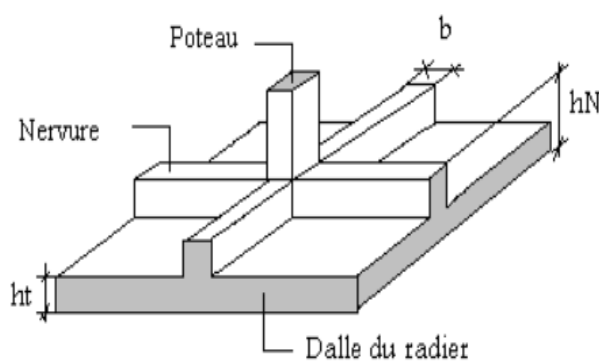


Figure I. 7 : Radier générale

Chapitre II

Caractéristique des matériaux

II.1 Introduction :

Les matériaux de construction constituent la base de toute réalisation architecturale ou de construction. Le choix d'un matériau n'est pas facile, car il affecte directement la durabilité, la longévité, l'esthétique et l'impact environnemental du projet.

Parmi ces matériaux, nous parlerons dans ce chapitre du béton et de l'acier qui seront sélectionnés selon les règles de :

- BAEL91 modifié 99.
- RPA99 version 2003.
- CBA93 (Code du béton armé).
- DTR B.C.2.2 (Charge permanentes et surcharges d'exploitations).
- D.T.R C2-4.7 (règlement neige et vent « R.N.V.1999 »).

II.2 Définition d'état limite :

L'état limite désigne une condition au-delà de laquelle une structure, un élément ou un matériau ne peut plus remplir correctement sa fonction. L'étude des états limites est essentielle pour concevoir des structures sûres, fiables et durables et sont classés en deux grandes catégories sont :

II.2.1 États limites ultimes (ELU) :

Ils correspondent à des situations où la sécurité de la structure est en jeu, et l'objectif est de garantir que les sollicitations maximales (forces, moments, etc.) dues aux charges d'exploitation, aux vents, séismes, etc., restent inférieures à la capacité de résistance de la structure. Il y'a 03 états limites :

- État limite ultime de l'équilibre statique.
- État limite ultime de résistance.
- État limite ultime de stabilité de forme.

➤ **Hypothèses de calcul à l'ELU :** (Art A.4.3.2)^[2]

On a six hypothèses :

1. Les sections droites restent planes (le diagramme des déformations est linéaire).
2. Il n'y a pas de glissement relatif entre les armature et béton en raison de l'adhérence.
3. La résistance de traction de béton est négligée.
4. Le raccourcissement relatif de la fibre de béton la plus comprimée est limité à :
 - En flexion $\epsilon_{bc} = 3,5 \text{ ‰}$.
 - En compression simple $\epsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$.
5. L'allongement relatif des armatures les plus tendues, supposé concentrer en centre de

Gravité, est limité à 10‰

6. Le diagramme linéaire des déformations passe par l'un des trois pivots **A**, **B**, **C** (la règle Des trois pivots).

➤ **Règle des trois pivots :** (Art A.4.3.3)^[2]

La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots **A**, **B** ou **C**, définis par la figure (II.1) tel que :

A : correspond à un allongement de 10 ‰ de l'armature la plus tendue : la section est soumise à la traction simple, flexion simple ou composée.

B : correspond à un raccourcissement de 3,5 ‰ du béton de la fibre la plus comprimée : la section est soumise à la flexion simple ou composée.

C : correspond à un raccourcissement de 2 ‰ du béton de la fibre située à $\frac{3}{7}h$ de la fibre la plus comprimée : celle-ci est entièrement comprimée et soumise à la compression simple.

Limite AB : La limite AB représente une condition de fonctionnement optimale pour une section de poutre en béton armé. Dans cette situation, les matériaux (béton et acier) travaillent ensemble de manière efficace. La droite AB est souvent utilisée pour définir les états limites où les déformations sont maximisées tout en restant dans les limites admissibles pour chaque matériau.

Position de l'Axe neutre : L'axe neutre est une ligne imaginaire dans la section transversale d'une poutre en béton armé, où les fibres ne subissent ni traction ni compression. La position de cet axe est cruciale pour déterminer comment les matériaux réagissent sous charge. Dans le cas donné, l'axe neutre se situe à $x/d=0,259$, ce qui signifie qu'il se trouve à environ 25,9 % de la hauteur totale (d) de la section.

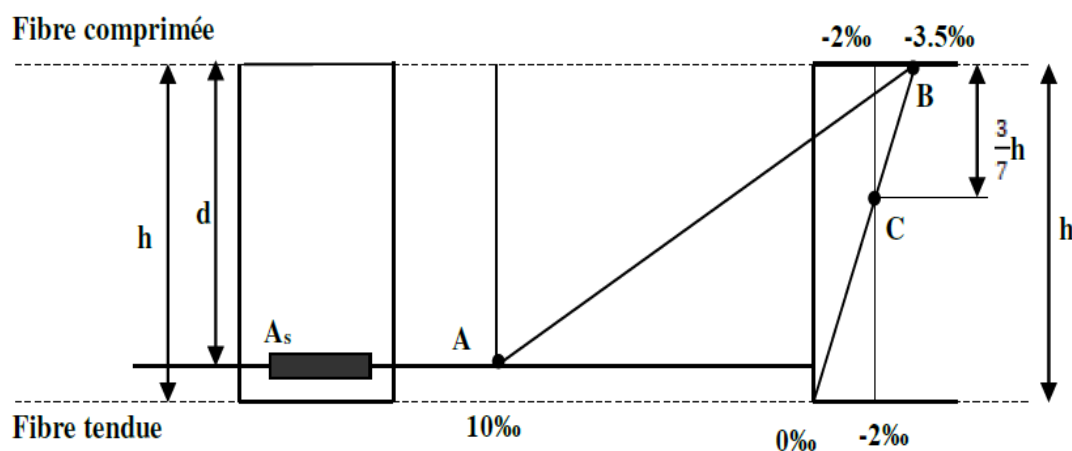


Figure II. 1 : Diagramme des déformations limites (ELU)

II.2.2 États limites de service (ELS) :

Ils concernent le bon fonctionnement, le confort des utilisateurs, et la durabilité de la structure, et l'objectif est de garantir que les conditions d'utilisation normales ne provoquent pas de détérioration ou d'inconfort. Il y'a 03 états limites :

- État limite de service d'ouverture des fissures.
- État limite de service de déformation.
- État limite de service vis-à-vis de la compression du béton.
- **Hypothèses de calcul à l'ELS :**

1. Les sections planes restent planes après déformation.
2. Il n'y a pas de glissement à l'interface béton-armatures.
3. Le béton tendu est négligé dans le calcul.
4. Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.
5. Par convention le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier est :

$$\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15, \text{ avec : } (\eta = \text{Coefficient d'équivalence})$$

II.3 Le Béton :

II.3.1 Définition :

Le béton est un matériau de construction hétérogène, utilisé pour construire de nombreux type d'ouvrage dans les domaines du bâtiment et des travaux publics. Il constitué d'un mélange de granulats (matériaux inertes : sable et gravier), liant hydraulique(ciment), et eau de gâchage, et dans un certain cas des adjuvants et additions pour en modifier les propriétés. [3]

II.3.2 Composition du béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange de ciment, de granulats et d'eau et des produits d'addition (adjuvants).

- **Ciment** : une poudre fine qui on leur ajoute de l'eau pour obtenir une pâte (liant hydraulique) capable de faire prise durent le temps. On utilise du ciment gris ordinaire dit de Portland pour faire du béton ou du mortier.
- **Granulats** : on a deux types de granulats :
 - Sable de dimension < 5 mm.
 - Gravier de dimension < 25 mm.
- **L'eau de gâchage** : doit être propre et ne contient pas des matières qui influent sur la cohésion et le durcissement du béton.

II.3.3 Matières constitutives du béton :

La méthode adoptée dans le chantier Algérie dans un mètre cube (m^3) :

- 350 Kg de ciment CPA325.
- 400 L de sable $D_s < 5mm$.
- 800 L de gravillon $15mm < D_g < 25mm$.
- 175 L d'eau de gâchage

II.3.4 Caractéristiques physiques du béton :**a. Densité :**

- La densité du béton ordinaire varie généralement entre **2200 et 2500 kg/m^3** .
- Les bétons légers, utilisés pour des applications spécifiques, peuvent avoir une densité inférieure (800 à 2000 kg/m^3), tandis que les bétons lourds peuvent dépasser 3000 kg/m^3 .

b. Résistance à la compression :

- Le béton est très résistant à la compression. Sa résistance typique se situe entre 20 et 50 MPa pour un béton standard.
- Pour les bétons à haute performance, cette résistance peut atteindre 60 à 120 MPa.

c. Résistance à la traction :

- Le béton est relativement faible en traction, avec une résistance typique d'environ 1/10 à 1/15 de sa résistance à la compression.
- Cela explique pourquoi il est souvent utilisé en combinaison avec des armatures en acier pour former du béton armé.

d. Porosité :

- Le béton est un matériau poreux, ce qui signifie qu'il peut absorber une certaine quantité d'eau.
- Sa porosité dépend du rapport eau/ciment, de la compaction et de l'utilisation éventuelle d'adjuvants.

e. Durabilité :

- Le béton est très durable et résiste bien aux conditions climatiques extrêmes, aux produits chimiques et au feu.
- La durabilité peut être améliorée par des traitements spécifiques (adjuvants, enrobages).

f. Conductivité thermique :

- Le béton est un mauvais isolant thermique mais possède une bonne capacité thermique. Cela signifie qu'il peut emmagasiner et restituer de la chaleur, ce qui le rend adapté à des applications en construction durable.

g. Coefficient de dilatation thermique :

- Le béton se dilate ou se contracte légèrement avec les variations de température, avec un coefficient de dilatation thermique typique d'environ 10×10^{-6} à $14 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$.

h. Perméabilité :

- Le béton bien compacté et avec un faible rapport eau/ciment est peu perméable. La perméabilité influence directement la durabilité face aux infiltrations d'eau et aux attaques chimiques.

II.3.5 Caractéristiques mécaniques du béton :**a. Résistance à la compression :**(A.2.1.11)^[2]

La résistance caractéristique à la compression f_c à 28 jours est déterminée par des essais effectués sur des échantillons de test de (16.32) cm . Dans la plupart des cas, nous considérons le 28ème jour comme le jour de la résistance complète f_c , qui est égale à 25 Mpa.

L'expression de la résistance à 28 jours est donnée par la relation :

➤ **Pour des résistances $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$:**

- $f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28}$ Si $j < 60$ jours
- $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$ Si $j > 60$ jours

➤ **Pour des résistance $f_{c28} > 40\text{MPa}$:**

- $f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28}$ Si $j < 28$ jours
- $f_{cj} = f_{c28}$ Si $j > 28$ jours

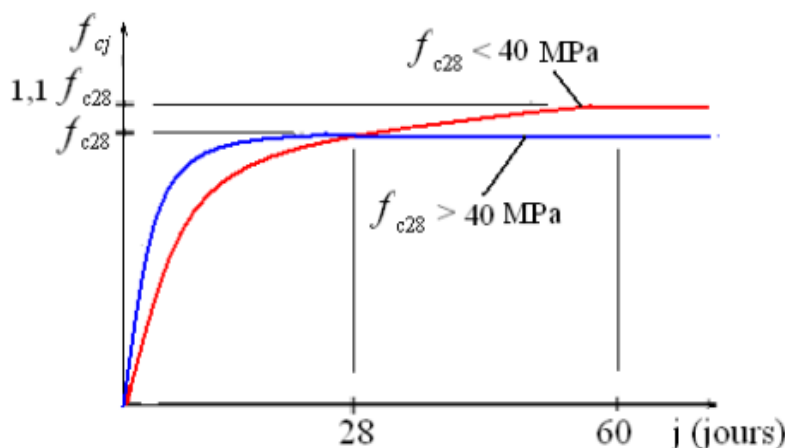


Figure II. 2 : Évolution de la résistance en fonction de l'âge du béton

b. Résistance à la traction :(A.1.2.1.2) ^[4]

La Résistance caractéristique à la traction f_{tj} est défini par la relation :

- $f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$ Si $f_{c28} \leq 60$ Mpa
- $f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{\frac{2}{3}}$ Si $f_{c28} > 60$ Mpa

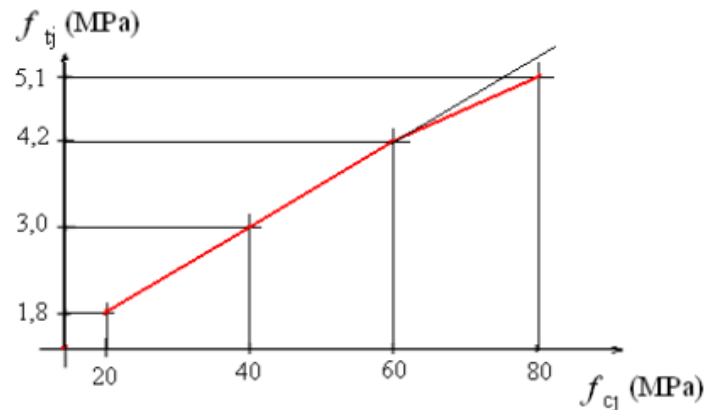


Figure II. 3 : Évolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}

c. Module d'élasticité :

Le module d'élasticité est le rapport entre la contrainte normale et la déformation générée. En fonction de la durée d'application de la contrainte, le module d'élasticité peut être divisé en deux types :

A) Module de déformation longitudinale :(Art A.2.1.2) ^[2]

Ce module d'élasticité est connu sous le nom de « Yong ou module de déformation longitudinal » et il est défini sous l'action de contraintes normales longues et courtes :

✓ **Module d'élasticité instantané « E_{ij} » :**(Art A.2.1.2.1) ^[2]

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet qu'à l'âge de «j» jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}} \text{ Avec : } E_{ij}, f_{cj} \text{ en MPa}$$

D'où pour : $f_{c28} = 25\text{Mpa} \rightarrow E_{i28} = 32164,195\text{MPa}$.

✓ **Module d'élasticité différé « E_{vj} » :**(Art A.2.1.2.2) ^[2]

Sous des contraintes de longue durée d'application on admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinal différée du béton E_{vj} est donnée par la formule :

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}} \text{ Avec : } E_{vj}, f_{cj} \text{ en MPa.}$$

D'où pour : $f_{c28} = 25\text{Mpa} \rightarrow E_{v28} = 10818,86 \text{ MPa}$.

Remarque : La déformation totale vaut environ fois la déformation instantanée.

B) Module de déformation transversale :(Art A2.1.3) ^[2]

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

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

E: Module de Young. (BAEL91/Art A2.1.3) ^[2]

U : Coefficient de poisson.

➤ **Coefficient de poisson :**

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté " ν ", Conformément au règlement [CBA93 Article A.2.1.3.] ^[4]:

L'ELU : $\nu = 0$ calcul des sollicitations (béton fissuré).

L'ELS : $\nu = 0,2$ calcul des déformations (béton non fissurée).

d. Contraintes limites de béton :

✓ **Etat limite ultime (ELU) :**

Correspond à ce que l'on entend généralement par la limite de résistance mécanique au-delà laquelle il y a la ruine de l'ouvrage.

Selon le BAEL 91(art A-5.121) ^[2] la contrainte de béton à l'état limite ultime est notée

f_{bu} tel que :

$$f_{bu} = \frac{0,85}{\theta \cdot \gamma_b} f_{c28} \text{ (MPa)}$$

Avec : γ_b : coefficient de sécurité du béton : $\begin{cases} 1,5 \text{ pour les combinaisons fondamentales} \\ 1,15 \text{ pour les combinaisons accidentelles} \end{cases}$

θ : coefficient qui dépend de la durée d'application de la combinaison d'action. il est fixé à :

$\begin{cases} 1 : \text{lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée} \\ \text{est supérieure à 24h.} \\ 0.9 : \text{lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h.} \\ 0.85 : \text{lorsqu'elle est inférieure à 1h.} \end{cases}$

Le coefficient de minoration 0,85 pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton. Minoration 0,85 pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

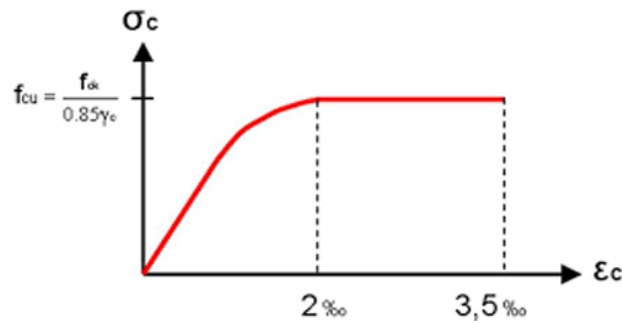


Figure II. 4 : Diagramme contrainte-déformation de béton à L'E.L.U

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

Correspondent à des critères dont le non-respect ne permet pas à l'élément d'être exploité dans des conditions satisfaisantes.

La contrainte de compression de béton à l'E.L. S est limitée par : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 13,20 \text{ MPa}$.

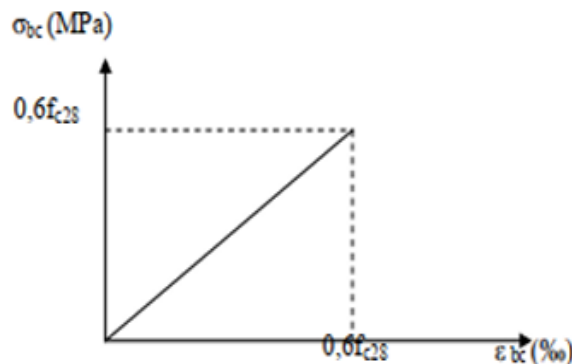


Figure II. 5 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS

e. Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par $\tau \leq \bar{\tau}$ d'après le **BAEL91 (article A.5.2.11)** [2], Sachant que :

La contrainte ultime du cisaillement du béton est définie par :

$$\bar{\tau}_u = \frac{V_u}{b \cdot d}, \text{ Avec :}$$

V_u : Effort tranchant

b · d : Dimensions de pièce.

Les armatures transversales perpendiculaires à la ligne moyenne sont autorisées si τ_u ne dépasse pas :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right] = 2,93 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right] = 2,86 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{fissuration nuisible ou très nuisible.}$$

II.4 Acier :

L'acier est le matériau mélangé entre le fer et un peu de carbone renforce le béton en compensant sa faible résistance à la traction. Il absorbe les forces de traction, empêche les fissures et garantit la durabilité et la stabilité des structures.

II.4.1 Les types d'acier ^[2] :

Les aciers utilisés sont trois types :

- Barres a haut adhérence (H.A) pour les armatures longitudinales FeE400 $f_e = 400$ MPa.
- Treillis soudés (T.S) constitués par des barres se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement.

II.4.2 Contrainte de l'acier :

Tableau II. 1 : Valeurs des contraintes de l'acier

Les cas	γ_s	σ_c MPA
Général	1,15	348
Accidentelle	1,00	400

II.4.3 Les caractéristiques mécaniques :

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

Tableau II. 2 : Valeurs de la contrainte limite d'élasticité garantie f_e

Type	Nuance	f_e (Mpa)	Emploi
Ronds lisses	FeE22	215	Emploi courant : Épingles de levage des Pièces préfabriquées
	FeE24	235	
Barres HA Type 1 et 2	FeE40	400	Emploi courant
	FeE50	500	
Fils tréfile HA Type 3	FeTE40	400	Emploi sous forme de barres droites où de treillis
	FeTE50	500	
Treillis soudés Lisses Type 4	TL50($\varnothing > 6$ mm)	500	Emploi courant
	TL50($\varnothing \leq 6$ mm)	520	

II.4.4 Contrainte limite des Aciers :

a. Contrainte limite ultime (E.L.U) [5] :

Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU suit une loi de type élasto-plastique parfait.

On introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes :

$\gamma_s = 1.15$ cas général.

$\gamma_s = 1.00$ cas des combinaisons accidentelles.

La figure (II.6) illustre ce comportement :

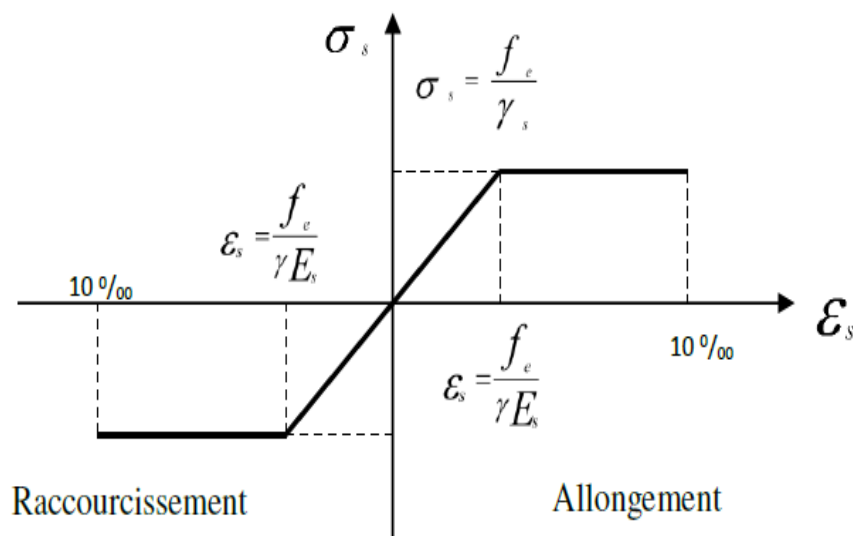


Figure II. 6 : Diagramme de contrainte- déformation de l'acier

Le diagramme de calcul permet de connaître la contrainte de l'acier σ_s .

$$\text{Est on a : } \epsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s}; \text{ Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

- f_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- γ_s : coefficient de sécurité ayant pour valeur :

$\gamma_s = 1$ Situation accidentelle (choc et séisme).

$\gamma_s = 1,15$ Situation durable ou transitoire.

b. Contrainte limite de service (E.L.S) :

(Art A.4.5.3) [4]

- Cas où la fissuration est peu nuisible $\bar{\sigma}_s = f_e$ (pas de vérification).
- Cas où la fissuration est préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right] \times (\text{Mpa})$ avec :

f_{tj} : Résistance à la traction du béton à l'âge de j jours.

- Cas où fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{1}{2} \times f_e; 90 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right] \times (\text{Mpa})$

η : Coefficient de fissuration avec :

- $\eta=1$: Pour les ronds lisses, treilles soudées.
- $\eta=1,6$: Pour les hautes adhérences $\varnothing \geq 6 \text{ mm}$.
- $\eta=1,3$: Pour les hautes adhérences $\varnothing < 6 \text{ mm}$.

➤ **Module d'élasticité de l'acier** : $E_S = 200000 \text{ Mpa}$.

II.4.5 Protection d'armatures :

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

- $C \geq 5 \text{ cm}$: pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3 \text{ cm}$: pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisation).
- $C \geq 1 \text{ cm}$: pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

II.5 Les actions et les sollicitations :

II.5.1 Les actions :

(Art A.3.1)^[4]

Les actions sont l'ensemble des charges (forces, couples, etc., permanentes, climatiques et d'exploitations) appliquées à la structure, ainsi que les conséquences des modifications statique ou d'état (retrait, variations de températures, etc.) qui entraînent des déformations de la structure.

II.5.1.1 Les actions permanentes (G) :

Elles sont appliquées pratiquement avec la même intensité pendant toute la durée de vie de l'ouvrage et comportent.

- Poids propre des éléments de la structure.
- Poids de revêtements.
- Les efforts des poussées des terres.

II.5.1.2 Les actions variables (Q) :

Ce sont des actions dont l'intensité est plus ou moins constante, mais qui sont appliquées pendant un temps court par rapport aux actions permanentes. On distingue :

- Les charges d'exploitation.
- Actions climatiques (Vent et Neige).
- Actions appliquées au cours d'exécution (matériels de chantier).
- Actions de température et dilatation.

- **Les actions accidentelles (FA) :**

Ce sont les actions à faible durée d'application, causée par des phénomènes, citant :

- Séismes.
- Chocs des véhicules.
- Explosion.

II.5.2 Les sollicitations : **(Art A.3.2)**^[4]

Les sollicitations externes (les actions cite précédemment) produisent les sollicitations internes (sont le moment de flexion, l'effort tranchant, l'effort normal, etc).

II.6 Combinaisons d'actions : **(Art A.3.2)**^[4]

Les sollicitations et les déformations sont calculées en utilisant les combinaisons suivantes :

- **Situation courante :**

ELU : $1.35G + 1.5Q$

ELS : $G + Q$

- **Situation accidentelle :**

$G + Q \pm E$

$0.8G \pm E$

Chapitre III

Pré-dimensionnement et descente des charges

III.1 Introduction :

Le pré-dimensionnement et descente des charges a pour objectif de déterminer les sections des différents éléments de la structure, Ces éléments doivent résister aux déférentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis. Dans ces calculs, nous allons utiliser réglemmentations précisées par **RPA99**/version 2003, **BAEL 91** et **CBA 93**, de sorte que, les résultats obtenus ne sont pas définitifs. Ils peuvent être augmentes après vérifications dans la phase du dimensionnement.

III.2 Pré-dimensionnement des planchers :

III.2.1 Planchers à corps creux :

On a opté pour des planchers a corps creux et ceci pour les raisons suivantes :

- La facilite de réalisation.
- Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Reduction du cout de la construction.
- Isolation phonique et thermique.

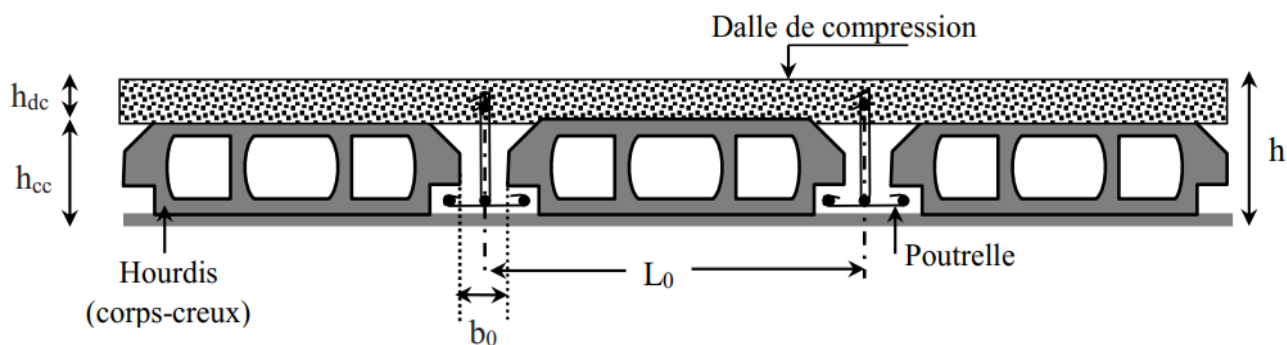


Figure III. 1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux

Avec :

H_{cc} : hauteur du corps creux.

H_{dc} : hauteur de la dalle de compression.

b_0 : largeur de la nervure de 8 à 12 cm.

L_0 : distance entre axe des h_{cc} poutrelles.

h_t : hauteur totale du plancher.

D'après le CBA 93 (Art B.6.8.4.2.4) ^[4] :

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{15} \times \frac{M_t}{M_0} \\ 1 \\ 22,5 \end{array} \right\}$$

Avec :

L_x : est la plus grande portée dans le sens de disposition des nervures entre nus.

On a : $L_x = 3,90 \text{ m}$.

M_t : le moment en travée : $M_t > 0,75 M_0$.

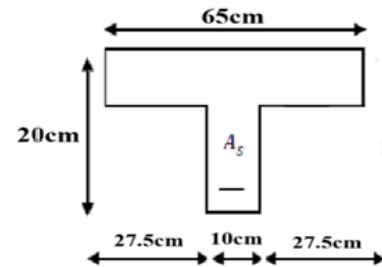
M_0 : le moment isostatique correspondant.

$$h_t \geq \max \left\{ \frac{1}{15} \times \frac{0,75 M_0}{M_0}; \frac{1}{22,5} \right\} L_x$$

$$h_t \geq \max \left\{ \frac{1}{15} \times 0,75; \frac{1}{22,5} \right\} \times 390$$

$$\rightarrow h_t \geq \max \{19,5; 19,55\} \text{ cm}$$

On adopte alors un plancher de 20 cm d'épaisseur



III.2.2 Pré-dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles (nervures) doivent être assimilées à une section transversale en forme de T et leur largeur b (largeur de la table de compression) doit être déterminée.

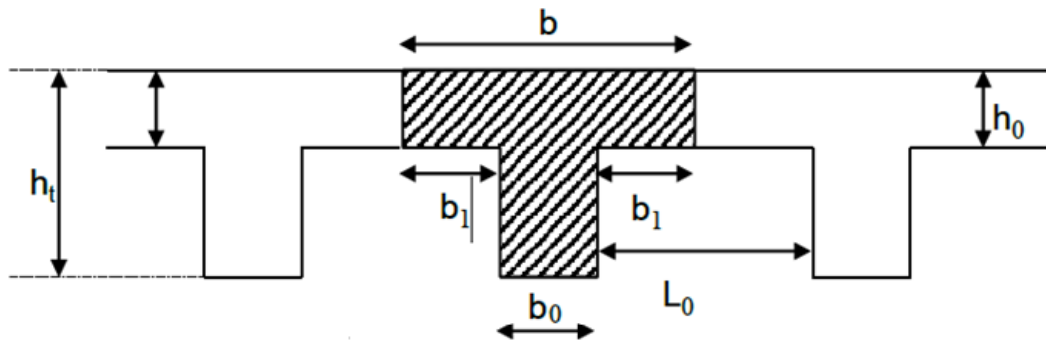


Figure III. 2 : Coupe transversale d'une poutrelle

Caractéristique géométrique des poutrelles selon CBA ^[4] :

$$0,3h_t \leq b_0 \leq 0,5h_t \rightarrow \text{BAEL91.}$$

$$h_t = 20 \text{ cm} \rightarrow 6 \text{ cm} \leq b_0 \leq 10 \text{ cm.}$$

On prend : $b_0 = 10 \text{ cm}$.

$$b_1 = \min \left(\frac{L_x}{10}; \frac{L_0}{2} \right) ; \left\{ \begin{array}{l} L_0 = 65 - b_0 = 55 \text{ cm} \\ L_x = 440 \end{array} \right\}$$

$$b_1 = \min \left(\frac{440}{10}; \frac{55}{2} \right) = \min (44; 27,5) \rightarrow b_1 = 27,5 \text{ cm.}$$

L_0 : La longueur du corps creux.

b_0 : Le largeur de la nervure.

$$\text{Et on a : } b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 27,5 + 10$$

$$\rightarrow b = 65 \text{ cm.}$$

III.2.3 Pré-dimensionnement des dalles planes :

Ce type d'élément travail essentiellement en flexion. L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

➤ **Résistance au feu :**

- $e = 7$ cm pour une heure de coupe de feu.
- $e = 11$ cm pour deux heures de coupe de feu.
- $e = 17,5$ cm : pour quatre heures de coupe de feu.

On adopte : $e_1 = 16$ cm.

➤ **Résistance à la flexion :**

- Dalle sur un seul appui : $e \geq \frac{L_x}{20}$
- Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40}$

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité.

Dans notre cas les dalles qui reposent sur 4 appuis, on a choisi une la plus sollicité qui a une portée égale a :

$$\begin{cases} L_x = 3,75 \text{ m} = 375 \text{ cm.} \\ L_y = 3,95 \text{ m} = 395 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{3,75}{3,95} = 0,95 \geq 0,4$$

Donc la dalle travaille dans les deux sens.

$$\frac{375}{50} < e < \frac{375}{40} \rightarrow 7,5 < e < 9,37$$

Donc on adopte : $e_2 = 9$ cm.

➤ **Condition de flèche ^[4] :**

e : est conditionnée par : $l/25 < e < l/20$

$15 \text{ cm} < e < 18,75 \text{ cm}$ ($l = 3,75 \text{ m}$).

$e_3 = 16$ cm.

➤ **Isolation phonique :**

Selon les règles technique **CBA93** en vigueur l'Algérie du l'épaisseur du plancher doit être supérieur ou égale 13cm pour obtenir une isolation acoustique.

On adopte $e_4 = 15$ cm.

Donc : $e = \max(e_1, e_2, e_3, e_4) \Rightarrow e = 16$ cm.

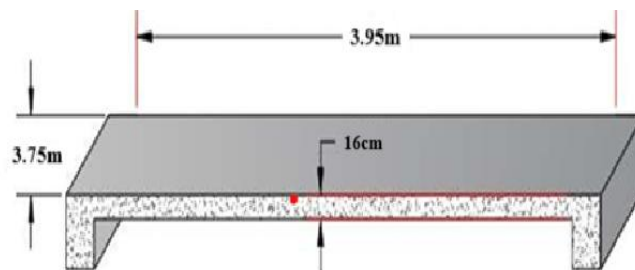


Figure III. 3 : L'épaisseur de la dalle pleine

Le plan suivant montrera les positions des poteaux et le sens des nervures, les poutres principale et secondaire, avec les portées L_x et L_y :

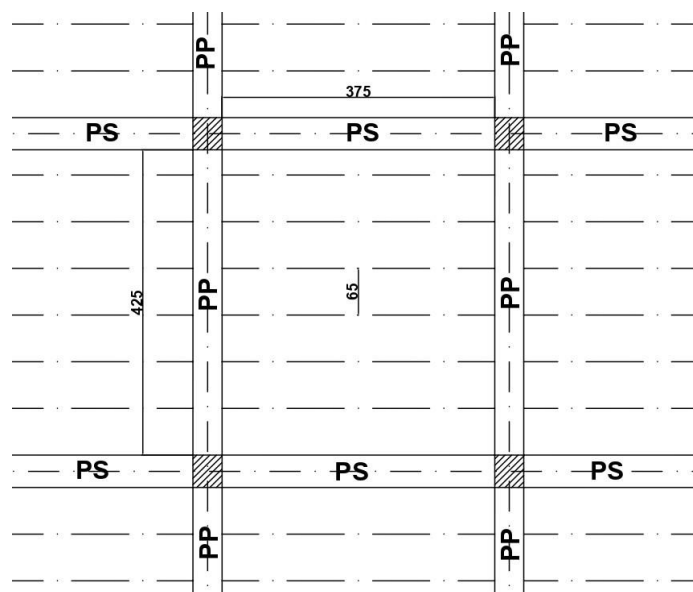


Figure III. 4 : Plan de la position des poutres principale, secondaire et le sens des nervures

III.3 Prédimensionnement des poutres :

Les poutres de notre bâtiment sont des éléments en béton armé de section rectangulaire dont le rôle est l'acheminement des charges émanant des planchers aux éléments verticaux (poteau, voiles).

Les poutres seront prédimensionnées selon les formules empiriques données par [BAEL] ^[2] et vérifiées par la suite selon le [RPA99. v.2003] ^[1] :

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

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

L : portée maximale de la poutre.

h : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

III.3.1 Poutres principales :

Elles sont perpendiculaires aux poutrelles, nous avons dans le sens y :

Lmax = 440 cm.

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

⇒ 29,33cm ≤ h ≤ 44cm.

⇒ On prend h = 40cm.

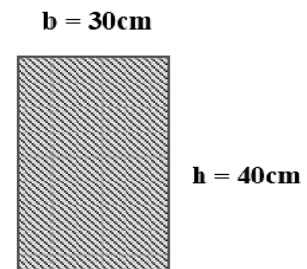
$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

⇒ 12cm ≤ b ≤ 28cm.

⇒ On prend b = 30cm pour des raisons architecturales.

Pour la zone II.a, dimensions des poutres doivent respecter L'article 7.5.1 [RPA99] ^[1] suivantes :

- b ≥ 20cm ⇒ b = 30cm ≥ 20cm.....cv.
- h ≥ 30 cm ⇒ h = 40cm ≥ 30cm.....cv.
- h /b ≤ 4 ⇒ h/b = 1,33 < 4cv.



III.3.2 Poutres secondaires :

Elles sont parallèles aux poutrelles, nous avons dans le sens x :

Lmax = 430 cm

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

⇒ 28,66cm ≤ h ≤ 43cm

⇒ On prend h = 35cm

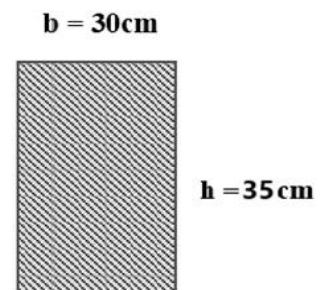
$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

⇒ 10,5cm ≤ b ≤ 24,5cm

⇒ On prend b = 30cm pour des raisons architecturales.

Pour la zone II.a, dimensions des poutres doivent respecter L'article 7.5.1 [RPA99] ^[1] suivantes :

- b ≥ 20cm ⇒ b = 30cm ≥ 20cm.....cv.
- h ≥ 30 cm ⇒ h = 35cm ≥ 30cmcv.
- h /b ≤ 4 ⇒ h/b = 1,17 < 4cv.



III.4 Prédimensionnement des voiles :

Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

D'après l'article 7.7.1.RPA 99/version 2003 ^[1] « les éléments satisfaisants la condition : ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires », avec :

L : porté du voile.

e : épaisseur du voile.

« L'épaisseur minimale est de 15cm ».

De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage he et des conditions de rigidité aux extrémités.

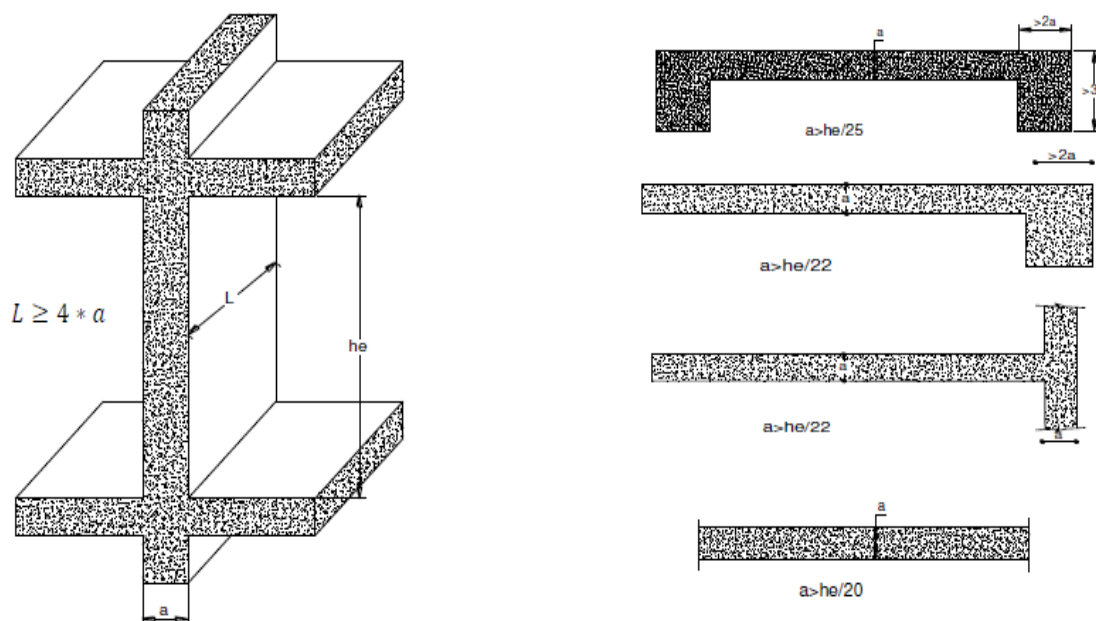


Figure III. 5 : Conditions de rigidité aux extrémités de l'épaisseur du voile

$$e = \text{Max} \left(\frac{he}{25} ; \frac{he}{22} ; \frac{he}{20} ; 15 \right)$$

$$he = H_{s-sol} - H_p \Rightarrow he = 380 - 40 \Rightarrow he = 340\text{cm}$$

$$\begin{cases} e \leq \frac{he}{25} = \frac{340}{25} \Rightarrow e \leq 13,6\text{cm} \\ e \leq \frac{he}{22} = \frac{340}{22} \Rightarrow e \leq 15,45\text{cm} \Rightarrow e \geq \max(13,6 ; 15,45 ; 15 ; 17) \\ e \leq \frac{he}{20} = \frac{340}{20} \Rightarrow e \leq 17\text{cm} \end{cases}$$

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

Pour une cage d'ascenseur et les voiles de bache à eau on prend une épaisseur de 15 cm (minimale épaisseur spécifiée par l'Eurocode 2).

Cette épaisseur offre un bon compromis entre rigidité, résistance et économie de matériaux.

III.5 Prédimensionnement Les escaliers :

III.5.1 Définition ^[5] :

Un escalier est un élément constitué d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'une construction. La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et l'escalier adopté est du type coulé en place dont la paillasse viendra s'appuyer sur les paliers, et notre projet a été équipée d'un seul type d'escalier, un escalier à trois volées.

III.5.2 Composition d'un escalier :

Il est caractérisé par ^[5] :

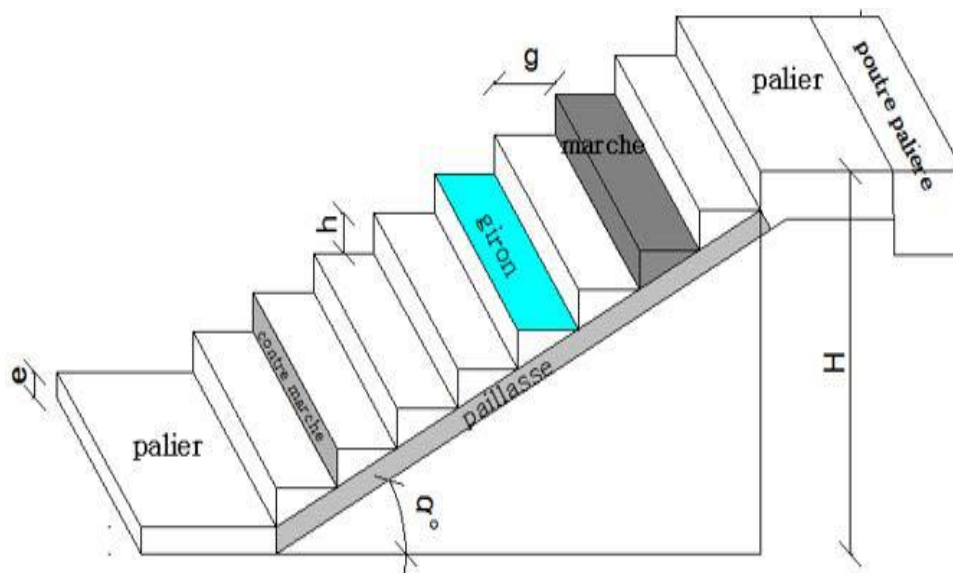


Figure III. 6 : Schéma d'un escalier

- La montée ou la hauteur d'escalier (H).
- La hauteur d'une marche (h).
- Le giron : la largeur de marche (g).
- L'emmarchement : la largeur de la volée (b).
- Le contre marche : la partie verticale d'une marche.
- La paillasse : partie inclinée servant de support aux marches sur toute leur largeur.
- Le palier : la partie horizontale d'accès ou d'arrivée d'une volée.
- La volée : l'ensemble de marches entre deux parties horizontales.

III.5.4 Caractéristiques techniques :

Dans notre structure on a des escaliers à trois volées avec deux paliers intermédiaires au RDC et aux autres niveaux :

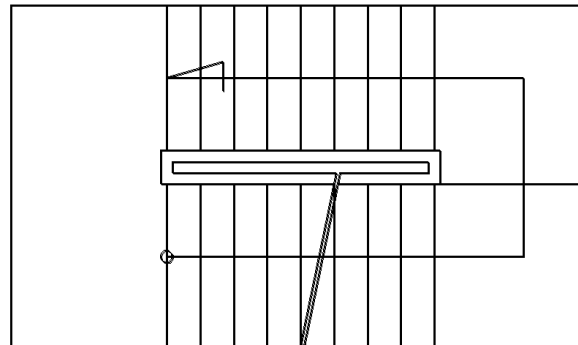


Figure III. 7 : Schéma d'un escalier a 03 volées

Giron: $25\text{cm} < g < 32\text{cm} \rightarrow g = 30\text{cm}$.

Hauteur de la marche à partir de la formule de **BLONDEL** :

On a: $59 < 2h + g < 66 \rightarrow 14,5\text{cm} < h < 18\text{cm} \rightarrow h = 17\text{cm}$.

$$N_{cm} = \frac{H}{h}$$

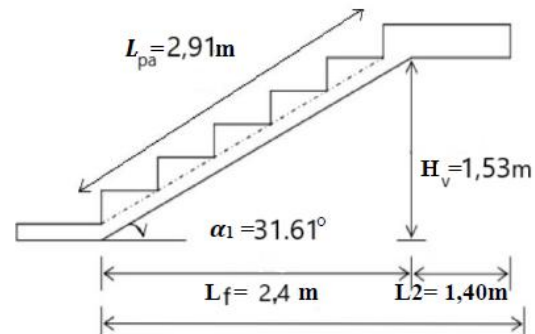
- La hauteur d'étage : $H = 3,23\text{m}$.

$$N_{cm} = \frac{323}{17} = 19 \text{ contre marche.}$$

N_{cm} : Nombre de contre marche.

On aura 19 contre marche entre chaque étage, et pour RDC et étage courant on a :

- La hauteur de la 1ère volée est : $1,53\text{m}$.
- La hauteur de la 2ème volée est : $0,17\text{m}$.
- La hauteur de la 3ème volée est : $1,53\text{m}$.



➤ La 1ère et la 3ème volée :

- **Nombre des contre marches :**

Hauteur des volées 1 et 3 : $H_v = 1,53 \text{ m}$.

$$N_{cm} = \frac{H_v}{h} = \frac{153}{17} = 9 \text{ contre marches.}$$

- **Nombre des marches :**

$$N_m = N_{cm} - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches.}$$

- **La ligne de foulée :**

$$L_f = g \times N_m = 0,3 \times 8 = 2,4 \text{ m.}$$

- **L'inclinaison :**

$$\text{tg}\alpha = \frac{H_v}{L_f} = \frac{1,53}{2,40} = 0,64 \rightarrow \alpha = 31,61^\circ.$$

- **La longueur de la paille (L paille) :**

$$L_{\text{paille}} = \frac{H_v}{\sin\alpha} = \frac{1,53}{\sin(31,61)} = 2,91 \text{ m.}$$

- **Épaisseur de la paille :**

Selon la condition suivante :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}, \text{ avec : } L = L_{\text{paille}} + L_{\text{palier}} = 2,91 + 1,40 = 4,31 \text{ m.}$$

$$\frac{4,31}{30} \leq e \leq \frac{4,31}{20} \rightarrow 14,37 \text{ cm} \leq e \leq 21,55 \text{ cm.}$$

Donc l'épaisseur de palier de repos est la même que celle de la paille : $e = 15 \text{ cm}$.

On prend la même épaisseur pour la 2ème volée : $e = 15 \text{ cm}$

III.6 Pré-dimensionnement de l'acrotère :

L'acrotère est un composant structurel qui entoure le bâtiment, destiné à préserver les lignes conjonctives entre lui et la forme de la pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il assure également la protection du personnel de nettoyage (étant donné que notre terrasse est hors d'accès). On le compare à une console encastrée dans le sol terrasse. La partie la plus risquée est située au niveau de l'encastrement. Dans notre structure, étant donné que la terrasse est inaccessible, On attribuera à un acrotère d'hauteur de 60 cm et une épaisseur de 10 cm.

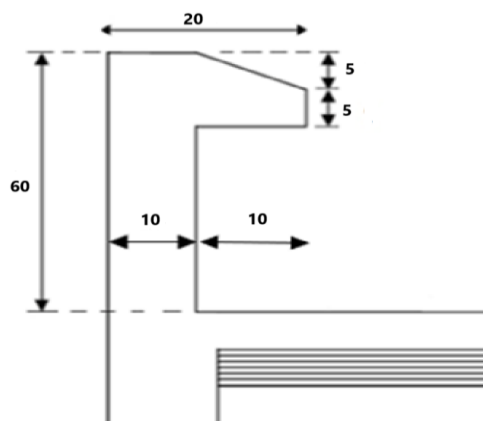


Figure III. 8 : Schéma d'acrotère

- **Surface de l'acrotère :**

$$S = S1 + S2 + S3$$

$$S = (0,1 \times 0,6) + (0,05 \times 0,1) + (0,1 \times 0,05 \times 0,5)$$

$$S = 0,06 + 0,005 + 0,0025$$

$$\rightarrow S = 0,068 \text{ m}^2.$$

III.7 Evaluation des charges :

III.7.1 Définition :

➤ Les charges permanentes (G) :

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur fournit des listes des poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le Document Technique Réglementaire (D.T.R) ^[3]

Les charges d'exploitation (Q) :

Les charges d'exploitation représentent les charges liées à l'utilisation ou au fonctionnement de la structure. Ces charges sont temporaires et peuvent varier en fonction de l'activité ou de l'usage du bâtiment. Celles-ci sont présentées dans le Document Technique Réglementaire (D.T.R) ^[3]

III.7.2 Les Plancher :

III.7.2.1 Plancher terrasse :

La terrasse est une zone inaccessible et réalisée en plancher à corps creux surmonté de plusieurs couches de protection.

Tableau III. 1 : Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible en dalle a corps creux

Matériaux	Epaisseur (m)	γ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1. Protection en gravier	0,05	17	0,85
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	/	/	2,85
6. Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
G =	6,38 KN/m²		
Q =	1 KN/m²		

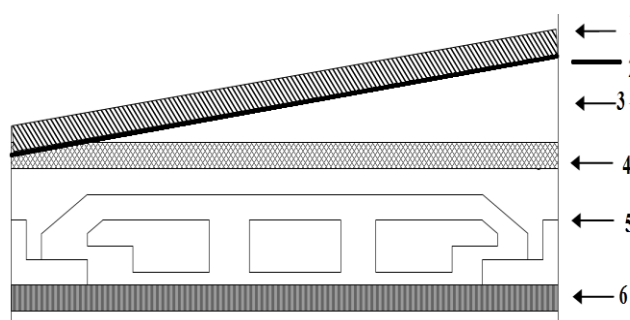


Figure III. 9 : Schéma statique de Plancher terrasse inaccessible

III.7.2.2 Plancher étage courant :

Les planchers des étages courants sont en corps creux.

Tableau III. 2 : Evaluation des charges du plancher étage courant en dalle a corps creux

Matériaux	Epaisseur (m)	γ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
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	/	/	2,85
5. Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
6. Cloisons intérieurs	0,1	9	0,9
G =	5,11 KN/m²		
Q =	1,5 KN/m²		

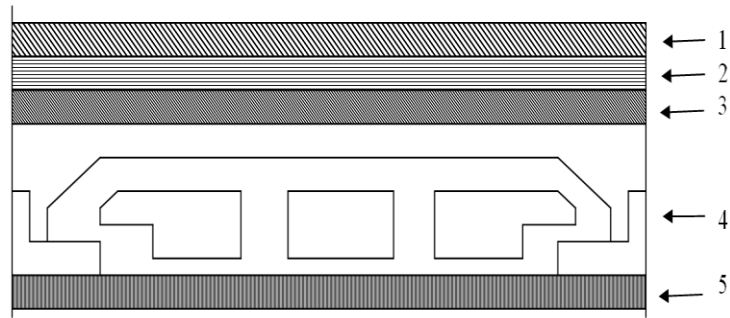


Figure III. 10 : Schéma statique de plancher étage courant en dalle à corps creux

III.7.2.3 Plancher en dalle pleine :

On utilise ce type de plancher dans notre structure en sous-Sol.

Tableau III. 3 : Evaluation des charges du plancher en dalle pleine

Matériaux	Epaisseur (m)	γ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
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	0,16	25	4
5. Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
G =	5,36 KN/m²		
Q =	5 KN/m²		

III.7.3 Balcon :

III.7.3.1 Balcon étage courant :

Tableau III. 4 : Evaluation des charges du balcon étage courant en dalle pleine

Matériaux	Epaisseur (m)	γ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
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	0,16	25	3,5
5. Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
G =	5,36 KN/m²		
Q =	3,5 KN/m²		

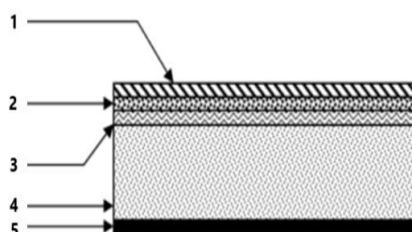


Figure III. 11 : Schéma statique à dalle plain pour les planchers et balcon

III.7.3.2 Balcon terrasse :

Tableau III. 5 : Evaluation des charges du balcon terrasse en dalle pleine

Matériaux	Epaisseur (m)	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	0,14	25	3,5
6. Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
G =	6,86 KN/m²		
Q =	1 KN/m²		

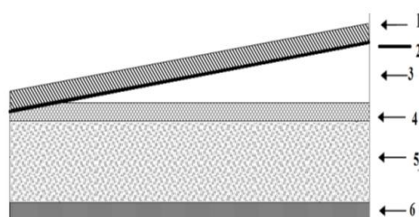


Figure III. 12 : Schéma statique de balcon terrasse en dalle pleine

III.7.4 Murs :

III.7.4.1 Murs extérieurs :

Notre choix s'est porté sur une maçonnerie en brique à double paroi.

Tableau III. 6 : Evaluation des charges de mur extérieur

Matériaux	Epaisseur (m)	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	0,1	9	0,9
4. Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
G =	2,81 KN/m²		

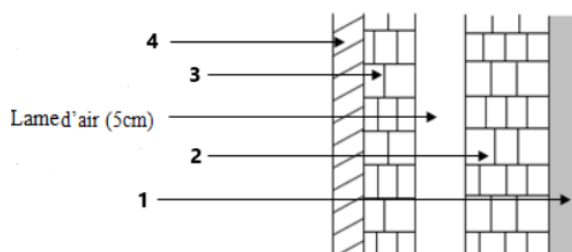


Figure III. 13 : Schéma statique de mur extérieur en double paroi

III.7.4.2 Murs intérieurs :

Tableau III. 7 : Evaluation des charges de mur intérieurs

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

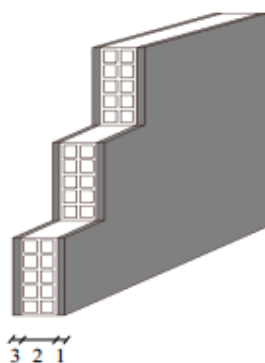


Figure III. 14 : Schéma statique de mur intérieurs en simple cloison

III.7.5 Les escaliers :

III.7.5.1 Palier :

À partir du pré-dimensionnement L'épaisseur de la dalle pleine du palier est : $e=15\text{cm}$:

Tableau III. 8 : Evaluation des charges du palier

Matériaux	Epaisseur (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 KN/m²		
Q =	2,5 KN/m²		

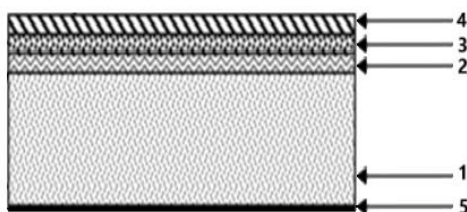


Figure III. 15 : Schéma statique du palier

III.7.5.2 Volée :

On a 1 volée à 1 contre marche et 2 volées à 9 contres marches avec inclinaison $\alpha = 31,61^\circ$.

Tableau III. 9 : Evaluation des charges du volée

Matériaux	Epaisseur (m)	γ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1. Poids propre de la paillasse	0,15	25	4,60
2. Poids propre des marches	0,17	22	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 KN/m²		
Q =	2,5 KN/m²		

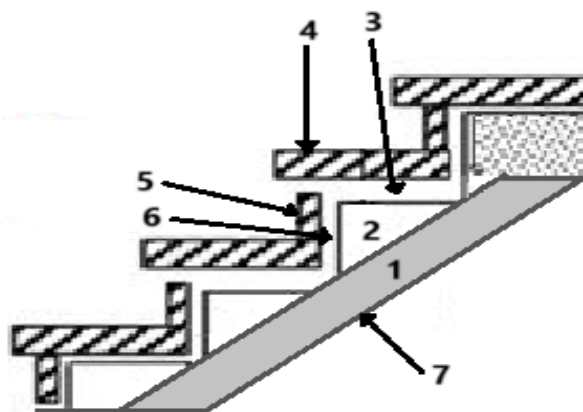


Figure III. 16 : Schéma statique de la volée

III.7.6 L'acrotère :

À partir du pré-dimensionnement, la surface transversale totale de l'acrotère de 60 cm :
 $S = 0,068 \text{ m}^2$.

Tableau III. 10 : Evaluation des charges de l'acrotère de 60 cm

Matériaux	Dimension		Surface (m ²)	γ (KN/m ³)	G (KN/ml)
1. Béton armé	0,6	0,1	0,06	25	1,5
	0,05	0,1	0,005		0,125
	0,05	0,1	0,0025		0,0625
2. Enduit en ciment			0,02	18	0,36
G =			2,04 KN/ml		
Q =			1 KN/ml		

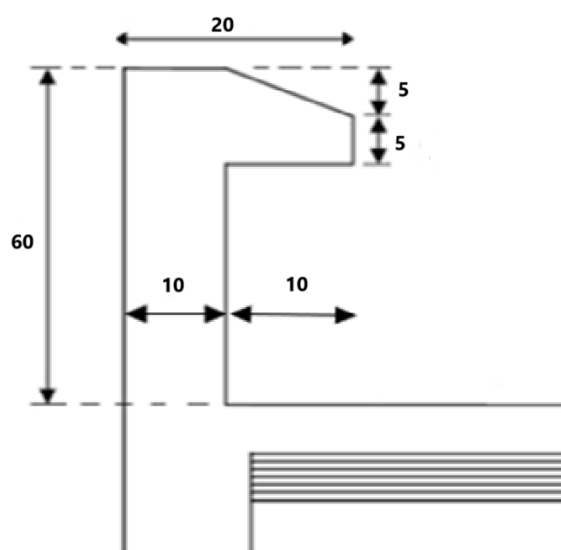


Figure III. 17 : Schéma d'acrotère

III.8 Pré-dimensionnement du poteau :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations.

Le pré-dimensionnement des poteaux se fait par la vérification de la résistance d'une section choisie intuitivement avec une section d'armature de 1% de la section de béton sous l'action de l'effort normal maximal (le poteau le plus chargé) déterminé par la descente des charges.

III.8.1 Choix du poteau le plus sollicité :

Dans notre étude, on a choisi pour faire la descente des charges les poteaux qui sont :

- Poteau central.
- Poteau de rive.
- Poteau D'angle.

Nous avons trois types de poteaux on prend le poteau le plus sollicité pour chaque type, le poteau le plus chargé dans tous les cas est celui qui supporte la plus grande surface.

La figure (III.18) montre le choix des différents poteaux pour chaque type :

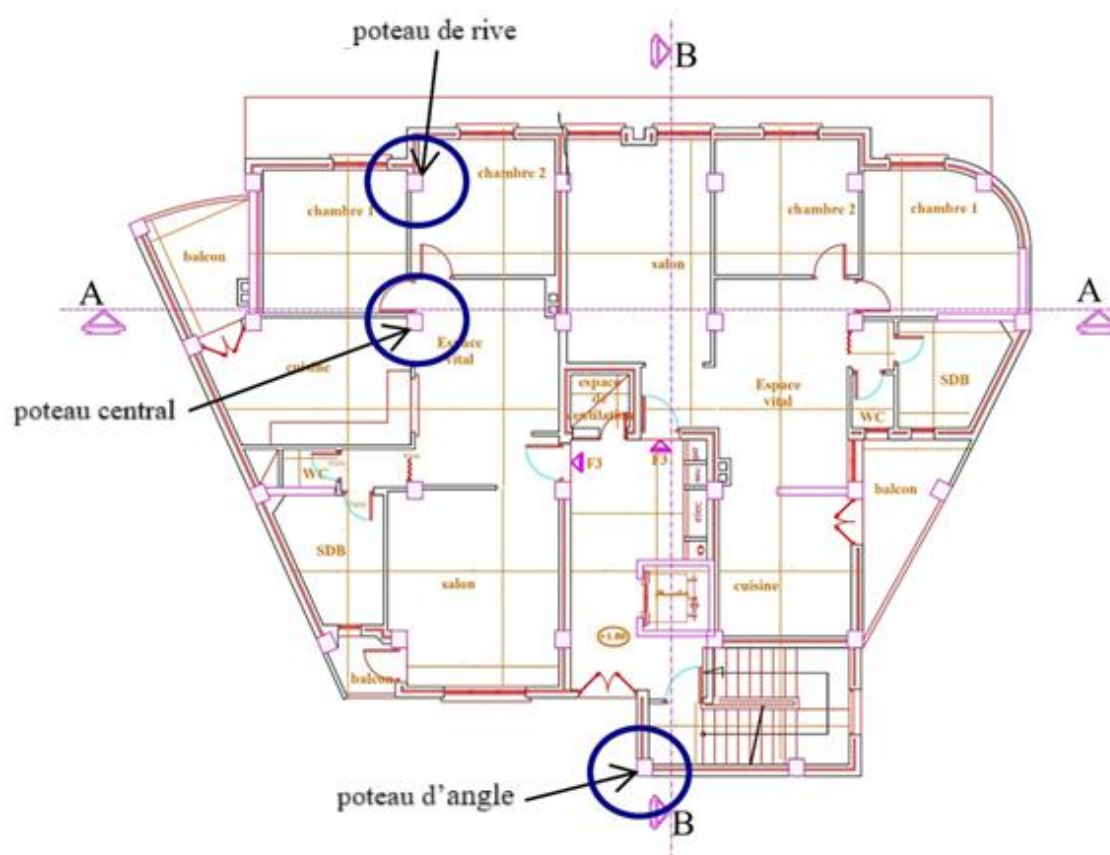


Figure III. 18 : La position des poteaux les plus sollicitées

III.8.1.1 Poteau central :

Dans notre structure le poteau de center qui a la plus grande surface de chargement est :

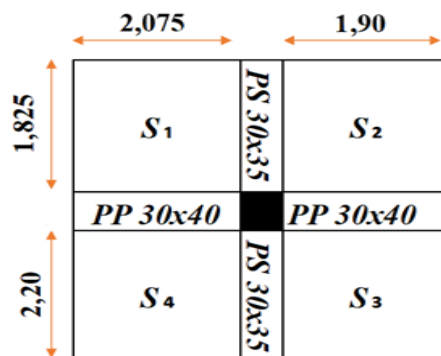


Figure III. 19 : Les dimensions du poteau central.

• Calcul de la surface influencée :

La surface afférente reprise par le poteau central est : $ST = S1 + S2 + S3 + S4$

Tableau III. 11 : Calcul de la surface influencée du poteau de center

S1		S2		S3		S4	
X-X		Y-Y		X-X		Y-Y	
1,825	2,075	1,825	1,9	2,2	1,9	2,2	2,075
3,79		3,47		4,18		4,57	
ST=16,00 m²							

• Descente des charges du poteau centrale :

Pour la vérification de la section du poteau, nous avons calculé la somme des charges permanentes (G) du bâtiment à chaque étage et la somme des charges d'exploitation (Q) en utilisant la loi de dégression des charges.

Dans les tableaux de calcul suivant on a la somme des charges permanentes (G) du bâtiment à chaque étage en fonction de Br que représente la surface du poteau, cela afin que nous puissions finalement déduire directement les dimensions de la section du poteau :

➤ Niveau terrasse inaccessible :

Tableau III. 12 : Charge permanente au niveau du terrasse inaccessible

Niveau	Désignation des éléments	Dimension		S (m ²)	L (m)	Poids	G (KN)
Terrasse	Plancher	$\sum S_i$		16,00	/	6,38	102,08
	Poutre porteuse(40x30)	0,4	0,3	0,12	4,28	25	12,83
	Poutre secondaire(35x30)	0,35	0,3	0,11	4,33	25	11,35
	Poteau	$(a-2) \times (b-2)$		Br	3,24	25	81Br
G terrasse							126+81Br

➤ Niveau étage Duplex :

Tableau III. 13 : Charge permanente au niveau du duplex

Niveau	Désignation des éléments	Dimension		S (m ²)	L (m)	Poids	G (KN)
Duplex	Plancher	ΣS_i		16,00	/	5,11	81,76
	Poutre porteuse(40x30)	0,4	0,3	0,12	4,28	25	12,83
	Poutre secondaire(35x30)	0,35	0,3	0,11	4,33	25	11,35
	Poteau	$(a-2) \times (b-2)$		Br	3,24	25	81Br
G Duplex							105,93+81Br

➤ Niveau étage courants + RDC :

Tableau III. 14 : Charge permanente au niveau du 7 étages courants + RDC

Niveau	Désignation des éléments	Dimension		S(m ²)	L(m)	Poids	G (KN)
Étages courants +RDC	Plancher	ΣS_i		16,00	/	5,11	81,76
	Poutre porteuse(40x30)	0,4	0,3	0,12	4,28	25	12,825
	Poutre secondaire(35x30)	0,35	0,3	0,11	4,33	25	11,35313
	Poteau	$(a-2) \times (b-2)$		Br	3,23	25	80,75Br
G étages courants + RDC							105,93+80.75Br
G8 étages = 8G(étage)							847,48+646Br

➤ Niveau Sous-sol :

Tableau III. 15 : Charge permanente au niveau du Sous-sol

Niveau	Désignation des éléments	Dimension		S (m ²)	L (m)	Poids	G (KN)
S-SOL	Plancher	ΣS_i		16,00	/	5,36	85,76
	Poutre porteuse(40x30)	0,4	0,3	0,12	4,28	25	12,83
	Poutre secondaire(35x30)	0,35	0,3	0,11	4,33	25	11,35
	Poteau	$(a-2) \times (b-2)$		Br	3,80	25	95Br
G s-sol							110+95Br

Donc la somme des charge permanent (G) dans le poteau de center est :

G totale	1 189,60+903Br
-----------------	-----------------------

• **La dégression des charges :** (D.T.R B.C.2.2 article 6.3)^[3]

Elles s'appliquent aux bâtiments à grand nombre où les occupations des divers niveaux peuvent être considérés comme indépendantes. C'est le cas de bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \text{ Pour } n \geq 5$$

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

Pour $n \geq 5$, avec :

Q_0 : Surcharge d'exploitation à la terrasse.

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

• **Application de la dégression :**

Un bâtiment en béton armé (R+9+S-SOL) à usage d'habitation :

Plancher Sous-sol (Supermarchés ou magasins de stockage) $Q = 5 \text{ KN/m}^2$.

Plancher RDC au 8ème (habitations) $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$.

Plancher terrasse (non accessible) $Q = 1 \text{ KN/m}^2$.

Le tableau (III.16) résume les résultats de calcul de la loi de dégression des charges :

Tableau III. 16 : Les résultats de calcul de la loi de dégression des charges

Niveaux	Charge d'exploitation	n	$\frac{3+n}{2n}$	La valeur des charges	Dégression de charge	Des charges d'exploitations
Terrasse	Q_0	/	1	1	1	1
8	Q_1	/	1	1,5	$1+1,5$	2,5
7	Q_2	/	0,95	1,5	$1 + 0,95(1,5 + 1,5)$	3,85
6	Q_3	/	0,9	1,5	$1 + 0,90(1,5 \times 3)$	5,05
5	Q_4	/	0,85	1,5	$1 + 0,85(1,5 \times 4)$	6,1
4	Q_5	5	0,800	1,5	$1 + 0,80(1,5 \times 5)$	7
3	Q_6	6	0,750	1,5	$1 + 0,75(1,5 \times 6)$	7,75
2	Q_7	7	0,714	1,5	$1 + 0,71(1,5 \times 7)$	8,5
1	Q_8	8	0,688	1,5	$1 + 0,687(1,5 \times 8)$	9,25
RDC	Q_9	9	0,667	1,5	$1 + 0,667(1,5 \times 9)$	10
S-SOL	Q_{10}	10	0,650	5	$1 + 0,65(5 \times 10)$	13,73

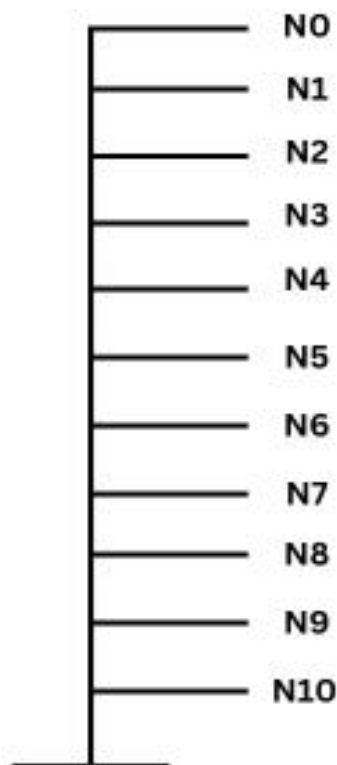


Figure III. 20 : Schéma statique de la descente de charge

Donc la somme des charges d'exploitation (Q) dans poteau de center est :

Q totale = Q × ST	219,67 KN
--------------------------	------------------

- **Vérification de la section du poteau :**

Selon le **BAEL91 (Article. B.8.4,1)** ^[2], l'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

A : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

B_r : est la section réduite du poteau (a-2) (b-2) en cm².

f_{c28} : Résistance à la compression du béton **f_{c28} = 25 MPa**.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé **f_e = 400 MPa**.

γ_b = 1,50 et **γ_s = 1,15** : coefficients de sécurité du béton et de l'acier.

α : coefficient fonction de l'élançement du poteau

Selon le **CBA93 (article B.8.11)** ^[4] on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 15% tel que :

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

$$N_u = 1935,47 + (1219,05 \times Br) \quad (1)$$

- **Condition de résistance :**

D'après le BAEL91 :

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

β : coefficient qui dépend de l'élanement du poteau.

$$\beta = \begin{cases} 1 + 0,2(\lambda/35)^2 & \text{si : } \lambda \leq 50 \\ \frac{0,85\lambda^2}{1500} & \text{si : } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Pour que toutes les armatures participent à la résistance on prendra :

$$(\lambda = 35) \rightarrow \beta = 1,2$$

Selon le **RPA 2003** ^[1] le pourcentage minimal des armatures est de 0,8% en zone IIa :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \theta : \theta = 1 \text{ (charge } > 24) \\ K : K = 1 \text{ Facteur de longueur effective Les deux extrémités articulées} \end{cases}$$

Donc :

$$B_r \geq 0,0648 \times N_u \quad (2)$$

En remplaçant la valeur (1) par (2), nous trouvons :

$$B_r \geq 125,39 + 78,97 \times Br$$

$$\rightarrow B_r \geq 0,13 + 0,08 \times Br$$

$$\rightarrow B_r \geq 0,1361 \text{ m}^2$$

$$\rightarrow B_r \geq 1361,37 \text{ cm}^2$$

En choisissant les poteaux carrés de côté :

$$B_r = (a - 2)^2$$

$$\rightarrow (a - 2)^2 \geq 1361,67 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow a \geq 38,90 \text{ cm}^2$$

Donc on prend $(a \times b) = (40 \times 45) \text{ cm}^2$

III.8.1.2 Poteau de rive :

Dans notre structure le poteau de rive qui a la plus grande surface de chargement est :

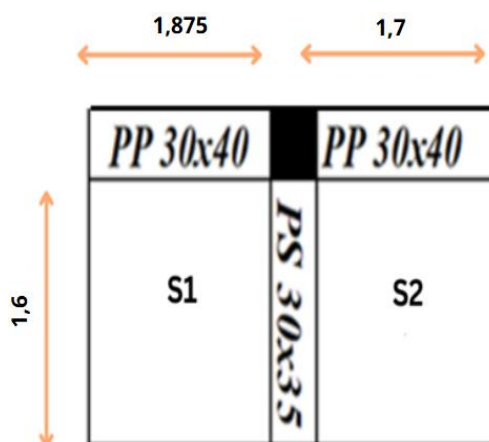


Figure III. 21 : Les dimensions du poteau de rive

• Calcul de la surface influencée :

La surface afférente reprise par le poteau de rive est : $ST = S1 + S2$

Tableau III. 17 : Calcul de la surface influencée du poteau de rive

S1		S2	
X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
1,875	1,6	1,7	1,6
3,00		2,72	
ST=5,72 m²			

• Descente des charges sur poteau de rive :

Dans les tableaux de calcul suivant on a la somme des charges permanentes (G) du bâtiment à chaque étage en fonction de Br que représente la surface du poteau :

➤ Niveau terrasse inaccessible :

Tableau III. 18 : Charge permanente au niveau du terrasse inaccessible

Niveau	Désignation des éléments	Dimension		S (m ²)	L (m)	Poids	G (KN)
Terrasse	Acrotère	$\sum L_i$		1	3,5	2,34	8,19
	Plancher	$\sum S_i$		5,72	1	6,21	35,52
	Poutre porteuse(40x30)	0,4	0,3	0,12	2,18	25	6,53
	Poutre secondaire(35x30)	0,35	0,3	0,11	3,50	25	9,19
	Poteau	$(a-2) \times (b-2)$		Br	3,24	25	81Br
G terrasse							59+81Br

➤ Niveau étage duplex :

Tableau III. 19 : Charge permanente au niveau du duplex

Niveau	Désignation des éléments	Dimension		S (m ²)	L (m)	Poids	G (KN)
Duplex	Mure extérieur	ΣL_i		1	3,50	2,81	9,84
	Plancher	ΣS_i		5,72	1	5,11	29,23
	Poutre porteuse(40x30)	0,4	0,3	0,12	2,18	25	6,53
	Poutre secondaire(35x30)	0,35	0,3	0,11	3,50	25	9,19
	Poteau	(a-2) × (b-2)		Br	3,24	25	81Br
G Duplex							54,78+81Br

➤ Niveau étage courants + RDC :

Tableau III. 20 : Charge permanente au niveau du 7 étages courants + RDC

Niveau	Désignation des éléments	Dimension		S(m ²)	L(m)	Poids	G (KN)
Étages courants +RDC	Mure extérieur	ΣL_i		1	3,50	2,81	9,84
	Plancher	ΣS_i		5,72	1	5,11	29,23
	Poutre porteuse(40x30)	0,4	0,3	0,12	2,18	25	12,825
	Poutre secondaire(35x30)	0,35	0,3	0,11	3,50	25	11,35313
	Poteau	(a-2) × (b-2)		Br	3,23	25	80,75Br
G étages courants + RDC							54,78+80.75Br
G8 étages = 8G(étage)							438,21+646Br

➤ Niveau sous-sol :

Tableau III. 21 : Charge permanente au niveau du Sous-sol

Niveau	Désignation des éléments	Dimension		S (m ²)	L (m)	Poids	G (KN)
S-SOL	Mure extérieur	ΣL_i		1	3,50	2,81	9,84
	Plancher	ΣS_i		5,72	1	5,86	33,52
	Poutre porteuse(40x30)	0,4	0,3	0,12	2,18	25	6,53
	Poutre secondaire(35x30)	0,35	0,3	0,11	3,50	25	9,19
	Poteau	(a-2) × (b-2)		Br	3,80	25	95Br
G s-sol							59+95Br

Donc la somme des charge permanent (G) dans le poteau de rive est :

G totale	611,48+903Br
-----------------	---------------------

Selon la dégression des charges calculées précédemment, la somme des charges d'exploitation (Q) dans le poteau de rive est :

Q totale = Q × ST	78,54 KN
--------------------------	-----------------

- **Condition de résistance :**

On a la valeur de l'effort normal de compression ultime Nu est :

$$Nu = 943,40 + (1219.5 \times Br) \quad (3)$$

Et on a Br est égale :

$$Br \geq 0,0648 \times Nu \quad (2)$$

En remplaçant la valeur (3) par (2), nous trouvons :

$$Br \geq 61,11 + 78,97 \times Br$$

$$\rightarrow Br \geq 0,0611 + 0,079 \times Br$$

$$\rightarrow Br \geq 0,066 \text{ m}^2$$

$$\rightarrow Br \geq 645,50 \text{ cm}^2$$

En choisissant les poteaux carrés de côté :

$$Br = (a - 2)^2$$

$$\rightarrow (a - 2)^2 \geq 645,50 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow a \geq 27,76 \text{ cm}^2$$

Donc on prend $(a \times b) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$

III.8.1.3 Poteau d'angle :

Dans notre structure le poteau d'angle qui a la plus grande surface de chargement est :

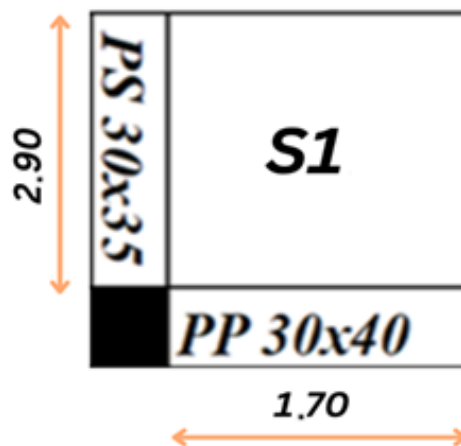


Figure III. 22 : Les dimensions du poteau d'angle

• **Calcul de la surface influencée :**

La surface afférente reprise par le poteau d'angle est : $ST = S1$

Tableau III. 22 : Calcul de la surface influencée du poteau d'angle

S1	
X-X	Y-Y
1,70	2,90
ST= 4,93 m ²	

• **Descente des charges sur poteau d'angle :**

Dans les tableaux de calcul suivant on a la somme des charges permanentes (G) du bâtiment à chaque étage en fonction de Br que représente la surface du poteau :

➤ **Niveau terrasse inaccessible :**

Tableau III. 23 : Charge permanente au niveau du terrasse inaccessible

Niveau	Désignation des éléments	Dimension		S (m ²)	L (m)	Poids	G (KN)
Terrasse	Acrotère	$\sum L_i$		1	5,2	2,34	12,17
	Plancher	$\sum S_i$		4,93	1	6,21	30,62
	Poutre porteuse(40x30)	0,4	0,3	0,12	2,00	25	6
	Poutre secondaire(35x30)	0,35	0,3	0,11	3,20	25	8,40
	Poteau	(a-2) × (b-2)		Br	3,24	25	81Br
G terrasse							57+81Br

➤ **Niveau étage duplex :**

Tableau III. 24 : Charge permanente au niveau du duplex

Niveau	Désignation des éléments	Dimension		S (m ²)	L (m)	Poids	G (KN)
Duplex	Mure extérieur	$\sum L_i$		1	5,2	2,81	14,61
	Plancher	$\sum S_i$		4,93	1	5,11	25,19
	Poutre porteuse(40x30)	0,4	0,3	0,12	2,00	25	6,00
	Poutre secondaire(35x30)	0,35	0,3	0,11	3,20	25	8,40
	Poteau	(a-2) × (b-2)		Br	3,24	25	81Br
G Duplex							54,2+81Br

➤ Niveau étage courants + RDC :

Tableau III. 25 : Charge permanente au niveau du 7 étages courants + RDC

Niveau	Désignation des éléments	Dimension		S(m ²)	L(m)	Poids	G (KN)
Étages courants +RDC	Mure extérieur	ΣL_i		1	5,2	2,81	14,61
	Plancher	ΣS_i		4,93	1	5,11	25,19
	Poutre porteuse(40x30)	0,4	0,3	0,12	2,00	25	6,00
	Poutre secondaire(35x30)	0,35	0,3	0,11	3,20	25	8,40
	Poteau	(a-2) × (b-2)		Br	3,23	25	80,75Br
G étages courants + RDC							54,20+80.75Br
G8 étages = 8G(étage)							433,63+646Br

➤ Niveau sous-sol :

Tableau III. 26 : Charge permanente au niveau du Sous-sol

Niveau	Désignation des éléments	Dimension		S (m ²)	L (m)	Poids	G (KN)
S-SOL	Mure extérieur	ΣL_i		1	5,2	2,81	14,61
	Plancher	ΣS_i		4,93	1	5,86	28,89
	Poutre porteuse(40x30)	0,4	0,3	0,12	2,00	25	6,00
	Poutre secondaire(35x30)	0,35	0,3	0,11	3,20	25	8,40
	Poteau	(a-2) × (b-2)		Br	3,80	25	95Br
G s-sol							58+95Br

Donc la somme des charge permanent (G) dans le poteau d'angle est :

G totale	602,92+903Br
-----------------	---------------------

Selon la dégression des charges calculées précédemment, la somme des charges d'exploitation (Q) dans le poteau d'angle est :

Q totale = Q × ST	67,69 KN
--------------------------	-----------------

• Condition de résistance :

On a la valeur de l'effort normal de compression ultime Nu est :

$$Nu = 915,48 + (1219,05 \times Br) \quad (4)$$

Et on a Br est égale :

$$Br \geq 0,0648 \times Nu \quad (2)$$

En remplaçant la valeur (4) par (2), nous trouvons :

$$Br \geq 57,31 + 78,97 \times Br$$

$$\rightarrow Br \geq 0,0593 + 0,08 \times Br$$

$$\rightarrow Br \geq 0,06439 \text{ m}^2$$

$$\rightarrow Br \geq 643,93 \text{ cm}^2$$

En choisissant les poteaux carrés de côté :

$$Br = (a - 2)^2$$

$$\rightarrow (a - 2)^2 \geq 643,93 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow a \geq 27,38 \text{ cm}^2$$

Donc on prend $(a \times b) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$

➤ **Remarque :**

Dans la vérification selon **RPA99** et la vérification au flambement, nous avons choisi le poteau central avec les dimensions de la section de $(40 \times 45) \text{ cm}^2$, afin d'assurer la stabilité et la rigidité de la structure, étant donné qu'elle présente la plus grande section portante de l'ouvrage et supporte les charges les plus élevées.

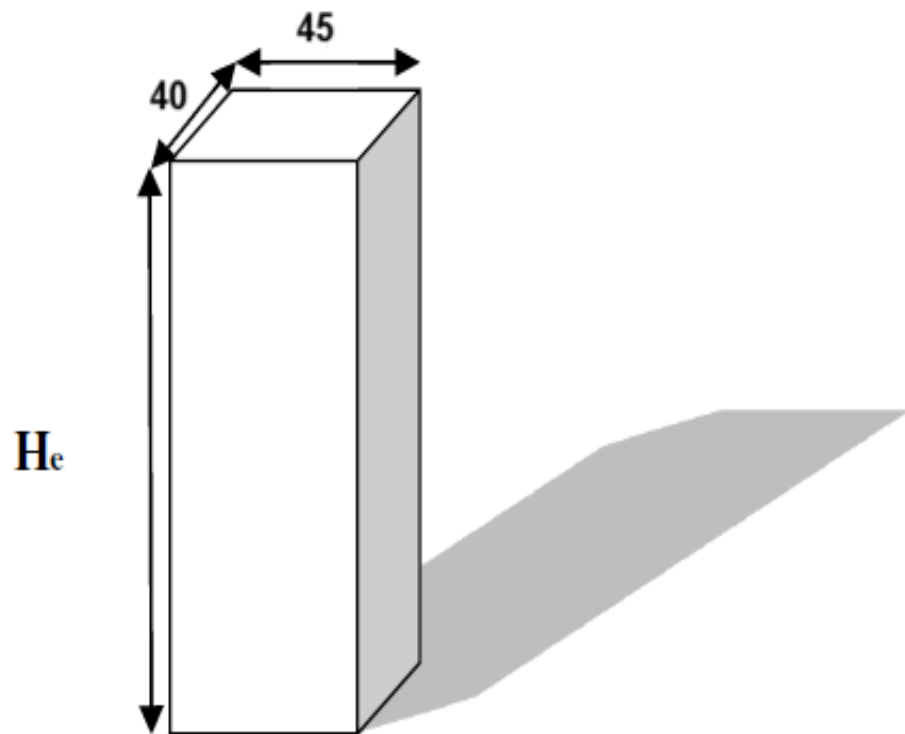


Figure III. 23 : Dimensions du poteau sélectionnée pour la vérification

- **Vérification selon RPA99 :**

Selon l'article (7.4.1)^[1] du RPA99/Version 2003, il est effectivement recommandé de conférer aux poteaux d'angles et de rives des sections similaires à celles des poteaux centraux. Cette recommandation vise à améliorer la résistance des poteaux face aux sollicitations sismiques.

RPA99/version 2003 Art7.4.1, en Zone IIa nous impose :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a,b) \geq 25\text{cm} \\ \min(a,b) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b}{a} \leq 4 \end{array} \right.$$

Tableau III. 27 : Tableau de vérification selon RPA99

Niveau	Poteau (cm ²)	Min(a,b) ≥ 25	h _e (cm)	$\frac{h_e}{20}$ (cm)	$\min(a,b) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{b}{a}$	$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{a} \leq 4$
S-Sol	40×45	Vérifier	380	19	Vérifier	1,12	Vérifier
RDC	40×45	Vérifier	323	16,15	Vérifier	1,12	Vérifier
E1	40×45	Vérifier	323	16,15	Vérifier	1,12	Vérifier
E2	40×45	Vérifier	323	16,15	Vérifier	1,12	Vérifier
E3	40×40	Vérifier	323	16,15	Vérifier	1	Vérifier
E4	40×40	Vérifier	323	16,15	Vérifier	1	Vérifier
E5	40×40	Vérifier	323	16,15	Vérifier	1	Vérifier
E6	40×40	Vérifier	323	16,15	Vérifier	1	Vérifier
E7	35×40	Vérifier	323	16,15	Vérifier	1,14	Vérifier
E8	35×40	Vérifier	324	16,20	Vérifier	1,14	Vérifier
E9	35×40	Vérifier	324	16,20	Vérifier	1,14	Vérifier

- **Vérification au flambement :**

- **Calcul de moment d'inertie I :**

$$I_x = I_y = \frac{a \times b^3}{12}$$

- **Rayon de gyration i :**

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

- **Elancements mécanique λ (x, y) :**

$$L_f = k_0 \times l_0$$

Avec :

- l_f : longueur de flambement.
- l_0 : longueur libre du poteau
- $k_0 = 0,7$ pour le poteau d'un bâtiment à étage multiple.

Il suffit que : $\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 35$.

Tableau III. 28 : Tableau de vérification au flambement

Niveau	(a, b) cm ²	b (cm)	L0 (m)	Lf = 0,7L0	λ	$\lambda \leq 35$
S-SOL	(40×45)	45	3,80	2,66	20,48	Vérifier
RDC+ E1,E2	(40×45)	45	3,23	2,26	17,40	Vérifier
E3,E4,E5,E6	(40×40)	40	3,23	2,26	19,57	Vérifier
E7	(35×40)	40	3,23	2,26	19,57	Vérifier
E8,E9	(35×40)	40	3,24	2,27	19,66	Vérifier

Chapitre IV

Ferraillage des éléments secondaires

IV.1 Introduction :

Dans une structure, on a deux types d'éléments, Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement aux contreventements et les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement aux contreventements [6].

Le présent chapitre porte sur le calcul des éléments secondaires suivants : l'acrotère, les escaliers, les planchers et enfin les balcons, dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure. Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement **BAEL91** en respectant le règlement parasismique Algérien « **RPA99 version 2003** ».

IV.2 Etude du L'acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il soumise à son poids propre et une charge horizontale, il est soumis à la flexion composée due à :

- Un effort normal dû à son poids propre (G).
- Un moment dû à la surcharge (Q).

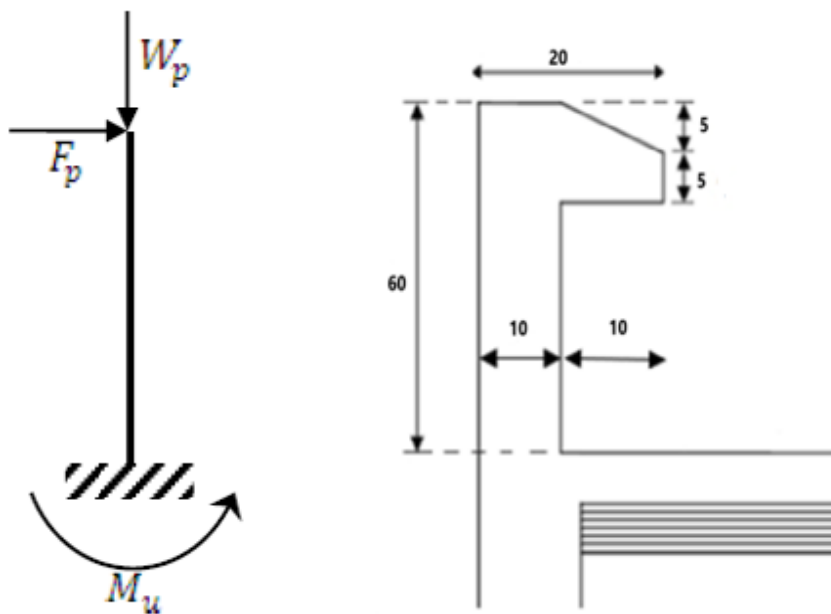


Figure IV. 1 : Schéma de calcul de l'acrotère

IV.2.1 Evaluation des charges et surcharges :

Le tableau (IV.1) est résumé l'évaluation de la charge de l'acrotère :

Tableau IV. 1 : L'évaluation de la charge de l'acrotère

Hauteur (m)	Epaisseur (m)	Surface (m ²)	Wp (KN/ml)
0,6	0,1	0,068	1,7

Charge de la main courante (DTR B.C 2.2) : Q = 1 KN/ml

➤ Force sismique :

Article (6.2.3)^[1]

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

$$F_p = 4 \times 0,2 \times 0,8 \times 1,7 = 1,088 \text{ KN/ml}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération pour la zone IIa et le groupe d'usage 1B. Donc : A= 0,2.

C_p : facteur de force horizontale pour les éléments secondaires dans notre cas : C_p=0,8.

W_p : le poids propre de l'acrotère : W_p = 1,7 KN/ml

Pour G	N _G =1,7KN/ml	M _G =0	T _G =0
Pour Q	N _Q =0	M _Q =H×Q=0,6×1=0,6 KN.m/ml	T _G =Q=1 KN/ml
Pour F_p	N _{F_p} =0	M _{F_p} =0,6×1,088=0,65 KN.m/ml	T _{F_p} =F _p =1,088 KN/ml

$$Q_1 = \max (F_p ; Q) = \max (1,088 ; 1) \rightarrow Q_1 = 1,088 \text{ KN/ml}$$

On a : F_p > Q ; alors, le ferrailage sera donc donné par les sollicitations W_p, F_p.

Poids propre : N_G = 1,7 KN/ml

Surcharge : F_p (Q)=1,088 KN/ml

Un moment : M_{Q1} (F_p) = 0,6 KN.m/ml

Un effort tranchant : T_{Q1} = 1,088 KN/ml

IV.2.2 Moment et les efforts normaux :

➤ Calcul à ELU :

$$N_u = 1,35 \times W_G = 1,35 \times 1,7 = 2,3 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = 1,5 \times M_{Q1} = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m/ml}$$

$$T_u = 1,5 \times T_{Q1} = 1,5 \times 1,088 = 1,63 \text{ KN/ml}$$

➤ Calcul à ELS :

$$N_s = W_G = 1,7 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = M_{Q1} = 0,6 \text{ KN.m/ml}$$

$$T_u = T_{Q1} = 1,088 \text{ KN/ml}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 2 : Moment et les efforts normaux

	N (KN/ml)	M (KN.m/ml)	T (KN/ml)
ELU	2,3	0,9	1,63
ELS	1,7	0,6	1,088

IV.2.3 Ferrailage de l'acrotère :

- **Calcul de l'excentricité à l'ELU :**

$$N_u = 2,3 \text{ KN} ; M_u = 0,9 \text{ KN.m}$$

Ces sollicitations sont réduites au centre de gravité de la section du béton et l'effort appliqué est un effort de compression.

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,3} = 0,39 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0,1}{6} = 0,017 \text{ m}$$

$e_0 > \frac{h}{6}$ centre de pression se trouve en dehors de la section donc elle est partiellement comprimée (S.P.C), le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_{uf} .

- **Sollicitation majorée :**

$$M_u = M_u Q + e \times N_u \Rightarrow M_u = 0,9 + 0,39 \times 2,3 \Rightarrow M_u = 1,78 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de moment fictif :**

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

$$d = h - 2 = 10 - 2 = 8 \text{ cm}$$

$$M_{uf} = 1,78 + 2,3 \times \left(0,08 - \frac{0,1}{2}\right) \Rightarrow M_{uf} = 1,85 \text{ KN.m}$$

IV.2.4 Calcul de la section d'armature en flexion simple :

f_{bu} : La résistance à la compression du béton :

$$f_{bu} = \frac{0,85}{\theta \cdot \gamma_b} \rightarrow f_{c28} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{1,85 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08^2 \times 14,17} = 0,02 < \mu_l = 0,358$$

$\Rightarrow A' = 0$ (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

α : La profondeur relative de l'axe neutre :

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,02}) = 0,025$$

$$\beta = 1 - (0,4 \times \alpha) = 1 - (0,4 \times 0,025) = 0,989$$

σ_s : La contrainte admissible de l'acier :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

D'où une section d'acier à l'état-limite ultime de :

$$A_U = \frac{M_{uf}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1,85 \times 10^{-3}}{0,989 \times 0,08 \times 347,83} \times 10^4 = 0,67 \text{ cm}^2$$

a. Etat-limite de service :

$$F_{ELS} = Q = 108,8 \text{ Kg.}$$

$$M_s = F_{ELS} \times L_{acroter} = 108,8 \times 0,6 = 65,28 \text{ kg.m}$$

b. Vérification a l'ELS :

(Art A.4.5.2) [2]

Puisque la fissuration est considérée comme préjudiciable alors :

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right\} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = 201,63 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{30 \cdot M_{ser}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_s} = \frac{30 \times 65,28 \times 10^{-2}}{1 \times 0,08^2 \times 201,63 \times 10^3} = 0,015$$

 $\alpha = f(\mu)$, est déterminé d'après un abaque :

$$\mu = 0,01 \rightarrow \alpha = 0,02.$$

La section d'acier a l'état-limite de service est de :

$$A_s = \frac{b \times d \times \alpha^2}{30(1-\alpha)} = \frac{1 \times 0,08 \times 0,02^2}{30 \times (1-0,02)} = 0,01 \text{ cm}^2$$

La contrainte dans le béton sera de :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s \times \alpha}{n(1-\alpha)} = \frac{201,63 \times 0,02}{15(1-0,02)} = 0,27 \text{ MPa} < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

La condition sur la contrainte de compression est vérifiée.

c. Condition de non fragilité :

(Art A.4.2) [4]

$$A_{min} = 0,23(b \times d) \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23(1000 \times 80) \frac{2,1}{400} = 0,97 \text{ cm}^2$$

$$A = 0,5 \left(\frac{B}{100} \right) = 0,5 \left(\frac{10 \times 60}{100} \right) = 3 \text{ cm}^2$$

On adoptera la section la plus défavorable, soit :

$$A = \text{Max} (A_u ; A_s ; A_{min} ; A) = 3 \text{ cm}^2$$

Donc on adoptera une section d'armatures longitudinales : $A = 3,93 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5T10/ml$ **• L'espacement :**

$$St = \frac{b}{5} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$$

d. Armatures de répartition :

(Art A.8.2,41) [2]

$$A_r \geq \frac{A}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adoptera } 5T8/ml$$

• L'espacement :

(Art A.8.2,42) [2]

$$St = \frac{60}{5} = 12 \text{ cm} < 30 \text{ cm.}$$

On prend $St = 15 \text{ cm.}$

IV.2.5 Vérification de l'effort tranchant :

(Art A.5.1)^[4]

Vis-à-vis du cisaillement, on doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

τ_u : Contrainte de cisaillement maximale : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$

L'effort tranchant ultime vaut : $V_u = 1,5F = 1,5 \times 100 = 150 \text{ kg}$

$$\tau_u = \frac{150 \times 10}{1000 \times 80} = 0,019 \text{ MPa}$$

La console est un élément assimilé à une dalle, par conséquent la vérification vis-à-vis du cisaillement se fera avec :

$$\bar{\tau}_u = \frac{0,075}{\gamma_b} \times f_{c28} = \frac{0,075}{1,5} \times 25 = 1,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,019 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa}$$

La condition étant vérifiée, on peut donc se dispenser des aciers transversaux.

IV.2.6 Schéma de ferrailage :

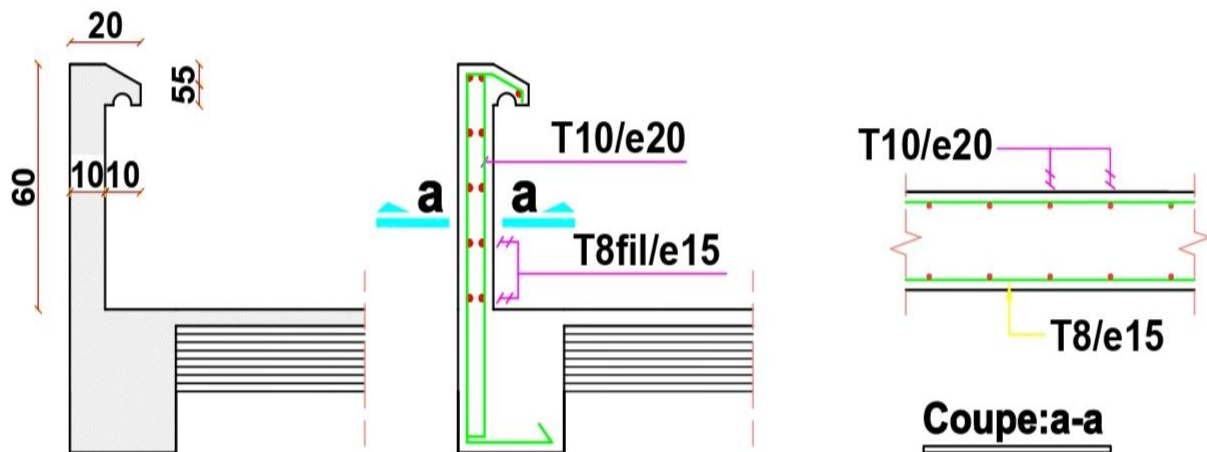


Figure IV. 2 : Schéma de ferrailage de l'acrotère de 60 cm

IV.3 Etude du l'escalier :

IV.3.1 Caractéristiques géométriques^[7] :

Les escaliers sont l'un des éléments secondaires qui sont soumis à leurs poids propres et aux surcharges, d'après la pré-dimensionnement les caractéristiques géométriques des volées :

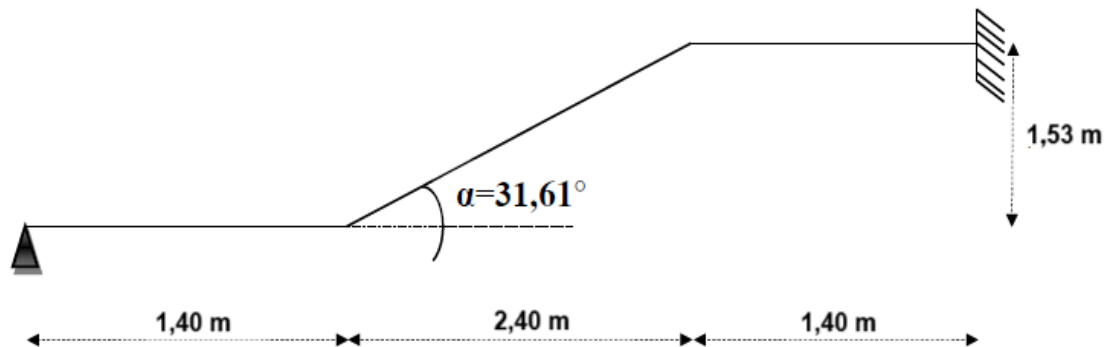


Figure IV. 3 : Schéma statique du 1ère et 3ème volée

- a) La hauteur égale à 1,53 m.
- b) La longueur égale à 5,2 m.
- c) L'inclinaison de la volée : $\text{tg}\alpha = 0,64$ donc : $\alpha = 31,61^\circ$.
- d) Nombre de contre marche $n = 9$.
- e) La hauteur des marches $h = 17$ cm et $g = 30$ cm.
- f) L'épaisseur $e = 15$ cm.

IV.3.2 Evaluation des charges :

- Charges permanentes (G) du paillasse : $G_{\text{Paillasse}} = 9,03 \text{ KN/m}^2$.
- Charges permanentes (G) du palier : $G_{\text{Palier}} = 5,27 \text{ KN/m}^2$.
- Charges d'exploitation (Q) du paillasse et palier : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$.

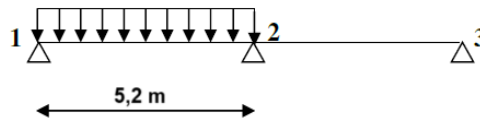
IV.3.3 Combinaison des charges :

Tableau IV. 3 : Combinaison des charges à l'ELU et l'ELS

Combinaison	Paillasse (KN/m ²)	Palier (KN/m ²)
ELU : $P_u = 1,35G + 1,5Q$	$P_u = 1,35 (9,03) + 1,5 (2,5)$ $P_u = 15,94$	$P_u = 1,35 (5,27) + 1,5 (2,5)$ $P_u = 10,86$
ELS : $P_s = G + Q$	$P_s = 9,03 + 2,5$ $P_s = 11,53$	$P_s = 5,27 + 2,5$ $P_s = 7,77$

IV.3.4 Calcul de la charge équivalente :

On considère notre travée comme suite :



Dans la figure (IV.4) suivante, nous allons voir comment transformer la distribution des charges en une charge équivalente sur 1er et 3ème volée :

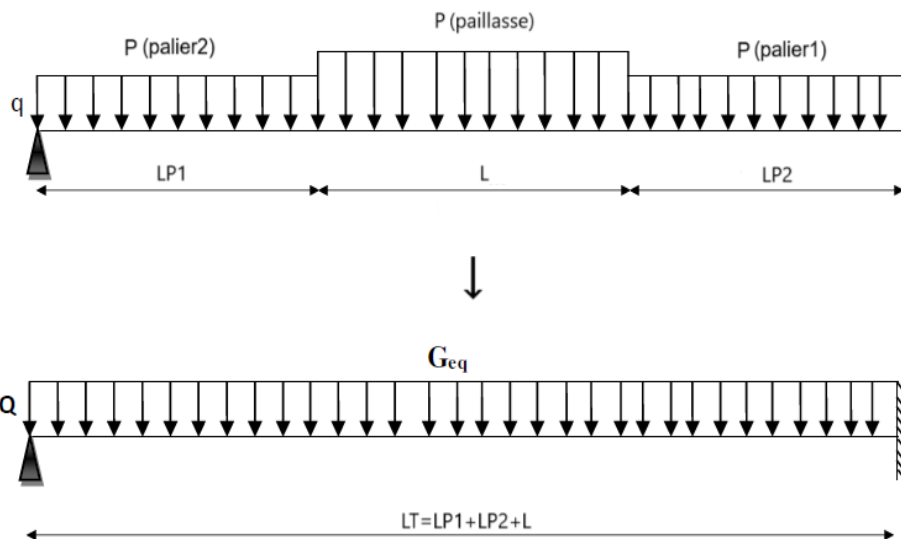


Figure IV. 4 : Distribution des charges en une charge équivalente sur 1er et 3ème volée

- A'ELU :

$$q_e = \frac{\sum q_i \times L_i}{\sum L_i} = \frac{15,94(2,4) + 10,86(1,4 + 1,4)}{5,2} = 13,20 \text{ KN/m}^2$$

- A'ELS :

$$q_e = \frac{\sum q_i \times L_i}{\sum L_i} = \frac{11,53(2,4) + 7,77(1,4 + 1,4)}{5,2} = 9,51 \text{ KN/m}^2$$

IV.3.5 Sollicitations de calcul de l'escalier [7]:

- a) A'ELU :

- Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_u \times L T^2}{8} = \frac{13,20 \times 5,2^2}{8} = 44,62 \text{ KN.m}$
- Moment sur appui : $M_a = 0,3 \times M_0 = 0,3 \times 44,62 = 13,38 \text{ KN.m}$
- Moment en travée : $M_t = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 44,62 = 37,93 \text{ KN.m}$
- Effort tranchant : $V_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{13,20 \times 5,2}{2} = 34,32 \text{ KN}$

- b) A'ELS :

- Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_{ser} \times L T^2}{8} = \frac{9,51 \times 5,2^2}{8} = 32,14 \text{ KN.m}$
- Moment sur appui : $M_a = 0,3 \times M_0 = 0,3 \times 32,14 = 9,64 \text{ KN.m}$
- Moment en travée : $M_t = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 32,14 = 27,32 \text{ KN.m}$
- Effort tranchant : $V_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{9,7 \times 5,2}{2} = 24,73 \text{ KN}$

IV.3.6 Calcul de ferraillage [7] :

Le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande 1ml, avec une section (b×h) = (100×15) cm².

Tableau IV. 4 : Différents coefficients pour calculer le ferraillage

$f_{c28}(\text{Mpa})$	θ	$f_{t28}(\text{Mpa})$	γ_b	γ_s	$d(\text{mm})$	$f_{bu}(\text{Mpa})$	$\sigma_s(\text{Mpa})$	$f_e(\text{Mpa})$
25	1	2,1	1,5	1,15	135	14,2	348	400

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

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

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s}$$

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

$$s_t = \frac{100 \text{ cm}}{\text{Nombre des barres}}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 5 : Résultats de calcul de ferraillage de l'escalier

Section	M _u (KN. m)	μ	α	z(cm)	A _s (cm ²)	A _s adop	Choix	s _t (cm)
Travée	37,93	0,147	0,199	11,52	9,46	10,78	7T14	15
Appui	13,38	0,052	0,067	11,84	3,25	5,65	5T12	15

- Les armatures de répartition :

$$A_s' = \frac{A_s}{4}$$

Tableau IV. 6 : Résultats de calcul de ferraillage des armatures de répartition

Section	A _s '(cm ²)	A _s adop(cm ²)	Choix	s _t (cm)
Travée	2,69	3,93	5T10	20
Appui	1,41	3,93	5T10	20

IV.3.7 Vérification à L'ELU :

- **Espacement maximal :**

$$s_t = \min (3h ; 33 \text{ cm}).$$

$$s_t = \min (45 \text{ cm}; 33 \text{ cm}).$$

$$s_t = 33 \text{ cm}.$$

$$\text{En travée : } s_t = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{CV}).$$

$$\text{Sur appui : } s_t = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{CV}).$$

- **Condition de non fragilité :** (Art A.4.2) ^[3]

La section minimale : A_{min} ≤ A_s.

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_c} = \frac{0,23 \times 100 \times 13,5 \times 2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2.$$

$$\text{En travée : } A_{\min} \leq A_s = 10,78 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (\text{CV}).$$

$$\text{Sur appui : } A_{\min} \leq A_s = 5,65 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (\text{CV}).$$

- **Vérification de l'effort tranchant :** (Art A.5.1) ^[3]

On vérifie la condition suivante : τ_u ≤ τ_u.

$$\tau_u = \min [0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa}] \rightarrow (\text{Fissuration non préjudiciable}).$$

$$\tau_u = \min [3,33 ; 5] = 3,33 \text{ Mpa}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{34,32 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 0,25 \text{ Mpa}.$$

$$0,25 \text{ Mpa} \leq 3,33 \text{ Mpa} ; \text{ donc : } \tau_u \leq \tau_u \dots\dots\dots (\text{CV}).$$

IV.3.8 Vérification à L'ELS :

Vérification des contraintes du béton et d'acier :

IV.3.8.1 En travée :**➤ Position de l'axe neutre :**

$$\frac{1}{2} b \cdot y^2 + n A_s' (y - e') - n A_s (d - y) = 0$$

On a: $A_s' = 0$; $n = 15$; $A_s = 10,78 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Donc :

$$\frac{1}{2} 100 \cdot y^2 - 15 \times 10,78 \times (13,5 - y) = 0$$

$$50 y^2 + 161,7 y - 2182,95 = 0 \rightarrow y = 5,19 \text{ cm.}$$

➤ Moment d'inertie :

$$I = \left(\frac{b y^3}{3} \right) + 15 A_s (d - y)^2 = \left(\frac{100 \times 5,19^3}{3} \right) + 15 \times 10,78 \times (13,5 - 5,19)^2 \rightarrow I = 15826,32 \text{ cm}^4.$$

➤ Vérification :**a) Vérification en béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{t,ser} \times y}{I} = \frac{27,32 \times 10^3 \times 5,9}{15826,32} \rightarrow \sigma_{bc} = 10,18 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 10,18 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots (CV).$$

b) Vérification en acier :

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{t,ser}}{I} (d - y) = 1,6 \times \frac{27,32 \times 10^3}{15826,32} \times (13,5 - 5,19) = 22,95 \text{ MPa.}$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_{e}; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right\} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = 201,63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 22,95 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots (CV).$$

IV.3.8.2 En appui :**➤ Position de l'axe neutre :**

$$\frac{1}{2} b \cdot y^2 + n A_s' (y - e') - n A_s (d - y) = 0$$

On a: $A_s' = 0$; $n = 15$; $A_s = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Donc :

$$\frac{1}{2} 100 \cdot y^2 - 15 \times 5,65 \times (13,5 - y) = 0$$

$$50 y^2 + 84,75 y - 1144,13 = 0 \rightarrow y = 4,01 \text{ cm.}$$

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = \left(\frac{by^3}{3} \right) + 15A_s (d-y)^2 = \left(\frac{100 \times 4,01^3}{3} \right) + 15 \times 5,65 \times (13,5 - 4,01)^2 \rightarrow I = 9781,97 \text{ cm}^4.$$

➤ **Vérification :**

a) Vérification en béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{t.ser} \times y}{I} = \frac{9,64 \times 10^3 \times 4,01}{9781,97} \rightarrow \sigma_{bc} = 3,95 \text{ MPa}.$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,95 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots(\text{CV}).$$

b) Vérification en acier :

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{t.ser}}{I} (d - y) = 1,6 \times \frac{9,64 \times 10^3}{9781,97} \times (13,5 - 4,01) = 14,96 \text{ MPa}.$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\overline{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_{e}; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right\} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = 201,63 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_s = 14,96 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots(\text{CV}).$$

IV.3.9 Vérification de la flèche :

(Art B.6.5.1) ^[4]

Il faut vérifier :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{520} = 0,029 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots(\text{CNV}).$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \rightarrow \frac{15}{520} = 0,029 \leq \frac{27,32}{10 \times 32,14} = 0,085 \dots\dots\dots(\text{CNV}).$$

$$A_s \leq \frac{4,2 \times b \times d}{f_e} \rightarrow A_s = 5,65 \leq \frac{4,2 \times 100 \times 13,5}{400} = 14,18 \dots\dots\dots(\text{CV}).$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées donc le calcul de la flèche est nécessaire.

D'après le **BAEL91** ^[2] la flèche totale est :

$$\Delta f = |f_{gv} - f_{ji}| + |f_{pi} - f_{gi}|$$

Avec :

f_{gv} : flèche de longue durée due à l'ensemble des charges permanentes.

f_{gi} : flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes.

f_{ji} : flèches dues à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f_{pi} : flèches dues à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportés par l'élément considéré.

Et on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} \leq \frac{L}{500} \dots\dots\dots \text{si: } L \leq 5\text{m} \\ \bar{f} \leq 0,5\text{cm} + \frac{L}{1000} \dots\dots\dots \text{si: } L > 5\text{m} \end{array} \right.$$

Dans notre cas $L = 5,2 \text{ m} > 5 \text{ m}$ donc cette flèche ne doit pas dépasser $0,5 \text{ cm} + \frac{1}{1000}$.

D'après le **BAEL91** [2] on a :

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} ; f_v = \frac{M_{ser} \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{vf}}$$

➤ **Différents coefficients pour le calcul de la flèche :**

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d}{b \times d + 15 \times A_s} = \frac{\frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 10,78 \times 13,5}{100 \times 13,5 + 15 \times 10,78} = 8,89\text{cm}.$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{10,78}{100 \times 13,5} = 0,008.$$

$$\lambda_i = 0,05 \times \frac{f_{t28}}{5 \times \rho} = 0,05 \times \frac{2,1}{5 \times 0,008} = 2,63\text{MPa}.$$

$$\lambda_v = \frac{2\lambda_i}{5} = \frac{2 \times 2,63}{5} = 1,05\text{MPa}.$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164 \text{ Mpa} = 3216,4 \text{ KN/cm}^2$$

$$E_v = 3700 (f_{c28})^{1/3} = 10819 \text{ MPa} = 1081,9 \text{ KN/cm}^2.$$

➤ **Moment d'inertie de la section réduite :**

• **Position de l'axe neutre :**

Y : est la solution de l'équation du deuxième degré suivante :

$$\frac{1}{2} b \cdot y^2 + n (A_s + A_s') y - n (d \times A_s - d' \times A_s') = 0 \rightarrow y = 5,19 \text{ cm}.$$

• **Moment d'inertie :**

$$I = \left(\frac{by^3}{3} \right) + 15A_s (d-y)^2 = \left(\frac{100 \times 5,19^3}{3} \right) + 15 \times 10,78 \times (13,5 - 5,19)^2 \rightarrow I = 15826,32\text{cm}^4.$$

Moment d'inertie de la section homogène I₀ :

$$I_0 = \left(\frac{b \times h^3}{12} \right) + bh \left(\frac{h}{2} - v \right) + 15A_s (d - v)^2$$

$$\rightarrow I_0 = \left(\frac{100 \times 15^3}{12} \right) + 100 \times 15 \times \left(\frac{15}{2} - 8,89 \right) + 15 \times 10,78 \times (13,5 - 8,89)^2$$

$$\rightarrow I_0 = 29476,46\text{cm}^4.$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 7 : Différents coefficient pour le calcul de la flèche

Y(cm)	I(cm ⁴)	V(cm)	I ₀ (cm ⁴)	ρ	λ _i (Mpa)	λ _v (Mpa)	E _i (Mpa)	E _v (Mpa)
5,19	15826,32	8,89	29476,46	0,008	2,63	1,05	32164	10819

➤ **Calcul f_{gi} et f_{gv} :**

On a :

Paillasse : G₁ = 9,03 KN

Palier : G₂ = 5,27 KN

$$G_{eq} = \frac{\sum G_i \times L_i}{\sum L_i} = \frac{9,03 \times (2,4) + 5,27 \times (1,4 + 1,4)}{5,2} = 7,01 \text{ KN}$$

- $M^0 = \frac{q_{eq} \times L T^2}{8} = \frac{7,01 \times 5,2^2}{8} = 23,69 \text{ KN.m}$
- $M_t = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 23,69 = 20,14 \text{ KN.m}$
- $M_{gs} = M_t$
- $\sigma_{gs} = 15 \times M_{gs} \times \frac{d - y}{I} = 15 \times 20,14 \times 10^3 \times \frac{13,5 - 5,19}{15826,32} = 158,63 \text{ MPa}$
- $\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{gs} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,008 \times 158,63 + 2,1} = 0,488$
- $I_{f_{gi}} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\lambda_i \times \mu_g)} = \frac{1,1 \times 29476,46}{1 + (2,63 \times 0,488)} = 14199,68 \text{ cm}^4$
- $I_{f_{gv}} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\lambda_v \times \mu_g)} = \frac{1,1 \times 29476,46}{1 + (1,05 \times 0,488)} = 21438,84 \text{ cm}^4$
- $f_{gi} = M_{gs} \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{gi}}} = 20,14 \times 10^3 \times \frac{(5,2 \times 10^2)^2}{10 \times 32164 \times 14199,68} = 1,19 \text{ cm}$
- $f_{gv} = M_{gs} \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{gv}}} = 20,14 \times 10^3 \times \frac{(5,2 \times 10^2)^2}{10 \times 32164 \times 21438,84} = 0,79 \text{ cm}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 8 : Résultats de calcul f_{gi} et f_{gv}

M _{gser} (KN. m)	σ _{gs} (MPa)	μ _g	I _{f_{gi}} (cm ⁴)	I _{f_{gv}} (cm ⁴)	f _{gi} (cm)	f _{gv} (cm)
20,14	158,63	0,488	14199,68	21438,84	1,19	0,79

➤ Calcul f_{pi} :

On a :

$$q_{eq} = G_{eq} + Q = 7,01 + 2,5 = 9,51 \text{ KN}$$

- $M_0 = \frac{q_{eq} \times L T^2}{8} = \frac{9,51 \times 5,2^2}{8} = 32,14 \text{ KN.m}$
- $M_t = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 32,14 = 27,32 \text{ KN.m}$
- $M_{pi} = M_t$
- $\sigma_{pi} = 15 \times M_{pi} \times \frac{(d - y)}{I} = 15 \times 27,32 \times 10^3 \times \frac{13,5 - 5,19}{15826,32} = 215,18 \text{ MPa}$
- $\mu_{pi} = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{pi} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,008 \times 215,18 + 2,1} = 0,591$
- $I_{fpi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\lambda_i \times \mu_{pi})} = \frac{1,1 \times 29476,46}{1 + (2,63 \times 0,591)} = 12693,78 \text{ cm}^4$
- $f_{pi} = M_{pi} \times \frac{1^2}{10 \times E_i \times I_{fpi}} = 27,32 \times 10^3 \times \frac{(5,2 \times 10^2)^2}{10 \times 32164 \times 12693,78} = 1,81 \text{ cm}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 9 : Résultats de calcul de f_{pi}

M_{pi} (KN. m)	σ_{pi} (MPa)	μ_{pi}	I_{fpi} (cm ⁴)	f_{pi} (cm)
27,32	215,18	0,591	12693,78	1,81

➤ Calcul f_{ji} :

On a :

J : La charge permanente avant la mise en place du revêtement.

$$\text{Paillasse : } J = j \text{ (Murs extérieur)} + j \text{ (Marche)} = 2,81 + 1,87 = 4,68 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Palier : } J = j \text{ (Murs extérieur)} = 2,81 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{➤ } J_{eq} = \frac{\sum j_i \times L_i}{\sum L_i} = \frac{4,68 \times (2,4) + 2,81 \times (1,4 + 1,4)}{5,2} = \mathbf{3,67 \text{ KN}}$$

- $M_0 = \frac{J_{eq} \times L T^2}{8} = \frac{3,67 \times 5,2^2}{8} = 12,40 \text{ KN.m}$
- $M_t = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 12,40 = 10,54 \text{ KN.m}$
- $M_{ji} = M_t$
- $\sigma_{ji} = 15 \times M_{ji} \times \frac{(d - y)}{I} = 15 \times 10,54 \times 10^3 \times \frac{13,5 - 5,19}{15826,32} = 83,01 \text{ MPa}$
- $\mu_{ji} = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{ji} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,008 \times 83,01 + 2,1} = 0,227$

- $I_{fji} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\lambda_i \times \mu_{ji})} = \frac{1,1 \times 29476,46}{1 + (2,63 \times 0,227)} = 30597,41 \text{ cm}^4$
- $f_{ji} = M_{ji} \times \frac{1^2}{10 \times E_i \times I_{fji}} = 14,39 \times 10^3 \times \frac{(5,2 \times 10^2)^2}{10 \times 32164 \times 30597,41} = 0,40 \text{ cm}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 10 : Résultats de calcul de f_{ji}

M _{ji} (KN. m)	σ _{ji} (MPa)	μ _{ji}	I _{fji} (cm ⁴)	f _{ji} (cm)
14,39	113,34	0,358	16700,19	0,40

➤ Calcul de la flèche admissible f_{ad} :

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{520}{1000} = 1,02 \text{ cm}$$

Finalement on a :

$$\Delta f = |f_{gv} - f_{ji}| + |f_{pi} - f_{gi}|$$

$$\Delta f = |0,79 - 0,40| + |1,81 - 1,19| = 1,01$$

$$1,01 \leq 1,02$$

Donc : Δf ≤ f̄..... (condition vérifiée).

IV.3.10 Schéma de ferrailage :

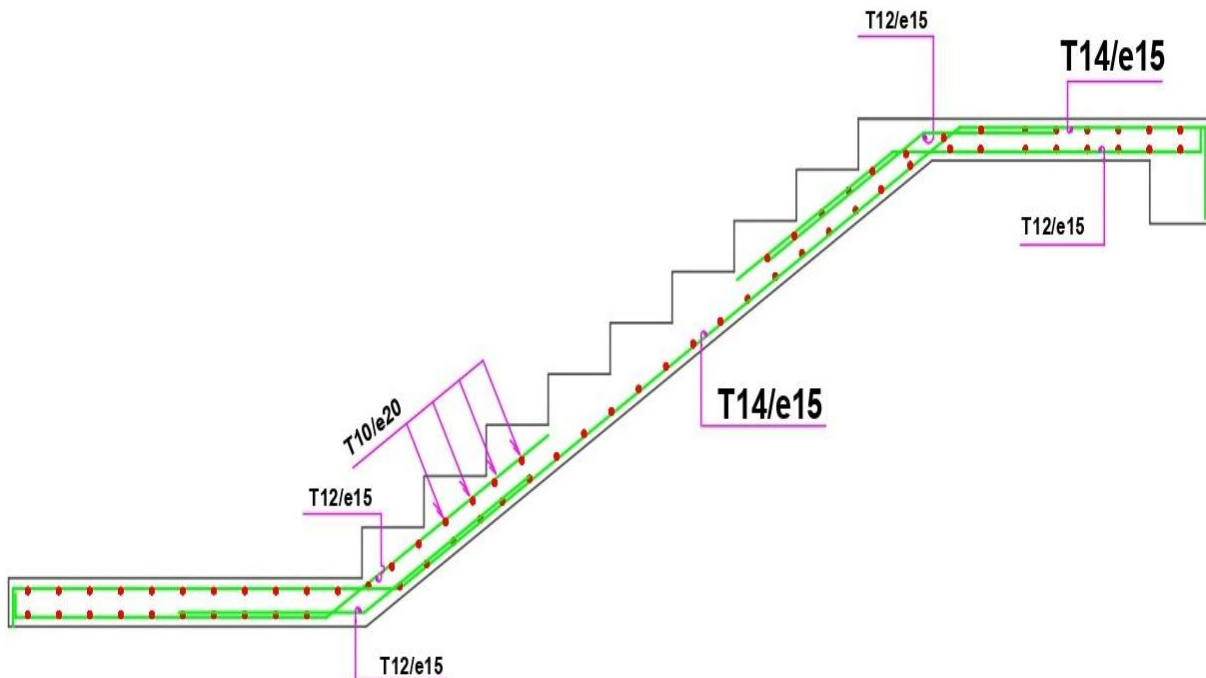


Figure IV. 5 : Schéma de ferrailage des escaliers

IV.3.11 Etude de la poutre palière :

La poutre palière est une poutre partiellement encadrée à l'extrémité dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion.

a. Pré dimensionnement de la poutre palière :

Selon le BAEL91 les dimensions de la poutre sont :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}, \text{ avec : } L_{\max} = 335 \text{ cm}$$

$$\frac{335}{15} \leq h \leq \frac{335}{10} \rightarrow 22,33 \leq h \leq 33,5$$

Donc on prend $h = 30 \text{ cm}$.

La largeur de la poutre limitée comme suit :

$$0,4h \leq b \leq 0,8h \rightarrow 12 \leq b \leq 24$$

Donc on prend $b = 20 \text{ cm}$.

Le [RPA99] préconise : $b \geq 20 \text{ cm}$; $h \geq 30 \text{ cm}$; $h/b \leq 4$

Nous prenons : $h = 35 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$.

b. Evaluation des charges :

Poids propres de la poutre : $G_p = 25 \times 0,30 \times 0,40 = 3 \text{ KN/ml}$.

Poids propres du mur extérieur : $G_m = 2,81 \times \frac{3,23}{2} = 4,54 \text{ KN/ml}$.

$\frac{H}{2}$: pour la réduction de la demi hauteur.

Donc le poids propres total sera :

$$G = G_p + G_m$$

$$G = 3 + 4,54 = 7,54 \text{ KN/ml}$$

- **Réaction de l'escalier sur la poutre :**

$$Res = \frac{q_{eq}(\text{escalier}) \times L_{\max}}{2} \rightarrow Res = \frac{13,20 \times 3,35}{2} = 22,11 \text{ KN/ml}$$

- **Combinaison de charge à l'ELU :**

$$q_u = 1,35 \times G + Res$$

$$q_u = 1,35 \times 7,54 + 22,11 = 32,29 \text{ KN/ml}$$

c. Ferrailage de la poutre palière à l'ELU :

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{32,29 \times 3,35^2}{8} = 45,29 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{travée}} = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 45,29 = 38,49 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{appui}} = 0,3 \times M_0 = 0,3 \times 45,29 = 13,59 \text{ KN.m}$$

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 40 = 36$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 11 : Sollicitations de la poutre palière à l'ELU

M₀ (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	d (m)
45,29	38,49	13,59	0,36

➤ **En travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{38,49 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,36)^2 \times 14,20} = 0,069$$

$$\mu_{bu} = 0,069 < \mu_{lu} = 0,392 \rightarrow A's = 0 \quad (\text{pas de section d'acier comprimée})$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,069)}) = 0,089$$

$$Z_b = d \times (1 - 0,4\alpha) = 36 \times (1 - 0,4 \times 0,089) = 34,72$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \sigma_{su}} = \frac{38,49 \times 10^3}{34,72 \times 348} = 3,18 \text{ cm}^2.$$

➤ **En appuis :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{13,59 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,36)^2 \times 14,20} = 0,024$$

$$\mu_{bu} = 0,024 < \mu_{lu} = 0,392 \rightarrow A's = 0 \quad (\text{pas de section d'acier comprimée})$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,024)}) = 0,030$$

$$Z_b = d \times (1 - 0,4\alpha) = 36 \times (1 - 0,4 \times 0,03) = 35,57$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \sigma_{su}} = \frac{13,59 \times 10^3}{35,57 \times 348} = 1,09 \text{ cm}^2.$$

d. Condition de non fragilité :

$$A_{s \min} = \max \left\{ \frac{b h}{1000} ; 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_c} \right\}$$

$$A_{s \min} = \max \left\{ \frac{30 \times 35}{1000} ; 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} \right\} = \max \{1,05; 1,30\} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = \max \{A_{s \min}; A_s\}$$

Donc :

$$A_{s \text{ travée}} = \max \{1,30 ; 3,18\} = 3,18 \text{ cm}^2. \text{ On adopte } 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s \text{ appuis}} = \max \{1,30 ; 1,09\} = 1,3 \text{ cm}^2. \text{ On adopte } 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2.$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 12 : Résultats de calcul de ferraillage de la poutre palière

Section	μ_{bu}	α	z_b (cm)	A_s (cm ²)	A_s adop	Choix
Travée	0,069	0,089	34,72	3,18	3,39	3T12
Appui	0,024	0,030	35,57	1,3	3,39	3T12

e. Ferraillage transversal :

$$S_t = \text{Min} (0,90 \times d; 40\text{cm}) = \text{min} (0,90 \times 36; 40\text{cm}) = 32,4 \text{ cm.}$$

$$S_t = 31,4 \text{ cm} \rightarrow \text{On choix: } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$\Phi_t \leq \text{min} (h / 35 ; b / 10 ; \Phi_L)$$

Φ_L : diamètre minimale des armatures longitudinales ($\Phi_L=14 \text{ mm}$).

$$\Phi_t \leq \text{min} (350/35 ; 300/10 ; 14) = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Donc : } A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2.$$

f. Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

Fissuration est préjudiciable :

$$\tau_u = \text{min} \left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = \text{min} \left(0,2 \times \frac{25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right) = \text{min} (3,33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa.}$$

V_u : l'effort tranchant maximal sur appui d'après la RDM.

$$V = \frac{qu \times L}{2} = \frac{32,29 \times 3,35}{2} = 54,08 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{54,08 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,36} = 0,501 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,501 \text{ MPa} \leq 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

g. Vérifications à l'ELS :

➤ **Vérification de la flèche :**

D'après BAEL 91, il est nécessaire de vérifiée la flèche si la condition ci-dessous n'est pas vérifiée.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{335} = 0,105 \geq 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \rightarrow \frac{35}{335} = 0,105 \geq \frac{38,49}{10 \times 45,29} = 0,085 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$A_s \leq \frac{4,2 \times b \times d}{f_e} \rightarrow 3,39 \leq \frac{4,2 \times 30 \times 36}{400} = 11,34 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

h. Calcul à la torsion :➤ **Calcul le moment de torsion à l'E.L.U :**

On a:

$$M_{ua} = \frac{Ma}{L_{esc}} = \frac{13,59}{5,2} = 2,61 \text{ KN.m}$$

$$M_{tor} = M_{ua} \times \frac{L_{poutre}}{2} = 2,61 \times \frac{3,35}{2} = 4,37 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul de l'aire de la section efficace « Ω » :**

$$\Omega = (h - e) \times (b - e)$$

$$\rightarrow e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm.}$$

$$\Omega = (35 - 5) \times (30 - 5) = 750 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul le périmètre de la section efficace :**

$$U = [(h - e) + (b - e)] \times 2 = 110 \text{ cm.}$$

➤ **Calcul de la contrainte tangentielle due à la torsion (τ_t) :**

$$\tau_t = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{4,37 \times 10^6}{2 \times 750 \times 50 \times 10^2} = 0,582 \text{ MPa.}$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$\text{Suivant la condition : } \tau_u^2 + \tau_t^2 \leq \overline{\tau_u^2}$$

Avec :

$$\overline{\tau_u} = 3,33 \text{ Mpa} \rightarrow \overline{\tau_u^2} = 11,08 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u^2 + \tau_t^2 = 0,501^2 + 0,582^2 = 0,589 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u^2} = 11,08 \text{ MPa}$$

➤ **Calcul du ferrailage à la torsion :**

$$A_{st} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \times U = \frac{4,37 \times 10^3}{2 \times 750 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1,15}} \times 1,1 = 9,21 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0,92 \text{ cm}^2.$$

A_{st} : On adopte : 2T10, $A_s = 1,57 \text{ cm}^2$.

➤ **Pourcentage minimal :**

$$\frac{A_s M_{tor} \times f_e}{e \times U} \geq 0,4 \text{ MPa} \rightarrow \frac{1,57 \times 400}{5 \times 110} = 1,141 \text{ MPa} \geq 0,4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Espacement maximal :**(Art 7.5.2.2)^[1]**Pour la zone nodale :**

$$St \leq \min \{h/4; 30 \text{ cm}\} = \min \{8,75; 30 \text{ cm}\} = 8,75 \text{ cm; on prend: } St = 10 \text{ cm}$$

Pour la zone courante :

$$St \leq h/2 = 17,5 \text{ cm ; on prend : } St = 15 \text{ cm.}$$

➤ La longueur de la zone nodale :

$$L' = 2 \times h = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$$

➤ Les armatures transversales :

$$A_{Tt} = \frac{M_{\text{tor}} \times S_t}{2 \times \Omega \times \frac{f_c}{\gamma_s}} = \frac{4,37 \times 10^{-3} \times 15 \times 10^{-2}}{2 \times 750 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1,15}} = 1,25 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0,125 \text{ cm}^2.$$

➤ Section minimale :

$$A_{t \text{ min}} = \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_c} = \frac{0,4 \times 30 \times 15}{400} = 0,45 \text{ cm}^2.$$

Donc on adopte : 1T8 = 0,50 cm².

i. Schéma de ferraillage :

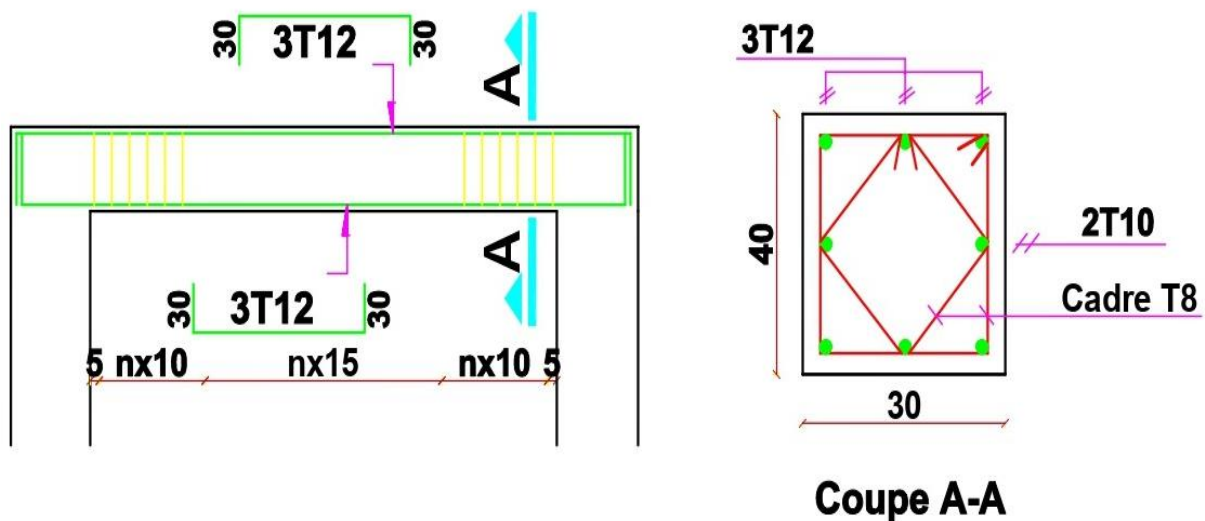


Figure IV. 6 : Schéma de ferraillage de la poutre palière

IV.4 Etude du plancher à dalle pleine (Sous-sol) ^[8] :

La dalle pleine est une plaque horizontale dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque peut être encadrée sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut être assimilée à une console.

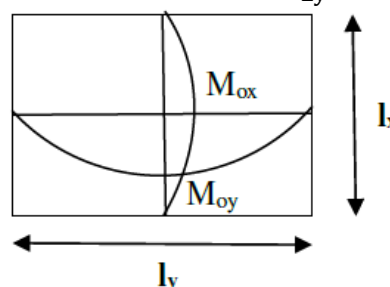
On appelle panneau de dalle dans un plancher les parties de dalles bordées par des appuis. Elle est caractérisée par ses dimensions en plans L_x et L_y , où L_x est la plus petite dimension

IV.4.1 Modes de travail de la dalle ^[8] :

Il y a deux modes de travail des dalles qui sont déterminés en fonction du rapport $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$.

$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 0,4 \rightarrow$ dalle porte dans un seul sens.

$0,4 < \alpha = \frac{L_x}{L_y} < 1 \rightarrow$ dalle porte dans les deux sens.



- **Étape de calcul de α :**

Calcul de α

$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,75}{3,95} = 0,95 \rightarrow 0,4 < 0,95 < 1 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

IV.4.2 Combinaison des charges :

Pour plancher S-sol : $G = 5,36 \text{ KN/m}^2$; $Q = 5 \text{ KN/m}^2$;

Le calcul se fait sur une bande de 1m.

Tableau IV. 13 : Chargement du plancher Sous-Sol à dalle pleine

	ELU	ELS
Dalle	$Q_u = 1,35 (G) + 1,5 (Q)$	$Q_{ser} = G + Q$
	$Q_u = 1,35 (5,36) + 1,5 (5)$	$Q_{ser} = 5,36 + 5$
	$Q_u = 14,74 \text{ KN/m}^2$	$Q_{ser} = 10,36 \text{ KN/m}^2$

IV.4.3 Calcul des moments isostatiques :

$M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$: moment dans le sens de la petite portée.

$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$: moment dans le sens de la grande portée.

$$\begin{cases} \mu_x = \frac{1}{8 \times (1 + 2,4 \times \alpha^3)} = \frac{1}{8 \times (1 + 2,4 \times 0,95^3)} = 0,041 \\ \mu_y = \alpha^3 (1,9 - 0,9 \times \alpha) = 0,95^3 (1,9 - 0,9 \times 0,95) = 0,887 \end{cases}$$

Avec : Les coefficients μ_x et μ_y sont donné dans un tableau par règles **BAEL91** ^[2].

On a : $\alpha = 0,95 \rightarrow$ donc d'après le tableau on a :

➤ **ELU** : $\mu_x = 0,041$; $\mu_y = 0,887$

➤ **ELS** : $\mu_x = 0,048$; $\mu_y = 0,924$

- Calcul du M_0 :

- a. À l'ELU :

$$M_{0X} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0,041 \times 14,74 \times 3,75^2 = 8,49 \text{ KN.m}$$

$$M_{0Y} = \mu_y \times M_{0X} = 0,887 \times 8,49 = 7,54 \text{ KN.m}$$

- b. À l'ELS :

$$M_{0X} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0,048 \times 10,36 \times 3,75^2 = 6,99 \text{ KN.m}$$

$$M_{0Y} = \mu_y \times M_{0X} = 0,924 \times 4,63 = 6,46 \text{ KN.m}$$

IV.4.4 Distribution des moments :

La distribution des moments sur la dalle est la suivante :

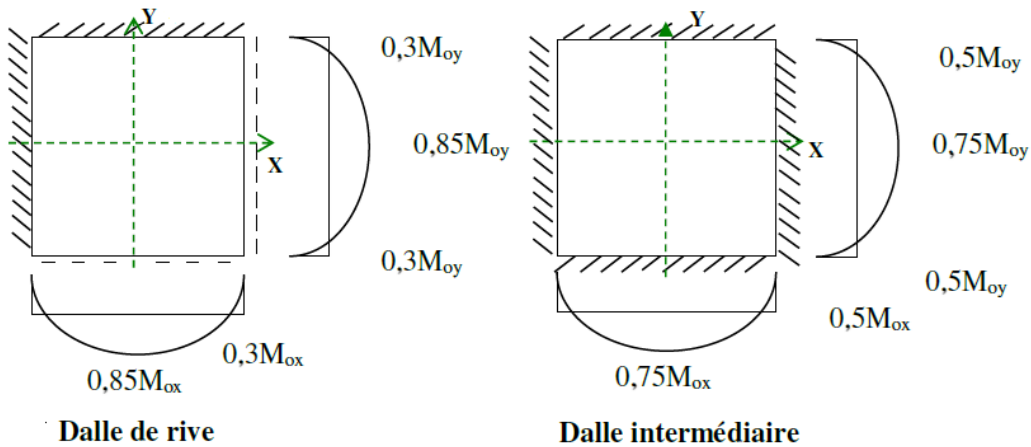


Figure IV. 7 : Distribution des moments sur dalle de rive et dalle intermédiaire

- a. À l'ELU :

- Moment sur travée :

- a) Pour un panneau de rive :

$$\text{Sens } L_x : M_x^t = 0,85 \times M_{0X} = 0,85 \times 8,49 = 7,22 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens } L_y : M_y^t = 0,85 \times M_{0Y} = 0,85 \times 7,54 = 6,41 \text{ KN.m}$$

- b) Pour un panneau intermédiaire :

$$\text{Sens } L_x : M_x^t = 0,75 \times M_{0X} = 0,75 \times 8,49 = 6,38 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens } L_y : M_y^t = 0,75 \times M_{0Y} = 0,75 \times 7,54 = 5,66 \text{ KN.m}$$

- Moment sur appuis :

- a) Pour un panneau de rive :

$$\text{Sens } L_x : M_x^a = 0,3 \times M_{0X} = 0,3 \times 8,49 = 2,55 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens } L_y : M_y^a = 0,3 \times M_{0Y} = 0,3 \times 7,54 = 2,26 \text{ KN.m}$$

- b) Pour un panneau intermédiaire :

$$\text{Sens } L_x : M_x^a = 0,5 \times M_{0X} = 0,5 \times 8,49 = 4,25 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens } L_y : M_y^a = 0,5 \times M_{0Y} = 0,5 \times 7,54 = 3,77 \text{ KN.m}$$

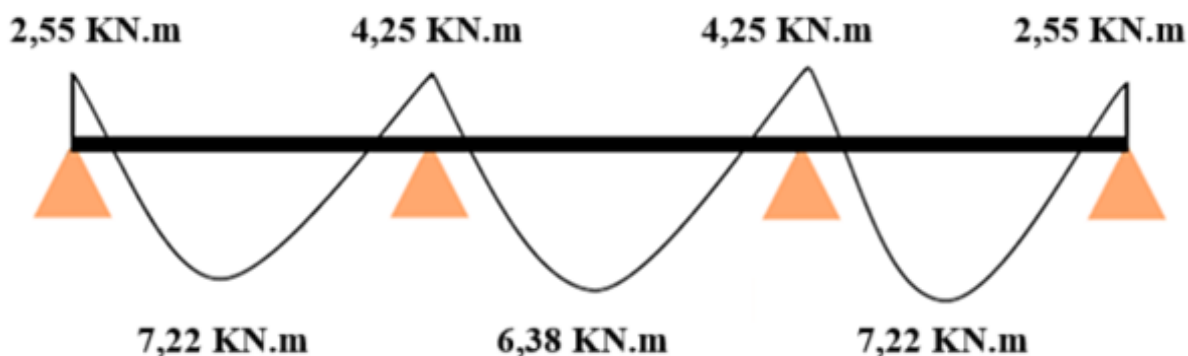


Figure IV. 8 : Distribution des moments sur les panneaux à l'ELU – sens (x-x)

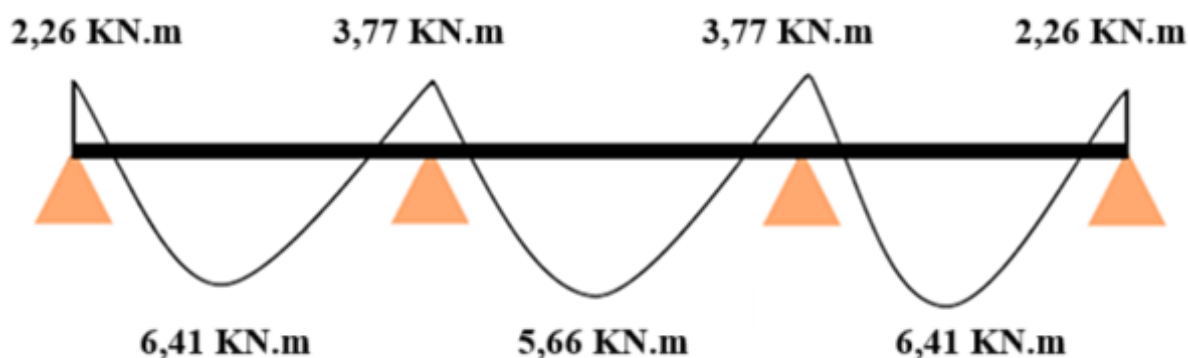


Figure IV. 9 : Distribution des moments sur les panneaux à l'ELU – sens (y-y)

b. À l'ELS :

• Moment sur travée :

a) Pour un panneau de rive :

$$\text{Sens } L_x : M_x^t = 0,85 \times M_{0X} = 0,85 \times 6,99 = 5,94 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens } L_y : M_y^t = 0,85 \times M_{0Y} = 0,85 \times 6,46 = 5,49 \text{ KN.m}$$

b) Pour un panneau intermédiaire :

$$\text{Sens } L_x : M_x^t = 0,75 \times M_{0X} = 0,75 \times 6,99 = 5,24 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens } L_y : M_y^t = 0,75 \times M_{0Y} = 0,75 \times 6,46 = 4,85 \text{ KN.m}$$

• Moment sur appuis :

a) Pour un panneau de rive :

$$\text{Sens } L_x : M_x^a = 0,3 \times M_{0X} = 0,3 \times 6,99 = 2,10 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens } L_y : M_y^a = 0,3 \times M_{0Y} = 0,3 \times 6,46 = 1,94 \text{ KN.m}$$

b) Pour un panneau intermédiaire :

$$\text{Sens } L_x : M_x^a = 0,5 \times M_{0X} = 0,5 \times 6,99 = 3,50 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens } L_y : M_y^a = 0,5 \times M_{0Y} = 0,5 \times 6,46 = 3,23 \text{ KN.m}$$

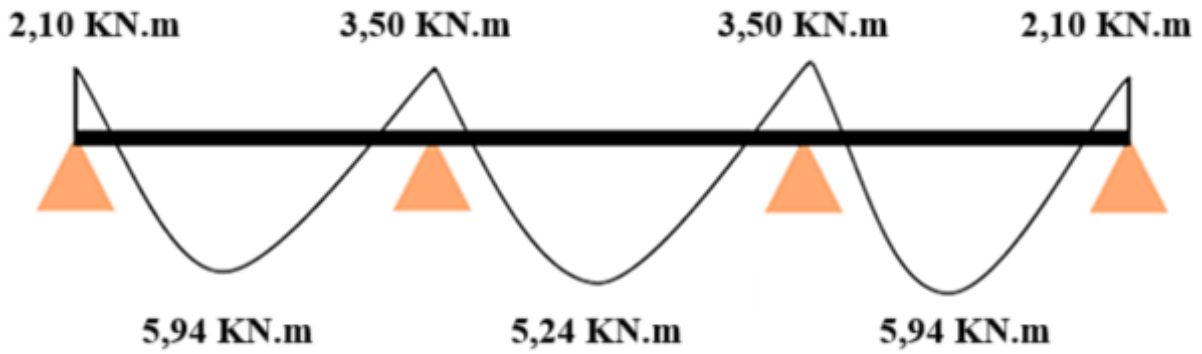


Figure IV. 10 : Distribution des moments sur les panneaux à l'ELS – sens (x-x)

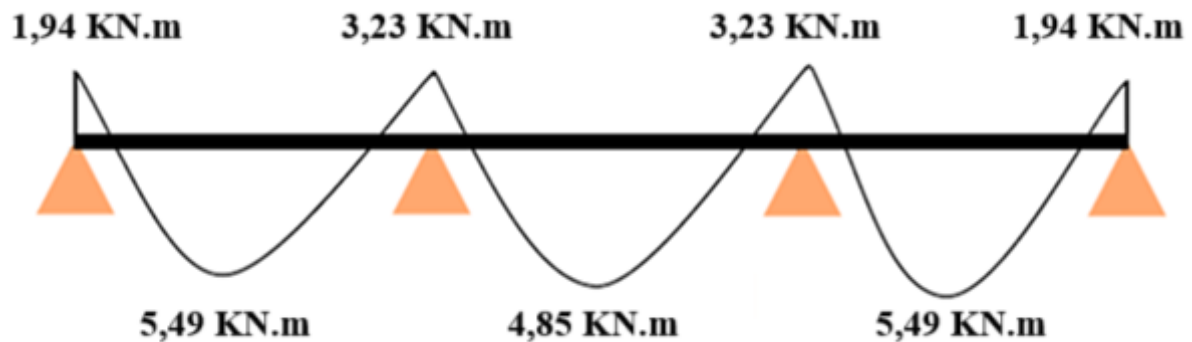


Figure IV. 11 : Distribution des moments sur les panneaux à l'ELS – sens (y-y)

IV.4.5 Moments fléchissant à L'ELU et à l'ELS :

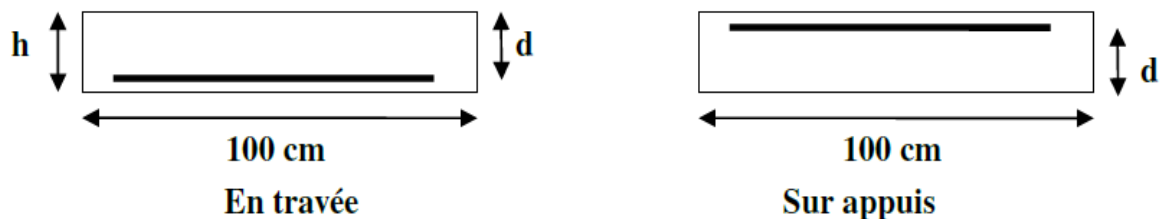
Le tableau (IV.14) suivant résume les valeurs maximales des moments fléchissant à l'ELU et à l'ELS :

Tableau IV. 14 : Répartition des moments fléchissant à l'ELU et à l'ELS

Dalle	M_{ax} (KN.m)	M_{tx} (KN.m)	M_{ay} (KN.m)	M_{ty} (KN.m)
ELU	4,25	7,22	3,77	6,41
ELS	3,50	5,94	3,23	5,49

IV.4.6 Calcul de ferrailage :

La dalle est calculée comme une poutre de section rectangulaire $(b \times h) = (100 \times 16) \text{ cm}^2$ soumise à la flexion simple.



A) Calcul de dx et dy :

On a:

$$b = 100 \text{ cm}; h = 16 \text{ cm}$$

$$(\phi_x, \phi_x) \leq \frac{h}{10}$$

$$\rightarrow \frac{16}{10} = 1,6 \text{ cm.}$$

Donc on prend:

$$\phi_x = \phi_x = 1 \text{ cm.}$$

$$d_x = h - c - \frac{\phi_y}{2} = 16 - 2 - \frac{1}{2} = 13,5 \text{ cm.}$$

$$d_y = d_x - \frac{\phi_x + \phi_y}{2} = 13,5 - \frac{1+1}{2} = 12,5 \text{ cm.}$$

Pour les calculs on utilise les coefficients et les formules suivantes :

Tableau IV. 15 : Différents coefficients pour calculer le ferrailage

$f_{c28}(\text{MPa})$	θ	$f_{t28}(\text{MPa})$	γ_b	γ_s	$d(\text{mm})$	$f_{bu}(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$f_e(\text{MPa})$
25	1	2,1	1,5	1,15	135	14,2	348	400

- $\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$
 - $\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$
 - $Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha)$
 - $A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s}$
 - $S_t = \frac{100 \text{ cm}}{\text{Nombre des barres}}$
 - $S_t \leq \min(3h ; 33\text{cm})$ pour les A_s parallèle à L_x .
 - $S_t \leq \min(4h ; 45\text{cm})$ pour les A_s parallèle à L_y .
- **Condition de non fragilité :**
Selon BAEL pour Fe E400 :
- Selon L_x : $A_{sy \min} = 8 \times h$
 - Selon L_y : $A_{sx \min} = \frac{3 - \alpha}{2} \times A_{sy \min}$, avec : $\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,75}{3,95} = 0,95$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 16 : Les résultats du ferraillage de panneau sous-sol à l'ELU

Section	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Sur Appui	En Travée	Sur Appui	En Travée
M_u (KN. m)	4,25	7,22	3,77	6,41
b (m)	1	1	1	1
d (m)	0,135	0,135	0,125	0,125
μ	0,016	0,028	0,017	0,029
α	0,020	0,036	0,021	0,037
z (cm)	13,39	13,31	12,39	12,32
A_s (cm ²)	0,91	1,56	0,87	1,49
A_s (min)	1,31	1,31	1,28	1,28
A_s adop	4T8 = 2,01	4T10 = 3,14	4T8 = 2,01	4T10 = 3,14
s_t (cm)	25	25	25	25
$s_{t \max}$ (cm)	33	33	45	45
$s_t < s_{t \max}$	CV	CV	CV	CV

B) Vérification de l'effort tranchant ^[2] :

On vérifie la condition suivante :

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

Avec :

$$l_x = 3,75 \text{ m} ; q_u = 14,74 \text{ KN/m}^2 ; \alpha = 0,95.$$

- $V_{ux} = \frac{q_u \cdot l_x}{2} \times \frac{1}{1+(\alpha/2)} = \frac{14,74 \times 3,75}{2} \times \frac{1}{1+(0,95/2)} = 18,74 \text{ KN}.$
- $V_{uy} = \frac{q_u \cdot l_x}{3} = \frac{14,74 \times 3,75}{3} = 18,42 \text{ KN}.$
- $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{18,74 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,139 \text{ MPa}.$
- $\bar{\tau}_u = \frac{0,07}{\gamma_b} \times b \times d \times f_{c28} = \frac{0,07}{1,5} \times 1 \times 0,135 \times 25 = 0,158 \text{ MPa}.$
- Donc : $0,139 < 0,158$ (CV).

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IV.4.7 Vérification à L'ELS [2] :

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.

- **Vérification en béton :** $\sigma_{bc} = \frac{M_{t,ser} \times Y}{I}$.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}.$$

- **Position de l'axe neutre :** $\frac{1}{2} b \cdot y^2 + n A_s'(y-e') - n A_s (d - y) = 0$, Avec : $A_s' = 0$; $n = 15$.

$$\rightarrow \frac{1}{2} b \cdot y^2 - 15 A_s (d - y) = 0$$

- **Moment d'inertie :** $I = \left(\frac{b \times y^3}{3} \right) + 15 A_s (d - y)^2$.

- **Vérification en acier :** $\sigma_{st} = \eta \frac{M_{t,ser}}{I} (d - y)$, Avec : $\eta = 1,6$ pour (HA).

- **La fissuration est préjudiciable donc :** $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right\}$.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 17 : Les résultats de la vérification à L'ELS de panneau sous-sol

Section	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Sur Appui	En Travée	Sur Appui	En Travée
M_{ser} (KN. m)	3,50	5,94	3,23	5,49
b (cm)	100	100	100	100
h (cm)	16	16	16	16
d (cm)	13,5	13,5	12,5	12,5
A_s adop	4T8 = 2,01	4T10 = 3,14	4T8 = 2,01	4T10 = 3,14
Y (cm)	2,57	3,13	2,46	2,99
I (cm⁴)	4167,69	6087,13	3535,40	5150,76
σ_{bc} (MPa)	2,16	3,05	2,25	3,19
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15
$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	CV	CV	CV	CV
σ_{st} (MPa)	14,69	16,19	14,68	16,22
$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	201,63	201,63	201,63	201,63
$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$	CV	CV	CV	CV

IV.4.8 Vérification de la flèche :

Il faut vérifier :

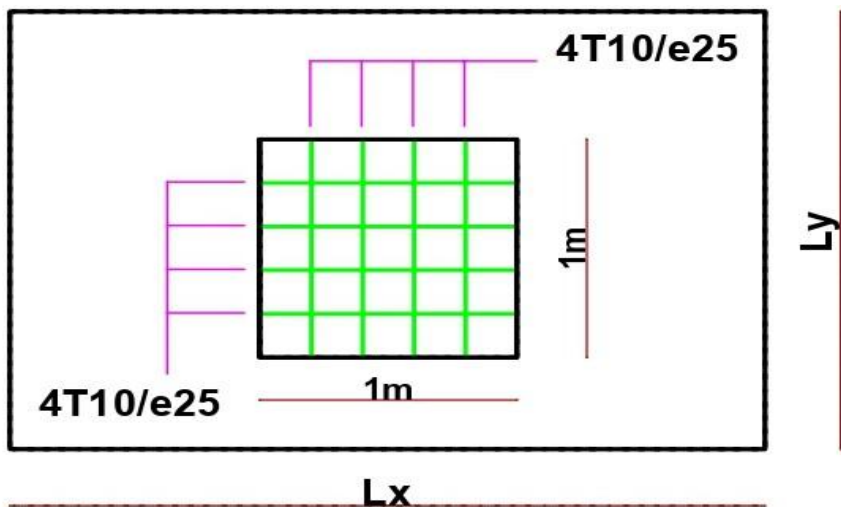
$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{16}{375} = 0,043 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots (CNV).$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \rightarrow \frac{16}{375} = 0,043 \geq \frac{7,22}{20 \times 8,49} = 0,042 \dots\dots\dots (CV).$$

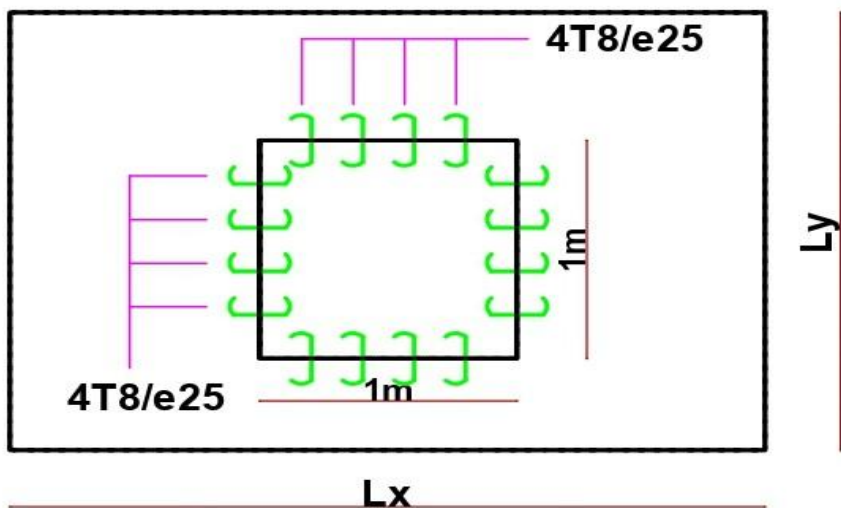
$$A_s \leq \frac{4,2 \times b \times d}{f_e} \rightarrow A_s = 3,14 \leq \frac{4,2 \times 100 \times 13,5}{400} = 14,18 \dots\dots\dots (CV).$$

Les deux conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche est inutile.

IV.4.9 Schéma de ferraillage :



En travée



Sur appuis

Figure IV. 12 : ferraillage du plancher à dalle pleine sous-sol

IV.5 Etude du plancher en corps creux :

Les planchers sont des éléments secondaires qui permettent de reprendre les efforts verticaux et de les transmettre aux éléments porteurs.

Dans notre cas, les planchers sont constitués de hourdis et de poutrelles en béton et une table de compression. Ils assurent l'isolation thermique et acoustique.



Figure IV. 13 : plancher en corps creux

➤ **Le calcul du ferrailage de ce type de planchers comporte deux parties :**

Le ferrailage de la dalle de compression et celui des nervures qui sont traitées, d'un point de vue statique comme des poutres continues.

IV.5.1 Evaluation des charges :

➤ **Plancher terrasse inaccessible :**

- Charge permanente : $G = 6,38 \times 0,65 = 4,15 \text{ KN/ml}$
- Charge d'exploitation : $Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml}$
- Combinaison :

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(4,15) + 1,5(0,65) = 6,58 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{\text{ser}} = G + Q = 4,15 + 0,65 = 4,8 \text{ KN/ml}$$

➤ **Plancher étage courant :**

- Charge permanente : $G = 5,11 \times 0,65 = 3,32 \text{ KN/ml}$
- Charge d'exploitation : $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,97 \text{ KN/ml}$
- Combinaison :

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(3,32) + 1,5(0,97) = 5,94 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{\text{ser}} = G + Q = 3,32 + 0,97 = 4,29 \text{ KN/ml}$$

IV.5.2 Ferrailage de la dalle de compression :

Pour la dalle de compression de 4cm d'épaisseur on a :

$$A_s \geq \frac{4L}{f_e} \text{ si : } 50 \text{ cm} \leq L \leq 80 \text{ cm}$$

$$A_s \geq \frac{200}{f_e} \text{ si : } L < 80 \text{ cm}$$

Par ailleurs l'écartement entre-axes des nervures est de 65cm (compris entre 50 et 80 cm). Donc la dalle de compression a une épaisseur de 5cm et une largeur de 65cm et sera ferrillée dans les deux sens afin d'éviter la fissuration, la section d'armatures et l'espacement des mailles doivent vérifier :

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à 20cm,
- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à 33cm,
- La section d'armature dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par la formule suivante :

$$A_s \geq \frac{4 \times L}{f_e}$$

Avec :

L : espacement entre les poutrelles égal à 65cm.

f_e : contrainte limite des aciers de treillis soudés égale à 240 MPa.

$$A_s \geq \frac{4 \times 65}{240} \Rightarrow A_s \geq 1,08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte un treillis soudé Ø6, de nuance Fe240, dont la dimension des mailles est de (20cm×20cm).

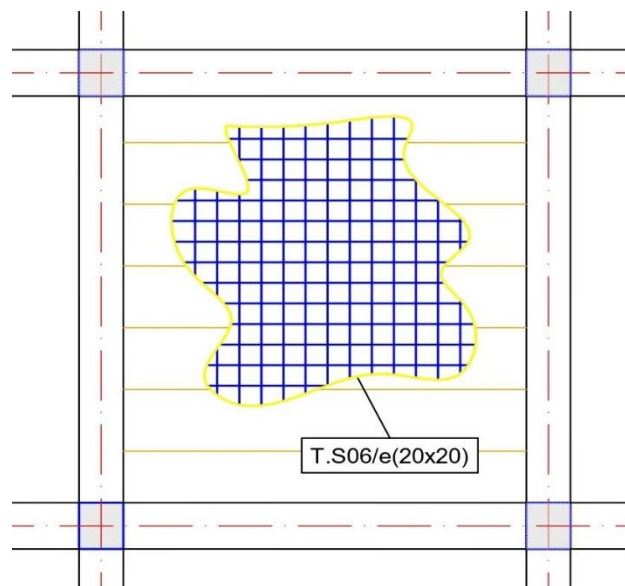


Figure IV. 14 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression

IV.5.3 Calcul des poutrelles :

Les poutrelles, éléments en béton armé préfabriqués ou coulés sur place, sont disposées parallèlement les unes aux autres dans le sens de la petite portée et espacées selon la largeur d'un corps creux.

Le rôle des poutrelles dans un plancher est d'assurer la transmission des charges verticales appliquées sur celui-ci vers les poutres principales. Elles contribuent également à la rigidité et à la stabilité de la structure en répartissant uniformément les charges et en limitant la déformation du plancher.

IV.5.3.1 Choix de la méthode de calcul :

Le calcul des éléments secondaires peut être effectué à l'aide de plusieurs méthodes, nous citerons comme exemple la méthode forfaitaire et la méthode de CAQUOT.

➤ Méthode forfaitaire :

a. Domaine d'application : (Art B.6.2-2-1)^{l21}

Les conditions d'applications de la méthode imposées par BAEL 91/99 (Art B.6.2-2-1) sont les suivantes :

- La charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 5 KN : $Q \leq \max \{2G ; 5 \text{ KN/m}^2\}$.
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.
- La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

b. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

A. Condition 1 : $Q \leq \max \{2G ; 5 \text{ KN}\}$

Plancher terrasse $\Rightarrow G = 6,38 \text{ KN}$

$Q = 1 \text{ KN} \Rightarrow 1 \text{ KN} \leq \max \{12,76 \text{ KN} ; 5 \text{ KN}\} \Rightarrow$ **condition vérifiée.**

Etage courant $\Rightarrow G = 5,1 \text{ KN}$

$Q = 1,5 \text{ KN} \Rightarrow 1,5 \text{ KN} \leq \max \{10,2 \text{ KN} ; 5 \text{ KN}\} \Rightarrow$ **condition vérifiée.**

B. Condition 2 : On a : $I = \text{cte}$ pour toutes les travées \Rightarrow **condition vérifiée.**

C. Condition 3 : $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25 \Rightarrow \frac{4,15}{3,8} = 1,09$ et $\frac{380}{390} = 0,97, \frac{390}{360} = 1,08, \frac{3,60}{4,30} = 0,83 \Rightarrow$

condition vérifiée.

D. Condition 4 : Fissuration est non préjudiciable \Rightarrow **condition vérifiée.**

Donc :

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable.

c. Principe de la méthode :

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 dans la travée dite de comparaison, c'est à dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

- Le rapport (α) des charges l'exploitation à la somme des charges permanente et d'exploitation, en valeurs non pondérées : $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

- M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison :

- $M_0 = \frac{q \times L^2}{8} L$: longueur entre nus des appuis.

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

- M_t : moment maximal en travée dans la travée considérée.

- Les valeurs de M_t , M_e et M_w doivent vérifier les conditions suivantes :

$$1) M_t \geq \text{Max} \{1,05M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0\} - (M_w+M_e)/2$$

$$2) M_t \geq (1+0,3\alpha) \times M_0/2 \text{ dans une travée intermédiaire.}$$

$$3) M_t \geq (1,2+0,3\alpha) \times M_0/2 \text{ dans une travée de rive.}$$

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

$$1) 0,6M_0 \text{ dans le cas d'une poutre à deux travées.}$$

$$2) 0,5M_0 \text{ pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées.}$$

$$3) 0,4M_0 \text{ pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées.}$$

d. L'effort tranchant :

Sur une travée le moment varié paraboliquement, le maximum est ainsi à des abscisses (a) de l'appui gauche et (b) de l'appui droit, avec $L = a + b$, telles que :

$$a = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} ; \quad b = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_w + M_t}{M_e + M_t}}}$$

$$V_w = -2 \frac{M_w + M_t}{a} ; \quad V_e = 2 \frac{M_e + M_t}{b}$$

IV.5.3.2 Application de la méthode forfaitaire :

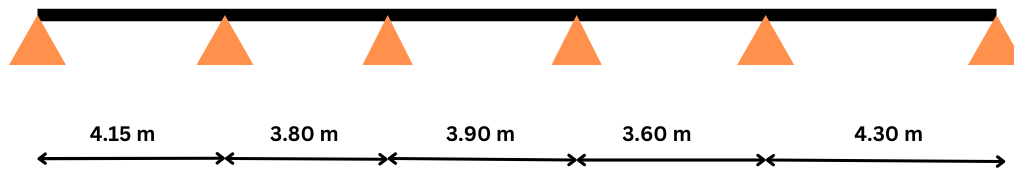


Figure IV. 15 : Schéma statique de poutrelle

a. Calcul plancher terrasse :

- Calcul du rapport de charge :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{0,65}{0,65+4,15} = \alpha = 0,135$$

- Calcul des moments isostatiques M_{0i} :

$$\text{Travée 1 : } M_{01} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{6,58 \times 4,15^2}{8} = 14,15 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée 2 : } M_{02} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{6,58 \times 3,80^2}{8} = 11,86 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée 3 : } M_{03} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{6,58 \times 3,90^2}{8} = 12,49 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée 4 : } M_{04} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{6,58 \times 3,60^2}{8} = 10,65 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée 5 : } M_{05} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{6,58 \times 4,30^2}{8} = 15,19 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments sur appuis :

$$\text{Moment dans l'appui A : } M_A = -0,2M_{01} = -2,83 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment dans l'appui F : } M_F = -0,2M_{05} = -3,04 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment dans l'appui B : } M_B = -0,5 \max \{M_{01}; M_{02}\} = -0,5M_{01} = -7,08 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment dans l'appui E : } M_E = -0,5 \max \{M_{04}; M_{05}\} = -0,5M_{05} = -7,60 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment dans l'appui C : } M_C = -0,4 \max \{M_{02}; M_{03}\} = -0,5M_{03} = -5,00 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment dans l'appui D : } M_D = -0,4 \max \{M_{03}; M_{04}\} = -0,5M_{03} = -5,00 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments en travées :

Travée A-B : travée de rive :

$$M_t \geq \max \{1,05 \times 14,15 ; (1+0,3 \times 0,14) \times 14,15\} - \frac{7,08+2,83}{2} = 9,90 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3 \times 0,14}{2} \times 14,15 = 8,77 \text{ KN.m}$$

$$M_{t1} = 9,90 \text{ KN.m}$$

Travée B-C : travée intermédiaire :

$$M_t \geq \max \{1,05 \times 11,86 ; (1+0,3 \times 0,14) \times 11,86\} - (7,08+5) = 6,42 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1+0,3 \times 0,14}{2} \times 11,86 = 6,17 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} = 6,42 \text{ KN.m}$$

Travée C-D : travée intermédiaire :

$$M_t \geq \text{Max} \{1,05 \times 12,50 ; (1+0,3 \times 0,14) \times 15,92\} - (5+5) = 8,12 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1+0,3 \times 0,14}{2} \times 12,50 = 6,50 \text{ KN.m}$$

$$M_{t3} = 8,12 \text{ KN.m}$$

Travée D-E : travée intermédiaire :

$$M_t \geq \text{Max} \{1,05 \times 10,65 ; (1+0,3 \times 0,14) \times 15,92\} - (5+7,60) = 4,88 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1+0,3 \times 0,14}{2} \times 10,65 = 5,54 \text{ KN.m}$$

$$M_{t4} = 5,54 \text{ KN.m}$$

Travée E-F : travée de rive

$$M_t \geq \text{Max} \{1,05 \times 15,19 ; (1+0,3 \times 0,14) \times 15,19\} - \frac{760+3,04}{2} = 10,63 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3 \times 0,14}{2} \times 15,19 = 9,42 \text{ KN.m}$$

$$M_{t5} = 10,63 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des efforts tranchants :**

$$\text{Travée A-B : } a_1 = L_1 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_B + M_{t1}}{M_A + M_{t1}}}} = 4,15 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{7,08+9,90}{2,83+9,90}}} = 1,93 \text{ m} \Rightarrow b_1 = L_1 - a_1 = 4,15 - 1,93 = 2,22 \text{ m}$$

$$V_{wA} = -2 \frac{M_A + M_{t1}}{a_1} = -2 \frac{2,83+9,90}{1,93} = -13,22 \text{ KN}$$

$$V_{eB} = 2 \frac{M_B + M_{t1}}{b_1} = 2 \frac{7,08+9,90}{2,22} = 15,27 \text{ KN}$$

$$\text{Travée B-C : } a_2 = L_2 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_C + M_{t2}}{M_B + M_{t2}}}} = 3,80 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{5+6,42}{7,08+6,42}}} = 1,98 \text{ m} \Rightarrow b_2 = 1,82 \text{ m}$$

$$V_{wA} = -2 \frac{M_B + M_{t2}}{a_2} = -2 \frac{7,08+6,42}{1,98} = -13,63 \text{ KN}$$

$$V_{eB} = 2 \frac{M_C + M_{t2}}{b_2} = 2 \frac{5+6,42}{1,82} = 12,55 \text{ KN}$$

$$\text{Travée C-D : } a_3 = L_3 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_D + M_{t3}}{M_C + M_{t3}}}} = 3,90 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{5+8,12}{5+8,12}}} = 1,95 \text{ m} \Rightarrow b_3 = 1,95 \text{ m}$$

$$V_{wA} = -2 \frac{M_C + M_{t3}}{a_3} = -2 \frac{5+8,12}{1,95} = -13,46 \text{ KN}$$

$$V_{eB} = 2 \frac{M_D + M_{t3}}{b_3} = 2 \frac{5+8,12}{1,95} = 13,46 \text{ KN}$$

$$\text{Travée D-E : } a_3 = L_3 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_E + M_{t4}}{M_D + M_{t4}}}} = 3,60 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{7,59+5,54}{5+5,54}}} = 1,70 \text{ m} \Rightarrow b_3 = 1,90 \text{ m}$$

$$V_{wA} = -2 \frac{M_D + M_{t4}}{a_3} = -2 \frac{7,59+5,54}{1,70} = -12,39 \text{ KN}$$

$$V_{eB} = 2 \frac{M_E + M_{t4}}{b_3} = 2 \frac{7,59+5,54}{2,05} = 12,77 \text{ KN}$$

$$\text{Travée E-F : } a_3 = L_3 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_F + M_{t3}}{M_E + M_{t3}}}} = 4,30 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{3,04 + 10,63}{7,59 + 10,63}}} = 2,30\text{m} \Rightarrow b_3 = 2,00\text{ m}$$

$$V_{wA} = -2 \frac{M_E + M_{t3}}{a_3} = -2 \frac{7,59 + 10,63}{2,30} = -15,82\text{ KN}$$

$$V_{eB} = 2 \frac{M_F + M_{t3}}{b_3} = 2 \frac{3,04 + 10,63}{1,81} = 15,11\text{ KN}$$

Les résultats obtenus par cette méthode (M, T) sont exposés aux tableaux suivants :

• Plancher terrasse :

Tableau IV. 18 : Calcule des moments fléchissant à l'ELU - terrasse

Travée	1		2		3		4		5	
L (m)	4,15		3,80		3,90		3,60		4,30	
M ₀ (KN.m)	14,15		11,87		12,50		10,65		15,19	
Appuis	A	B		C		D		E		F
Coef- forfaitaire	0,20	0,50		0,40		0,40		0,50		0,20
M _{appui} (KN)	2,83	7,09		5,00		5,00		7,60		3,04
M _{t1} (KN.m)	9,91		6,42		8,12		4,88		10,64	
M _{t2} (KN.m)	8,78		6,17		6,50		5,54		9,43	
Mt max	9,91		6,42		8,12		5,54		10,64	

Tableau IV. 19 : Calcule des moments fléchissant à l'ELS - terrasse

Travée	1		2		3		4		5	
L (m)	4,15		3,80		3,90		3,60		4,30	
M ₀ (KN.m)	10,33		8,66		9,12		7,77		15,19	
Appuis	A	B		C		D		E		F
Coef- forfaitaire	0,20	0,50		0,40		0,40		0,50		0,20
M _{appui} (KN)	2,07	5,16		3,65		3,65		5,54		2,22
M _{t1} (KN.m)	7,23		4,69		5,93		3,56		7,76	
M _{t2} (KN.m)	6,41		4,51		4,75		4,04		6,88	
Mt max	7,23		4,69		5,93		4,04		7,76	

Tableau IV. 20 : Calcul des efforts tranchants à l'ELU - terrasse

Travée	1	2	3	4	5
L (m)	4,15	3,80	3,90	3,60	4,30
M_t (KN.m)	9,91	6,42	8,12	5,54	10,64
M_w (KN.m)	2,83	-7,08	-5,00	-5,00	-7,60
M_e (KN.m)	-7,08	-5,00	5,00	7,60	3,04
a (m)	1,93	1,98	1,95	1,70	2,30
b (m)	2,22	1,82	1,95	1,90	2,00
Vw (-) KN	13,23	13,64	13,46	12,39	15,82
Ve (+) KN	15,271	12,545	13,459	13,83	13,70

Tableau IV. 21 : Calcul des efforts tranchants à l'ELS - terrasse

Travée	1	2	3	4	5
L (m)	4,15	3,80	3,90	3,60	4,30
M_t (KN.m)	7,23	4,69	5,93	4,04	7,76
M_w (KN.m)	2,07	-5,16	-3,65	-3,65	-5,54
M_e (KN.m)	-5,16	-3,65	5,00	7,60	3,04
a (m)	1,93	1,98	1,89	1,61	2,26
b (m)	2,22	1,82	2,01	1,99	2,04
Vw (-) KN	9,65	9,95	9,82	9,04	11,76
Ve (+) KN	11,14	9,15	9,82	10,09	10,60

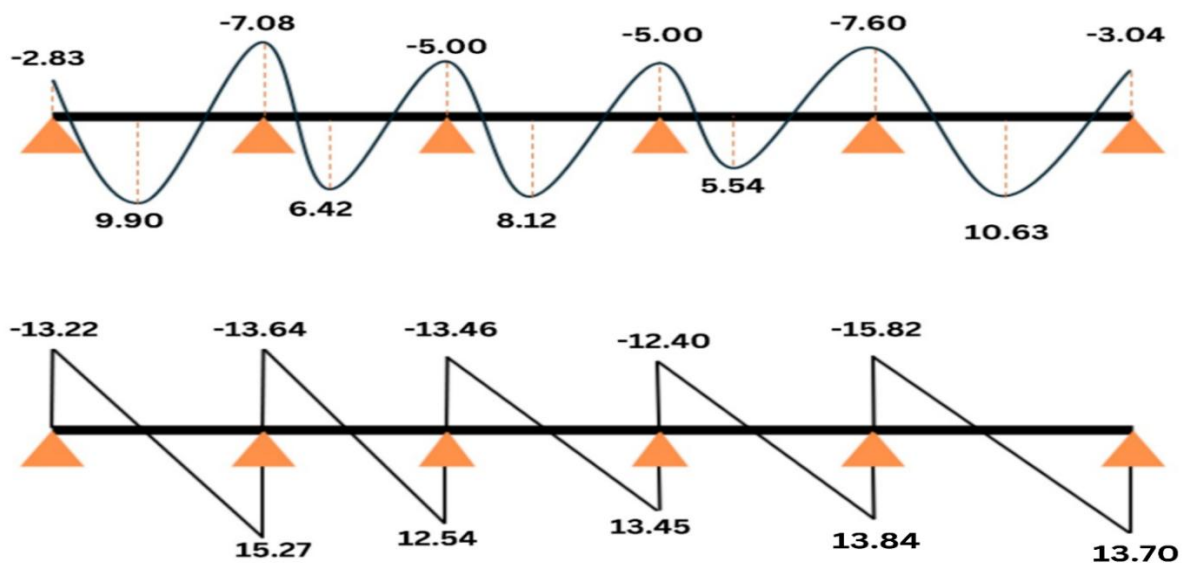


Figure IV. 16 : Diagramme de M (KN.m) et T (KN) à l'ELU (plancher terrasse)

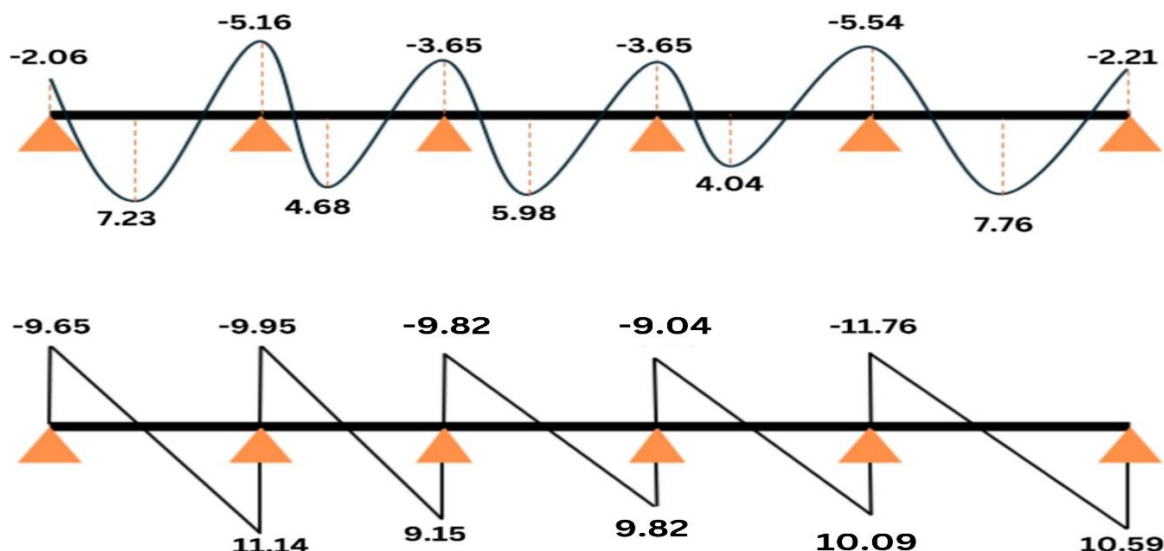


Figure IV. 17 : Diagramme de M (KN.m) et T (KN) à l'ELS (plancher terrasse)

• Plancher étage courant :

Tableau IV. 22 : Calcul des moments fléchissant à l'ELU - étage courant

Travée	1		2		3		4		5	
L (m)	4,15		3,80		3,90		3,60		4,30	
M ₀ (KN.m)	12,80		10,73		11,31		9,63		13,74	
Appuis	A	B		C		D		E		F
Coef- forfaitaire	0,20	0,50		0,40		0,40		0,50		0,20
M _{appui} (KN)	2,560	6,40		4,52		4,52		6,87		2,749
M _{t1} (KN.m)	9,19		6,00		7,55		4,59		9,87	
M _{t2} (KN.m)	8,12		5,73		6,04		5,15		8,71	
Mt max	9,19		6,00		7,55		5,15		9,87	

Tableau IV. 23 : Calcul des moments fléchissant à l'ELS - étage courant

Travée	1		2		3		4		5	
L (m)	4,15		3,80		3,90		3,60		4,30	
M ₀ (KN.m)	9,25		7,76		8,17		6,96		9,93	
Appuis	A	B		C		D		E		F
Coef- forfaitaire	0,20	0,50		0,40		0,40		0,50		0,20
M _{appui} (KN)	1,85	4,63		3,28		3,28		4,97		1,99
M _{t1} (KN.m)	6,64		4,34		5,46		3,32		7,13	
M _{t2} (KN.m)	5,87		4,14		4,36		3,72		6,30	
Mt max	6,64		4,34		5,46		3,72		7,13	

Tableau IV. 24 : Calcul des efforts tranchants à l'ELU - étage courant

Travée	1	2	3	4	5
L (m)	4,15	3,80	3,90	3,60	4,30
M_t (KN.m)	9,19	6,00	7,55	5,15	9,87
M_w (KN.m)	2,56	-6,40	-4,52	-4,52	-6,87
M_e (KN.m)	-6,40	-4,52	4,52	6,87	2,75
a (m)	1,93	1,98	1,95	1,70	2,30
b (m)	2,22	1,82	1,95	2,06	1,81
Vw (-) KN	12,19	12,54	12,39	11,36	14,55
Ve (+) KN	14,04	11,55	12,39	12,66	12,63

Tableau IV. 25 : Calcul des efforts tranchants à l'ELS - étage courant

Travée	1	2	3	4	5
L (m)	4,15	3,80	3,90	3,60	4,30
M_t (KN.m)	6,64	4,34	5,46	3,72	7,13
M_w (KN.m)	1,85	-4,63	-3,27	-3,27	-4,97
M_e (KN.m)	-4,63	-3,27	4,52	6,87	2,75
a (m)	1,93	1,98	1,89	1,61	2,26
b (m)	2,22	1,82	2,02	1,99	2,04
Vw (-) KN	8,81	9,06	8,95	8,20	10,71
Ve (+) KN	10,14	8,35	8,95	9,15	9,68

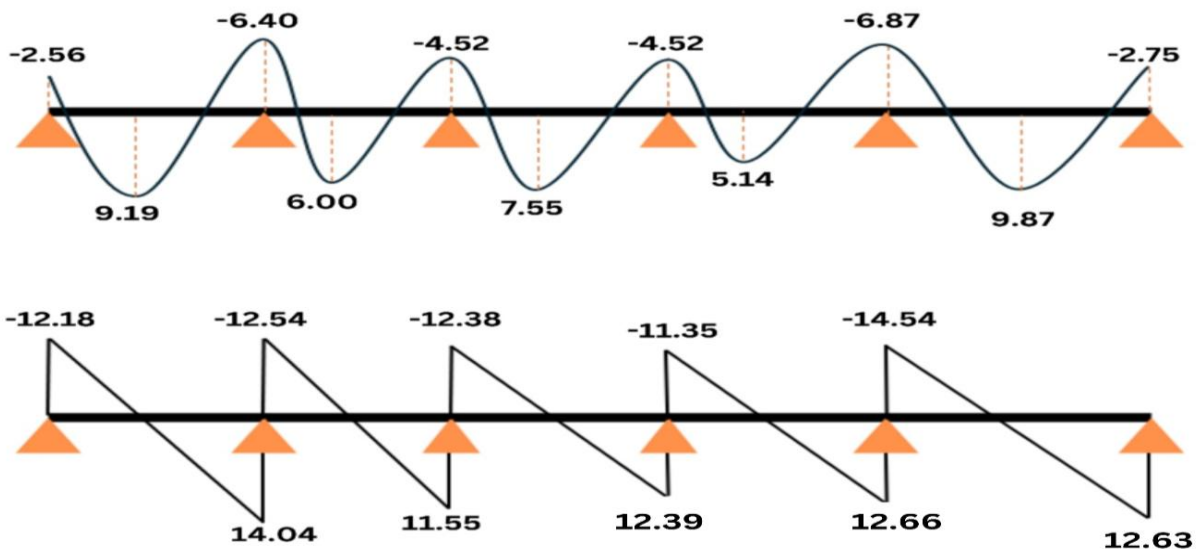


Figure IV. 18 : Diagramme de M (KN.m) et T (KN) à l'ELU - plancher étage courant

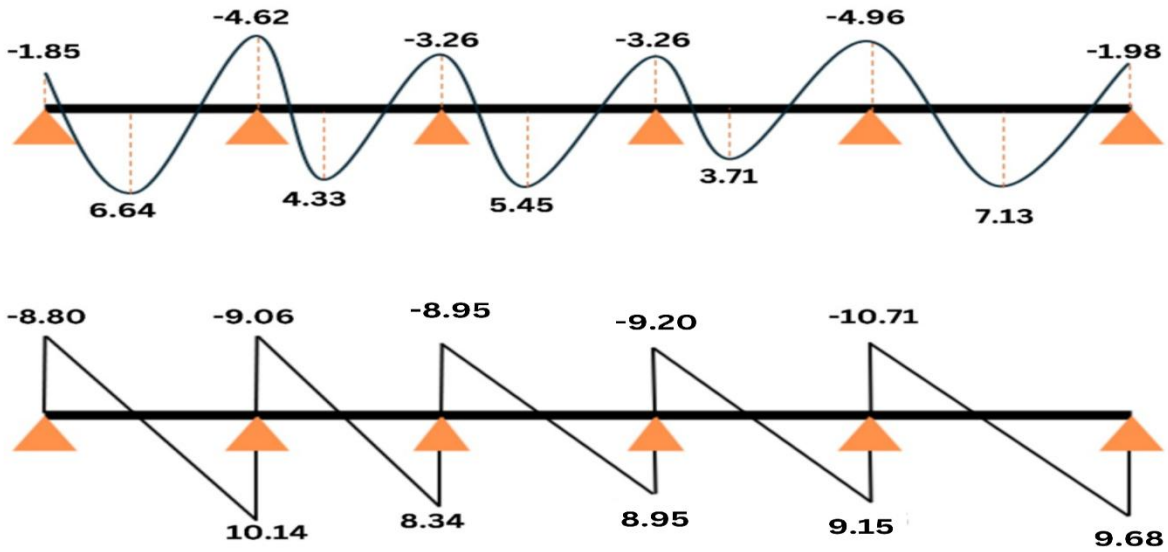


Figure IV. 19 : Diagramme de M (KN.m) et T (KN) à l'ELS - plancher étage courant

• Les sollicitations maximales :

Tableau IV. 26 : Les sollicitations maximales des poutrelles

	Mt (kN.m)	Ma (kN.m)	V (kN)
ELU	10,63	7,60	15,82
ELS	7,76	5,54	

IV.5.4 Calcul de ferrailage :

a. En travée ^[9] :

Il est nécessaire de vérifier si la partie comprimée intéresse uniquement la table de compression ou si elle intéresse également la poutrelle, donc on calcule le moment capable de la table M_t .

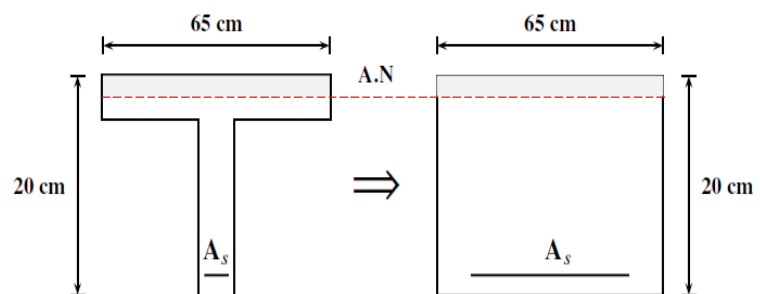
$$M_0 = b \times h_0 \times f_{bc} \times \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times 14,20 \times \left(0,18 - \frac{0,20}{2} \right) = 29,5 \text{ KN.m}$$

Si $M_0 > M_{tmax}$: L'axe neutre est dans la table de compression. Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de :

a) Largeur $b = 65 \text{ cm}$.

b) Hauteur $h = 20 \text{ m}$.



Hauteur utile : $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,2 = 0,18 \text{ m}$.

$$\text{Moment réduit : } \mu_u = \frac{M_u^{\text{travé}}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{10,63 \times 10^{-3}}{0,65 \times (0,18)^2 \times 14,20} = 0,035$$

$\mu = 0,035 < \mu_{\text{limite}} = 0,39 \Rightarrow A'_s = 0$, Pas d'armatures comprimées.

$\mu = 0,035 < 0,1859 \Rightarrow$ Pivot A

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,035}) = 0,045$$

$$\beta = 0,8\alpha = 0,036$$

$$A_{s\text{-travé}} = \frac{\beta \times b \times d \times f_{bc}}{f_{su}} = \frac{0,036 \times 0,65 \times 0,18 \times 14,17}{347,83} = 1,73 \text{ cm}^2$$

b. Sur appui ^[9] : section rectangulaire

Le moment appliqué sur les appuis est négatif donc les fibres supérieures sont tendues. Par conséquent, pour simplifier le calcul, la section est considérée comme rectangulaire de :

$b_0 = 10 \text{ cm}$, $h = 20 \text{ cm}$, $d = 0,18 \text{ cm}$

$$\text{Moment réduit : } \mu_u = \frac{M_u^{\text{appui}}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7,60 \times 10^{-3}}{0,1 \times (0,18)^2 \times 14,20} = 0,165$$

$\mu = 0,165 < \mu_{\text{limite}} = 0,39 \Rightarrow A'_s = 0$,

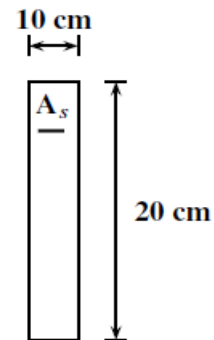
→ Pas d'armatures comprimées.

$\mu = 0,165 < 0,1859 \Rightarrow$ Pivot A

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,165}) = 0,22$$

$$\beta = 0,8\alpha = 0,18$$

$$A_{s\text{-appui}} = \frac{\beta \times b \times d \times f_{bc}}{f_{su}} = \frac{0,18 \times 0,1 \times 0,18 \times 14,17}{347,83} = 1,34 \text{ cm}^2$$



c. Vérifications nécessaires :

➤ **Condition de non fragilité :**

Il faut que $A_s > A_{s \text{ min}}$ donc : $A_{s \text{ min}} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$

$$A_{s \text{ min travé}} = \frac{0,23 \times 0,65 \times 0,18 \times 2,1}{400} = 1,4 \text{ cm}^2$$

$A_{s \text{ travé}} = 1,42 \text{ cm}^2 \geq A_{s \text{ min}} = 1,4 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

$$A_{s \text{ min appui}} = \frac{0,23 \times 0,1 \times 0,18 \times 2,1}{400} = 0,21 \text{ cm}^2$$

$A_{s \text{ appui}} = 1,40 \text{ cm}^2 \geq A_{s \text{ min}} = 0,21 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

On adopte : $A_{s \text{ travé}} = 3T12 \Rightarrow A_s = 3,39 \text{ cm}^2$; $A_{s \text{ appui}} = 2T12 \Rightarrow A_s = 2,26 \text{ cm}^2$.

➤ **Vérification de l'effort tranchant à l'ELU :**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$:

$$\text{Avec : } \begin{cases} \tau_u \leq \frac{V_u}{b \times d} \\ \bar{\tau} \leq \min\left\{\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa}\right\} = 3,33 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\tau_u \leq \frac{15,82 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,18} = 0,135 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_u = 0,135 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

d. Vérification des contraintes à l'ELS :

À l'état limite de service, il est nécessaire de vérifier les contraintes du béton ainsi que celles des armatures en acier :

➤ Il faut vérifier les contraintes de compression du béton :

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

➤ Il faut vérifier les contraintes de traction des aciers :

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

• **En travée (section en T) :**

➤ **Détermination de l'axe neutre ($y \geq h_0$) :**

$$b \cdot y^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(A_s d + A'_s d') = 0$$

$$A \cdot y^2 + B \cdot y + C = 0, \text{ avec : } A = b = 0,65$$

$$B = 30 \cdot (A_{sc} + A_{st}) = 0,01017$$

$$C = -30 \cdot (A_{sc} \cdot d' + A_{st} \cdot d) = -0,001831 \Rightarrow y = 0,045 \text{ m} = 4,5 \text{ cm.}$$

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{1}{3} b \cdot y^3 + 15 \cdot A_{sc} (y - d')^2 + 15 \cdot A_{st} (d - y)^2$$

$$I = \frac{1}{3} \times 65 \times 4,5^3 + 15 \times 0 (4,5 - 2,5)^2 + 15 \times 3,39 \times (18 - 4,5)^2$$

$$I = 11239,459 \text{ cm}^4$$

➤ **Contraintes :**

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{0,00639}{0,0001124} = 56,85 \text{ MN/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = 56,85 \times 0,045 = 2,60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15K (d - y) = 15 \times 56,85 \times (0,18 - 0,045) = 114,43 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification :**

$\sigma_{bc} = 2,60 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

$\sigma_{st} = 114,43 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

- **Sur appui (section rectangulaire) :**

- **Détermination de l'axe neutre (y) :**

$$b \cdot y^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(A_s d + A'_s d') = 0$$

$$A \cdot y^2 + B \cdot y + C = 0, \text{ avec: } A = b = 0,1$$

$$B = 30 \cdot (A_{sc} + A_{st}) = 0,00678$$

$$C = -30 \cdot (A_{sc} \cdot d' + A_{st} \cdot d) = -0,00128 \Rightarrow y = 0,082 \text{ m} = 8,2 \text{ cm.}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{1}{3} b \cdot y^3 + 15 \cdot A_{sc} (y - d')^2 + 15 \cdot A_{st} \times (d - y)^2$$

$$I = \frac{1}{3} \times 10 \times 8,1^3 + 15 \times 0(8,1 - 2,5)^2 + 15 \times 2,26(18 - 8,1)^2$$

$$I = 5093,51 \text{ cm}^4$$

- **Contraintes :**

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{0,0058}{0,00005093} = 113,87 \text{ MN/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = 113,87 \times 0,081 = 9,29 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} = 15K(d - y) = 15 \times 113,87 \times (0,18 - 0,081) = 167,97 \text{ MPa}$$

- **Vérification :**

$$\sigma_{bc} = 9,29 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \text{ Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = 167,97 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPA} \text{ Condition vérifiée.}$$

- e. **Vérification de la flèche à L'ELS :**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des trois conditions n'est pas vérifiée.

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{430} = 0,046 \geq \frac{1}{22,5} = 0,044 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{fe} \Rightarrow \frac{3,39}{10 \times 18} = 0,018 \leq \frac{4,2}{400} = 0,010 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \Rightarrow \frac{20}{430} = 0,046 \geq \frac{10,63}{15 \times 29,5} = 0,024 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

L'une des conditions n'est pas vérifié, donc on passe directement à la vérification de la flèche.

$$\Delta f = |f_{gv} - f_{ji}| + |f_{pi} - f_{gi}| \leq \bar{f}$$

- **Calcul de la flèche :**

$$A_s = 3,39 \text{ cm}^2.$$

$$y = 4,5 \text{ cm}; I = 11239,459 \text{ cm}^4 ; h = 20 \text{ cm};$$

$$h_0 = 4 \text{ cm}; d'' = 0,11h = 2,2 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = 0,018$$

❖ **Moment d'inertie de la section totale rendue homogène "I₀" :**

$$I_0 = \left(\frac{b \times h^3}{12} \right) + 15 A_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$\rightarrow I_0 = \left(\frac{65 \times 20^3}{12} \right) + 15 \times 3,39 \times \left(\frac{20}{2} - 2,2 \right)^2$$

$$\rightarrow I_0 = 46427,05 \text{ cm}^4.$$

• **Déformations instantané et différé "λ_i" et "λ_v" :**

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,018 \times \left(2 + 3 \times \frac{10}{65} \right)} = 2,37$$

$$\lambda_v = \frac{2 \lambda_i}{5} = \frac{2 \times 2,37}{5} = 0,95$$

• **Calcul des moments fléchissant :**

$$M_G = \frac{G \times 0,65 \times L^2}{8} = \frac{5,11 \times 0,65 \times 4,3^2}{8} = 7,68 \text{ KN.m}$$

$$M_j = \frac{j \times 0,65 \times L^2}{8} = \frac{2,85 \times 0,65 \times 4,3^2}{8} = 4,28 \text{ KN.m}$$

$$M_p = \frac{(G + Q) \times 0,65 \times L^2}{8} = \frac{6,61 \times 0,65 \times 4,3^2}{8} = 9,93 \text{ KN.m}$$

Sachant que :

G : L'ensemble des charges permanentes.

P : L'ensemble des charges permanentes et d'exploitations.

J : poids propre du plancher.

• **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{SG} = 15 \times M_G \times \frac{(d - y)}{I} = 15 \times 7,68 \times 10^{-3} \times \frac{18 - 4,5}{11239,459} = 138,31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Sj} = 15 \times M_j \times \frac{(d - y)}{I} = 15 \times 4,28 \times 10^{-3} \times \frac{18 - 4,5}{11239,459} = 77,14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{SG} = 15 \times M_G \times \frac{(d - y)}{I} = 15 \times 9,93 \times 10^{-3} \times \frac{18 - 4,5}{11239,459} = 178,91 \text{ MPa}$$

• **Calcul du coefficient "μ" :**

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{SG} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0018 \times 138,31 + 2,1} = 0,695$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{SG} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0018 \times 77,14 + 2,1} = 0,520$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{SG} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0018 \times 178,91 + 2,1} = 0,755$$

- **Calcul de l'inertie fissurée :**

$$I_{fv}^G = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_G} = \frac{1,1 \times 46427,05}{1 + 0,95 \times 0,695} = 30782,99 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^G = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_G} = \frac{1,1 \times 46427,05}{1 + 2,37 \times 0,695} = 19289,34 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^j = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1,1 \times 46427,05}{1 + 2,37 \times 0,520} = 22880,93 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^p = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1 \times 46427,05}{1 + 2,37 \times 0,755} = 18314,52 \text{ cm}^4$$

- **Calcul des flèches :**

$$f_{Gv} = \frac{M_G \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}^G} = \frac{8,04 \times 4,3^2}{10 \times 10818,86 \times 30782,99 \times 10^{-5}} = 0,00426 \text{ m}$$

$$f_{Gi} = \frac{M_G \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}^G} = \frac{8,04 \times 4,3^2}{10 \times 32164,19 \times 19289,34 \times 10^{-5}} = 0,00229 \text{ m}$$

$$f_{ji} = \frac{M_j \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}^j} = \frac{4,48 \times 4,3^2}{10 \times 32164,19 \times 22880,93 \times 10^{-5}} = 0,00108 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}^p} = \frac{10,40 \times 4,3^2}{10 \times 32164,19 \times 18314,52 \times 10^{-5}} = 0,00312 \text{ m}$$

- **Calcul de la flèche admissible :**

$$\bar{f} = \frac{430}{500} = 0,86 \text{ cm, et finalement on a :}$$

$$\Delta f = |f_{gv} - f_{ji}| + |f_{pi} - f_{gi}|$$

$$\Delta f = |0,00426 - 0,00108| + |0,00312 - 0,00229| = 0,00402 \text{ m} = 0,40 \text{ cm}$$

Donc : $0,40 \text{ cm} < \bar{f} = 0,86 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

f. Armatures transversales :

a. Diamètre :

Il vérifier faut que : $\phi_t \leq \min \left\{ \phi_{l,\min}, \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10} \right\}$

$$\phi_t \leq \min \left\{ 10 \text{ mm}, \frac{200}{35}, \frac{100}{10} \right\} = \min \{ 10 \text{ mm} ; 5,71 \text{ mm} ; 10 \text{ mm} \} = 5,71 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

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

b. Espacement :

$$A_t \geq 0,003 \times S_t \times b$$

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

a. Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend } S_t = 10 \text{ cm}$$

b. Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_{l_{\min}} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{4} ; 12 \times 0,1 \right\} = \min \{ 5 \text{ cm} ; 12 \text{ cm} \}$$

\Rightarrow On prend $S_t = 5 \text{ cm}$.

c. La longueur de la zone nodale :

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

IV.5.5 Schéma de ferrailage :

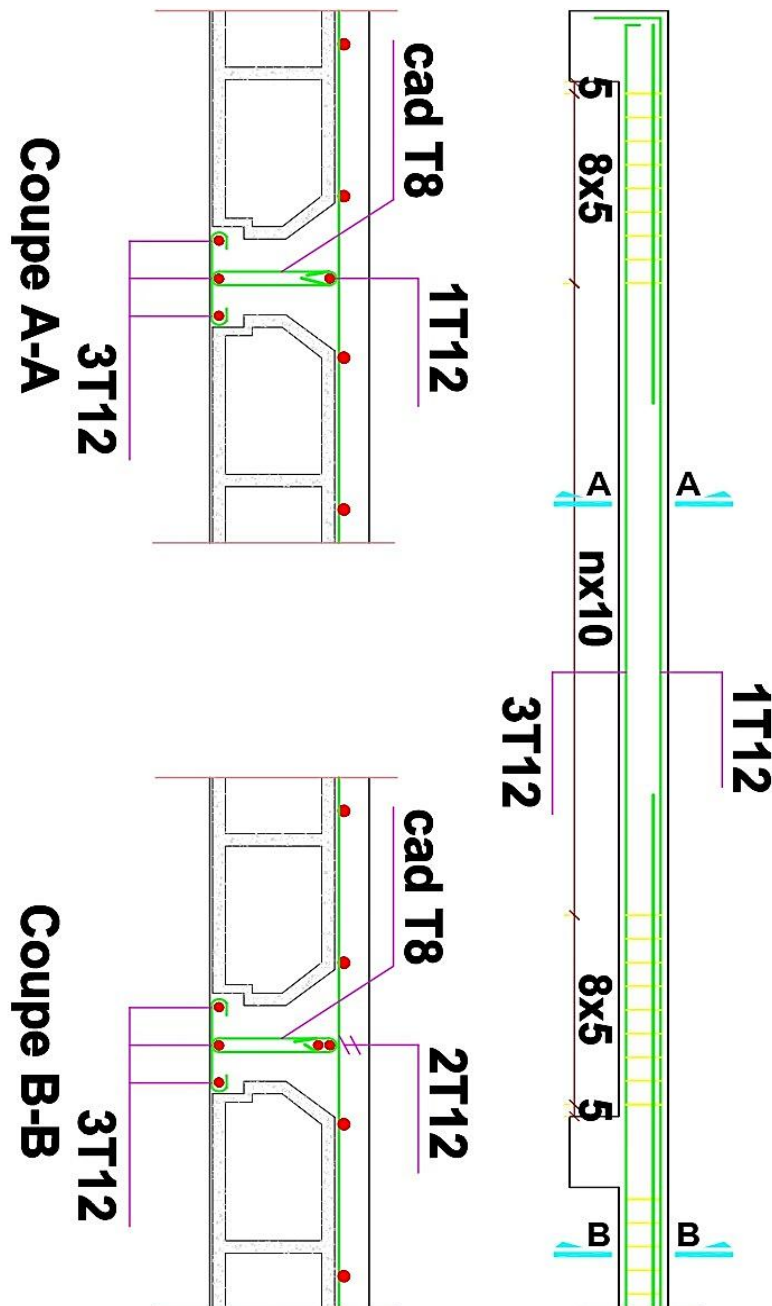


Figure IV. 20 : Schéma de ferrailage du plancher à corps creux

IV.6 Etude des balcons :

Le balcon est une dalle pleine considérée encastree dans les poutres, il est calculé comme une console et ferrailé en flexion simple^[9].

Les dalles sont des plaques minces et planes dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et sont généralement en béton armé et reposant sur 2 appuis dans notre cas.

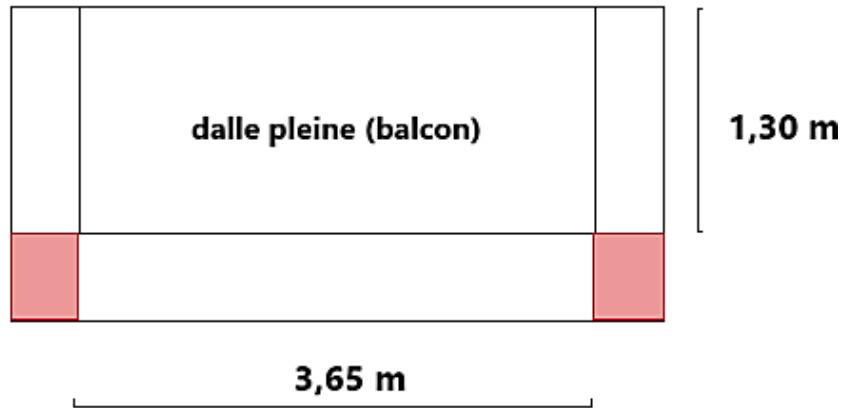


Figure IV. 21 : Dimensions du balcon

Le balcon supporte les charges suivantes :

- La charge permanente G et la charge d'exploitation Q.
- La charge du garde-corps P (étage courant).

IV.6.1 Évaluation des charges^[9] :

➤ Charges permanentes :

$$G (\text{étage courant}) = 5,36 \text{ KN/m}^2$$

$$G (\text{Terrasse}) = 6,86 \text{ KN/m}^2$$

➤ Charges d'exploitation :

$$Q (\text{étage courant}) = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

$$Q (\text{Terrasse}) = 1 \text{ KN/m}^2$$

➤ Charge du garde-corps :

$$P = 2,81 \text{ KN/m}^2 \times H = 2,81 \text{ KN/m}^2 \times 1 \text{ m} = 2,81 \text{ KN/m}^2 \text{ par mètre linéaire.}$$

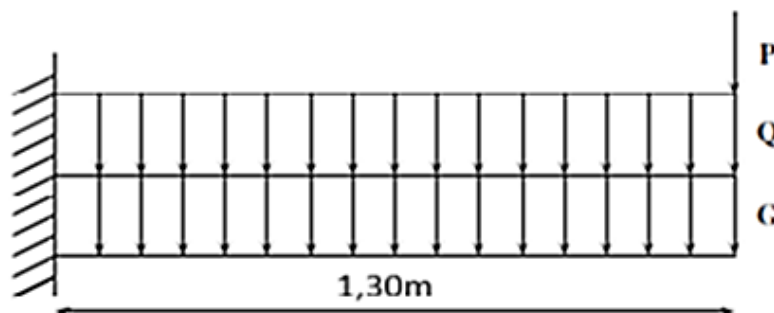


Figure IV. 22 : Schéma des charges du garde-corps

IV.6.2 Combinaison des charges :➤ **ELU :****a) Charge uniformément répartie :**

$$q_u (\text{Étage courant}) = (1,35 G + 1,5 Q) \times 1 \text{ m} = 1,35 \times 5,36 + 1,5 \times 3,5 = 12,486 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u (\text{Terrasse}) = (1,35 G + 1,5 Q) \times 1 \text{ m} = 1,35 \times 6,86 + 1,5 \times 1 = 10,761 \text{ KN/m}^2$$

b) Charge concentrée :

$$p_u = (1,35 P) \times 1 \text{ m} = 1,35 \times 2,81 = 3,793 \text{ KN/m}^2$$

➤ **ELS :****c) Charge uniformément répartie :**

$$q_{\text{ser}} (\text{Étage courant}) = (G + Q) \times 1 \text{ m} = (5,36 + 3,5) \times 1 = 8,86 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\text{ser}} (\text{Terrasse}) = (G + Q) \times 1 \text{ m} = 6,86 + 1 = 7,86 \text{ KN/m}^2$$

d) Charge concentrée :

$$p_{\text{ser}} = P \times 1 \text{ m} = 2,81 \text{ KN/m}^2$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 27 : Combinaison des charges à l'ELU et l'ELS

Combinaison	Étage courant (KN/m ²)	Terrasse (KN/m ²)	Charge concentrée (KN/m ²)
ELU	12,48	10,76	3,79
ELS	8,86	7,86	2,81

IV.6.3 Etude du balcon étage courant^[9] :**IV.6.3.1 Calcul des sollicitations :**➤ **Calcul des moments de flexion :**

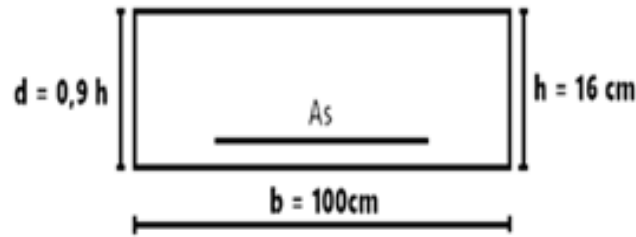
$$M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} + p_u \times L = \frac{12,46 \times (1,30)^2}{2} + 3,79 \times 1,3 = 15,47 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ser}} = \frac{q_{\text{ser}} \cdot L^2}{2} + p_{\text{ser}} \times L = \frac{8,86 \times (1,30)^2}{2} + 2,81 \times 1,3 = 11,14 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul de l'effort tranchant :**

$$V_u = \frac{dM}{dx} = q_u \times L + p_u = 12,46 \times 1,3 + 3,79 = 20 \text{ KN.m}$$

IV.6.3.2 Calcul du ferrailage :



- Hauteur utile :

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 16 = 0,144 \text{ m}$$

- Moment réduit :

$$u = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} = \frac{15,47 \times 10^{-3}}{1 \times 0,144^2 \times 14,2} = 0,053$$

$$u = 0,053 < u_{lim} = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$u = 0,053 < 0,1859 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,053}) = 0,068$$

$$A_s = \frac{0,8 \times \alpha \times b \times d \times f_{bc}}{f_{st}} = \frac{0,8 \times 0,068 \times 1 \times 0,144 \times 14,2}{347,83} = 3,19 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 3,19 \text{ cm}^2$$

IV.6.3.3 Vérifications nécessaires :

- Condition de non-fragilité :

Il faut vérifier que : $A_s \geq A_{smin}$

$$A_{smin} = \frac{0,23 \times 0,144 \times 1 \times 2,1}{400} = 1,7 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3,19 \text{ cm}^2 \geq A_{smin} = 1,7 \text{ cm}^2 \text{ (CV).}$$

On adopte : $A_s = 5T12 (5,65 \text{ cm}^2)$

- Vérification de l'effort tranchant à l'ELU :

Il faut vérifier que : $\tau_u \geq \overline{\tau_u}$:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{20 \times 10^{-3}}{1 \times 0,144} = 0,14 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0,14 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,14 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 2,33 \text{ MPa} \text{ (CV).}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification à l'ELS :**

- Comme la fissuration est peu préjudiciable Condition vérifiée.
- L'acier utilisé est de nuance Fe E 400 Condition vérifiée.
- La section est rectangulaire Condition vérifiée.
- Flexion simple Condition vérifiée.

Si la condition ci-dessous est vérifiée, la limitation des contraintes dans le béton sera inutile :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{15,47}{11,14} = 1,39 \rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \alpha \leq \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445$$

$$\alpha_u = 0,068 \leq \alpha = 0,445 \text{ (CV).}$$

Vérification des contraintes à ELS n'est pas nécessaire.

IV.6.3.4 Armatures de répartition :

$$A_{sr} = \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{On adopte: } A_{sr} = 4\text{T}10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

IV.6.3.5 Espacement des armatures :

➤ Armatures principales :

$$S_p = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm. Donc il faut vérifier que : } S_p \leq S_{p\max}$$

$$S_{p\max} = \min(3h; 33\text{cm}) = \min(3 \times 16\text{cm}; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_p = 15 \text{ cm.}$$

➤ Armatures secondaires :

$$S_r = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm. Donc il faut vérifier que : } S_r \leq S_{r\max}$$

$$S_{r\max} = \min(4h; 45\text{cm}) = \min(4 \times 10\text{cm}; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \rightarrow \text{On prend } S_r = 20 \text{ cm.}$$

IV.6.4 Schéma de ferrailage :

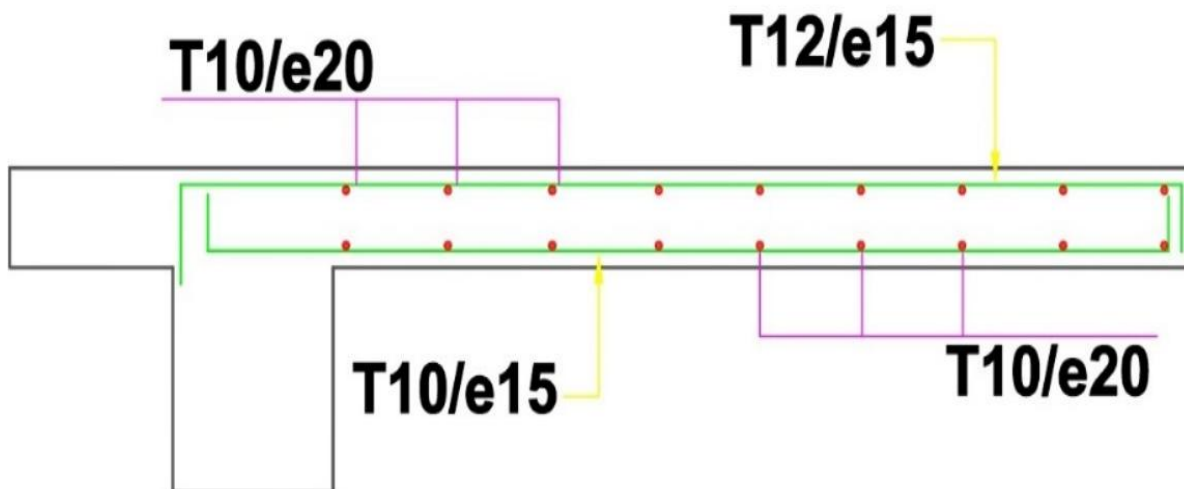


Figure IV. 23 : Schéma de ferrailage du balcon

IV.6.5 Etude du balcon terrasse :**IV.6.5.1 Calcul des sollicitations ^[9] :****➤ Calcul des moments de flexion :**

$$M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} + p_u \times L = \frac{10,76 \times (1,30)^2}{2} + 3,793 \times 1,3 = 14,02 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \cdot L^2}{2} + p_{ser} \times L = \frac{7,86 \times (1,30)^2}{2} + 2,81 \times 1,3 = 10,29 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul de l'effort tranchant :

$$V_u = \frac{dM}{dx} = q_u \times L + p_u = 10,76 \times 1,3 + 3,79 = 17,78 \text{ KN.m}$$

IV.6.6 Calcul du ferrailage :**IV.6.6.1 Moment réduit :**

$$u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{14,02 \times 10^{-3}}{1 \times 0,144^2 \times 14,2} = 0,048$$

$$u = 0,048 < u_{lim} = 0,392 \rightarrow A'_s = 0 \rightarrow u = 0,053 < 0,1859 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2u}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,048}) = 0,062$$

$$A_s = \frac{0,8 \times \alpha \times b \times d \times f_{bc}}{f_{st}} = \frac{0,8 \times 0,062 \times 1 \times 0,144 \times 14,2}{347,83} = 2,92 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2,92 \text{ cm}^2$$

IV.6.7 Vérifications nécessaires :**• Condition de non-fragilité :**

Il faut vérifier que : $A_s \geq A_{smin}$

$$A_{smin} = \frac{0,23 \times 0,144 \times 1 \times 2,1}{400} = 1,7 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3,19 \text{ cm}^2 \geq A_{smin} = 1,7 \text{ cm}^2 \text{ (CV).}$$

On adopte : $A_s = 4T12 (4,52 \text{ cm}^2)$

• Vérification de l'effort tranchant à l'ELU :

Il faut vérifier que : $\tau_u \geq \bar{\tau}_u$:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{17,78 \times 10^{-3}}{1 \times 0,144} = 0,12 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,14 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,12 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,33 \text{ MPa (CV).}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification à l'ELS :**

- Comme la fissuration est peu préjudiciable Condition vérifiée.
- L'acier utilisé est de nuance Fe E 400 Condition vérifiée.
- La section est rectangulaire Condition vérifiée.
- Flexion simple Condition vérifiée.

Si la condition ci-dessous est vérifiée, la limitation des contraintes dans le béton sera inutile :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{14,02}{10,29} = 1,36 \rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \alpha \leq \frac{1,36-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,430$$

$$\alpha_u = 0,062 \leq \alpha = 0,43 \text{ (CV).}$$

Vérification des contraintes à ELS n'est pas nécessaire.

- **Armatures de répartition :**

$$A_{sr} = \frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \rightarrow \text{On adopte : } A_{sr} = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

- **Espacement des armatures :**

➤ **Armatures principales :**

$$S_p = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm. Donc il faut vérifier que : } S_p \leq S_{pmax}$$

$$S_{pmax} = \min(3h; 33\text{cm}) = \min(3 \times 16\text{cm}; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_p = 15 \text{ cm.}$$

➤ **Armatures secondaires :**

$$S_r = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm. Donc il faut vérifier que : } S_r \leq S_{rmax}$$

$$S_{rmax} = \min(4h; 45\text{cm}) = \min(4 \times 10\text{cm}; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \rightarrow \text{On prend } S_r = 20 \text{ cm.}$$

IV.6.8 Schéma de ferrailage :

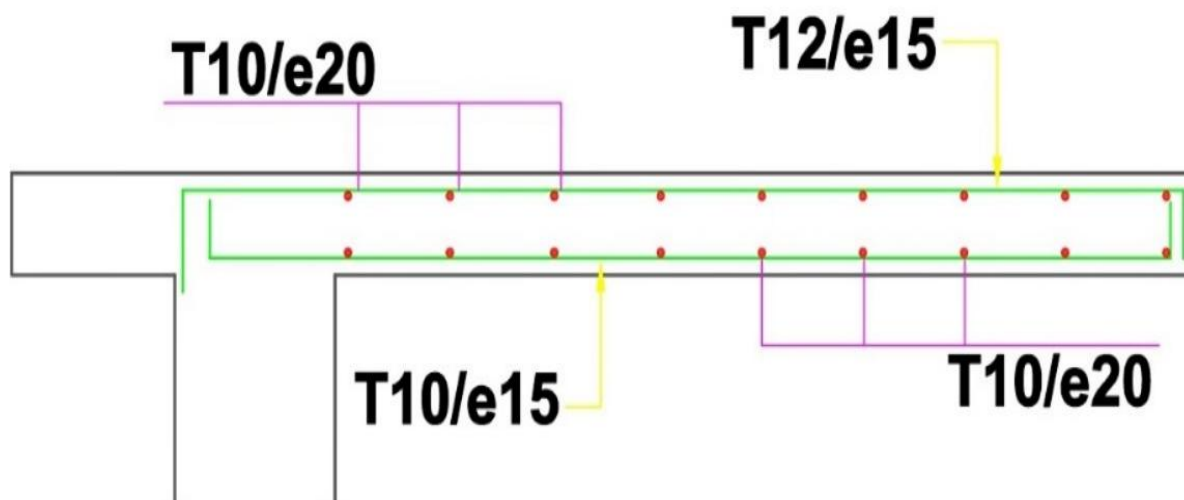


Figure IV. 24 : Schéma de ferrailage du balcon

Chapitre V

Analyse dynamique et modélisation

V.1 Introduction :

Les séismes ont toujours été l'une des catastrophes les plus graves pour l'humanité. Un séisme est une vibration terrestre causée par un dégagement d'énergie potentielle accumulée dans les roches.

Afin d'assurer la survie et la sécurité de la vie humaine, il était nécessaire de réaliser des constructions dites parasismiques.

Les règlements parasismiques visent à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions contre les effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement approprié. Ceci passe par une étude sismique visant à mettre en évidence le comportement dynamique de la structure.

Le calcul sismique de notre étude sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien RPA/V2003.

V.2 L'objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces vibrations. L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

Alors la résolution de l'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibrations libres ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul.

L'utilisation d'un logiciel préétablie en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple « **SAP2000, ETABS, ROBOT** » avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

V.3 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 :

- a. La méthode statique équivalente.
- b. La méthode d'analyse modale spectrale.
- c. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

V.3.1 La méthode statique équivalente ^[1] :

Dans cette méthode le RPA99/version 2003 propose de remplacer les forces réelles dynamique engendrées par le séisme qui se développent dans la construction, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérés appliqués séparément suivant les deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur qui définies les axes principaux de la structure.

V.3.2 La méthode d'analyse modale spectrale :

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

D'après le RPA99/version 2003 cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, en particulier dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

V.3.3 La méthode d'analyse par accélérogrammes ^{10]} :

Ou analyse temporelle. C'est une méthode dynamique par accélérogrammes. La réponse de la structure donnée en fonction du temps par l'intégrale de Duhamel.

V.4 Critères de classification ^[1] :

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

a) Classification des zones sismiques :

Le territoire national est divisé en cinq (05) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité 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.

Notre projet est implanté à la wilaya de Sétif, qui est classée comme une région de sismicité moyenne ⇒ **Zone IIa**.

b) Classification des ouvrages selon leur importance ^[1] :

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et de son importance vis-à-vis des objectifs de protection fixés par la collectivité.

Tout ouvrage qui relève du domaine d'application des présentes règles doit être classé dans l'un des quatre (04) groupes définis ci-après :

- a) **Groupe 1A** : Ouvrages d'importance vitale.
- b) **Groupe 1B** : Ouvrages de grande importance.
- c) **Groupe 2** : Ouvrages courants ou d'importance moyenne.
- d) **Groupe 3** : Ouvrages de faible importance.

Nous avons un bâtiment d'habitation collective (avec : $h = 32,30$ m) dont la hauteur ne dépasse pas 48 m, donc, le bâtiment a une importance moyenne \Rightarrow **Groupe 2**.

c) Classification des sites :

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent :

- e) **Catégorie S1** : site rocheux.
- f) **Catégorie S2** : site ferme.
- g) **Catégorie S3** : site meuble.
- h) **Catégorie S4** : site très meuble

Selon les résultats des différents types d'essais, le site sera classé dans la catégorie la plus appropriée. En cas de doute, classer dans la catégorie immédiatement la plus défavorable.

Notre site est classé comme un site meuble \Rightarrow **Catégorie S3**.

d) Classification des systèmes de contreventement ^[11] :

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.

En supposant que notre bâtiment est contreventé par un système constitué par des portiques et des voiles, prenant en compte le cas le plus défavorable avec un coefficient de comportement $R \Rightarrow$ (avec : $R = 3,5$), Cette valeur sera vérifiée ultérieurement.

V.5 La modélisation de la structure :

Dans l'analyse de la structure, la modélisation est une phase importante. Les résultats obtenus de l'étude d'un modèle choisi ne peuvent être assimilés à ceux de la structure réelle que si le comportement du modèle choisi reflète d'une manière appréciable le comportement réel de la structure, c'est dans cette option que nous devons choisir le modèle le plus approprié.

L'analyse se fera automatiquement par un logiciel "ETABS 9.7.4" après discrétisation de la structure en élément fini, ce logiciel offre la possibilité de faire un calcul plus exact et plus simple avec la possibilité d'une étude statique et dynamique toutes en même temps.

V.5.1 Présentation du logiciel ETABS 9.7.4 :

ETABS, ou "Extended Three-Dimensional Analysis of Building Systems" signifie : "Analyse tridimensionnelle étendue des systèmes de bâtiment", est un logiciel développé par CSI, utilisé pour la modélisation numérique, l'analyse structurelle et la conception de bâtiments.

Ce logiciel offre une puissante capacité d'analyse linéaire, utilisant la méthode des éléments finis pour concevoir et évaluer des bâtiments en béton armé. En utilisant un modèle numérique, il permet aux ingénieurs de simuler divers scénarios, tels que des charges sismiques, afin d'évaluer la réponse structurelle des bâtiments.

V.5.2 Pourquoi l'ETABS :

Nous avons fait appeler au logiciel (ETABS) pour déterminer :

- Les périodes propres.
- Les coefficients de participation modale.
- Les déplacements des planchers.
- Les forces sismiques.

V.5.3 Démarches de modélisation de notre structure :

Lors de modélisation de notre structure en ETABS dans une fenêtre d'utilisation complètement graphique, on a suivi les étapes suivantes :

- Définition de la géométrie de la structure.
- Définition des caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments (voiles, et dalles).
- Détermination des conditions aux appuis.
- Détermination des chargements de la structure.
- Définition et imposition de spectre de réponse sur la structure.
- Définition de type d'analyse, finalement cette dernière.

V.5.4 Etapes de modélisation :

1. Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments « Frame »
2. Les poutres entre deux nœuds de même niveau « i ».
3. Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux « i et i+1 ».
4. Les voiles sont représentés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds.
5. Chaque plancher a été modélisé par un diaphragme. Les planchers sont supposés indéformables dans leurs plans.
6. La masse de chaque niveau est répartie sur les nœuds du niveau considéré.

Pour tous les éléments non modélisés, leurs masses sont calculées et réparties sur les nœuds.

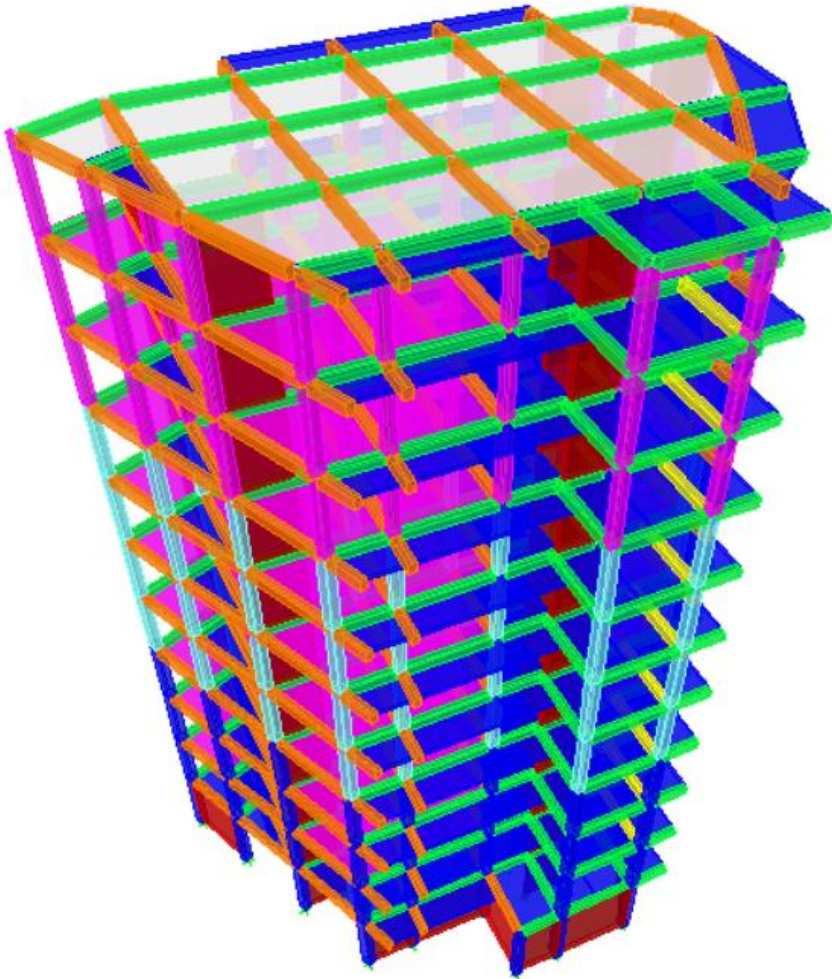


Figure V. 1: La vue en 3D de la structure

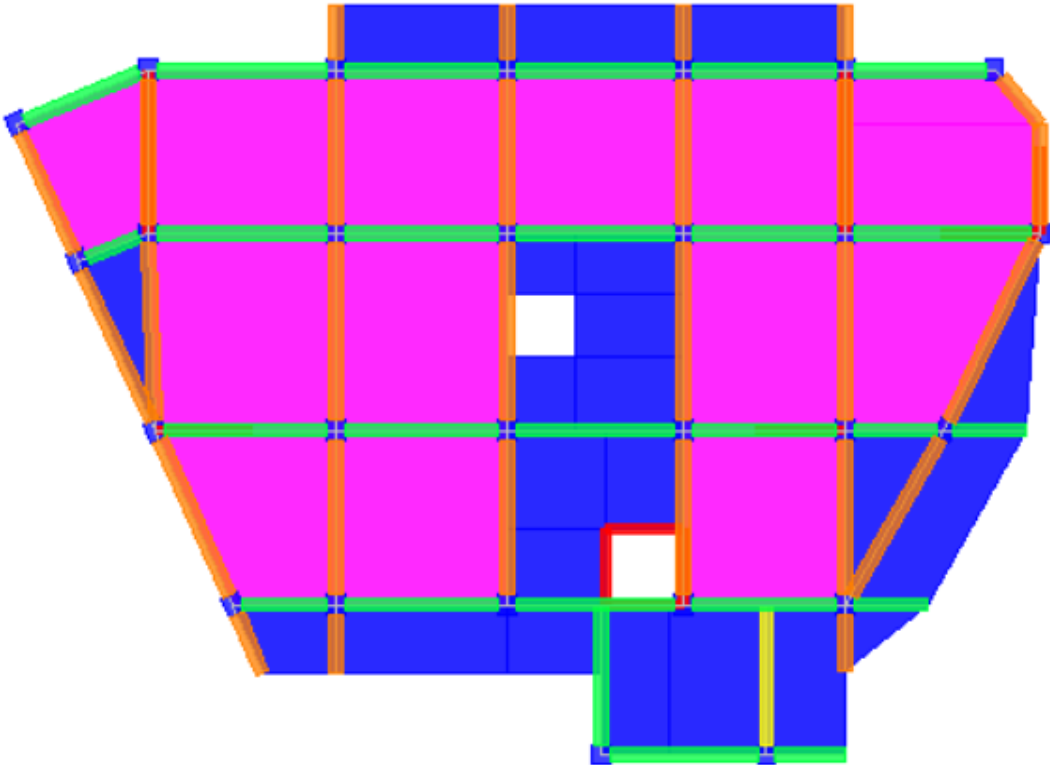


Figure V. 2 : La vue en 2D de la structure

V.6 Méthode dynamique modale spectrale :

V.6.1 Principe :

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

V.6.2 Spectre de réponse de calcul ^[1] :

L'action sismique est figurée par le spectre de calcul suivant :

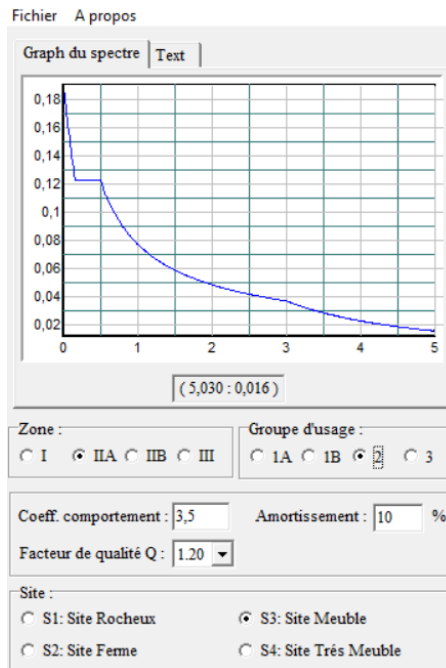


Figure V. 3 : La courbe de spectre de réponse

Le **RPA99/version 2003** impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante :

$$S_{a/g} = \begin{cases} 1,25 A \left[1 + (T / T_1)(2,5 \eta (Q/R) - 1) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \eta (1,25 A) (Q/R) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (1,25 A) (Q/R) (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5 \eta (1,25 A) (T_2/3)^{2/3} (3/T)^{3/5} (Q/R) & T_3 \geq 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T1 et **T2** : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : facteur de qualité.

V.6.3 Combinaisons d'action :

- **ELU** : $1,35 \times G + 1,5 \times Q$ CBA93, A.3.3
- **ELS** : $G + Q$ CBA93, A.3.3.2
- $G + Q \pm E_x$ RPA 2003,5.2
- $G + Q \pm E_y$ RPA 2003,5.2
- $0,8 \times G \pm E_x$ RPA 2003,5.2
- $0,8 \times G \pm E_y$ RPA 2003,5.2

V.7 Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée selon la formule :

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

- **A** : Coefficient d'accélération de zone.
- **D** : Facteur d'amplification dynamique moyen.
- **Q** : Facteur de qualité.
- **R** : Coefficient de comportement global de la structure.
- **W** : Poids total de la structure.

V.7.1 Coefficient D'accélération de zone :

Donné par le tableau V.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Tableau V. 1 : Coefficient d'accélération de zone (4.1)^[1]

Groupe d'usage	Zone			
	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	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

- Groupe d'usage 2, Zone IIa $\Rightarrow A = 0,15$.

V.7.2 Coefficient de comportement global de la structure :

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement.

Le système est (2) \Rightarrow On adopte : $R = 3,5$

V.7.3 Facteur de qualité ^[1] :

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

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 4.4^[1]

Les critères de qualité "q" à vérifier sont :

- **Conditions minimales sur les files de contreventement :**

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 a des files qui contiennent 2 travées.

⇒ Ce critère n'est pas satisfait dans les deux directions.

- **Redondance en plan ^[1] :**

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.

- **Régularité en plan :**

⇒ Ce critère n'est pas satisfait dans les deux directions.

- **Régularité en élévation :**

⇒ Ce critère n'est pas satisfait dans les deux directions.

- **Contrôle de la qualité des matériaux :**

Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise.

⇒ Ce critère n'est pas satisfait dans les deux directions.

- **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 n'est pas satisfait dans les deux directions.

Tableau V. 2 : Valeurs des pénalités (4.4)^[1]

Critère, q	Observé/Non observe	Pq
1. Condition minimales sur le fils de contrevie	Non observé	0,05
2. Redondance en plan	Non observé	0,05
3. Régularité en plan	Non observé	0,05
4. Régularité en élévation	Non observé	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Observé	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Observé	0
	Fq	1,2

V.7.4 Estimation de la période fondamentale de la structure :

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.

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.

➤ Par la formule empirique :

La période fondamentale est déterminée comme étant la plus petite valeur obtenue à partir des formules (4-6 et 4-7 de RPA 99 version 2003).

$$T_{\text{empirique}} = \min \left(C_T h_N^{3/4}; \frac{0,09 h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

H_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

⇒ $H_N = 32,30$ m.

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage, tableau 4.6.

Notre bâtiment est contreventé par un système de contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé (Tableau 4.6) donc ⇒ $C_T = 0,05$

$$T_{\text{empirique}} = (C_T h_N^{3/4}) = 0,05 \times 32,3^{3/4} = 0,667 \text{ s}$$

V.7.5 Facteur de correction d'amortissement :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7$$

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

Tableau V. 3 : Facteur de correction d'amortissement ^[1]

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	<u>10</u>
Dense	7	5	

Le bâtiment est contreventé par voile $\Rightarrow \xi = 10\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + 10)}} = 0,764 \geq 0,7$$

V.7.6 Facteur d'amplification dynamique moyen :

Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

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

T_1, T_2 : périodes caractéristiques, associées à la catégorie du site et données par le tableau 4.7.

Tableau V. 4 : Valeurs de T_1 et T_2 (4.7) ^[1]

Site	S1	S2	S3	S4
T_1 (sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
T_2 (sec)	0,30	0,40	<u>0,50</u>	0,70

Site meuble : S3 $\Rightarrow T_2 = 0,50$ s

Tableau V. 5 : Facteur d'amplification dynamique moyen ^[1]

T (Sec)	T_2 (Sec)	η	D
0,677	0,50	0,764	1,309

V.7.7 Poids total de la structure :

Le poids W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau i :

$$W = \sum W_i ; W_i = W_{GI} + \beta W_{QI}$$

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
 $\Rightarrow \beta = 0,2$

a. Disposition des voiles de contreventement :

La variante proposée 1 (architecturale) :

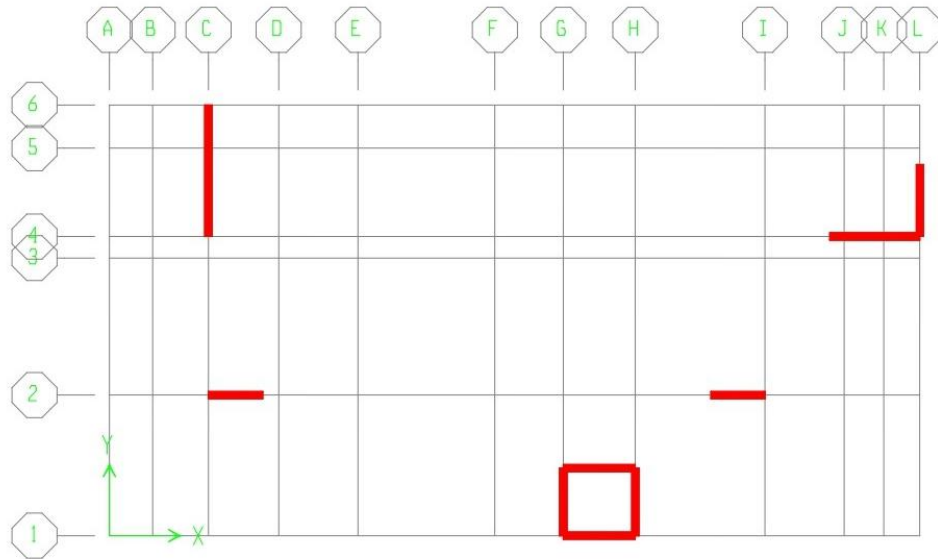


Figure V. 4 : Disposition des voiles de contreventement en plan - proposition architecturale

- Vérification du comportement des trois premiers modes :

Mode 1 :

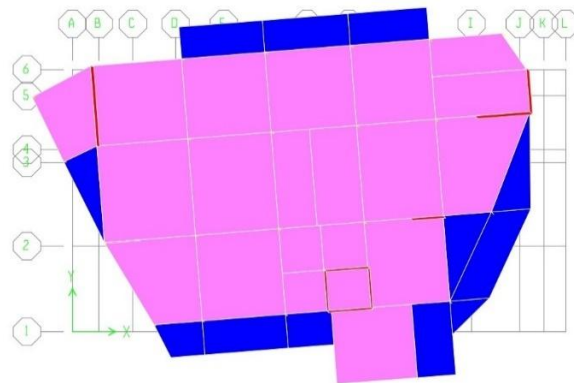


Figure V. 5 : Mode 1 (vue en plan)

Mode 2 :

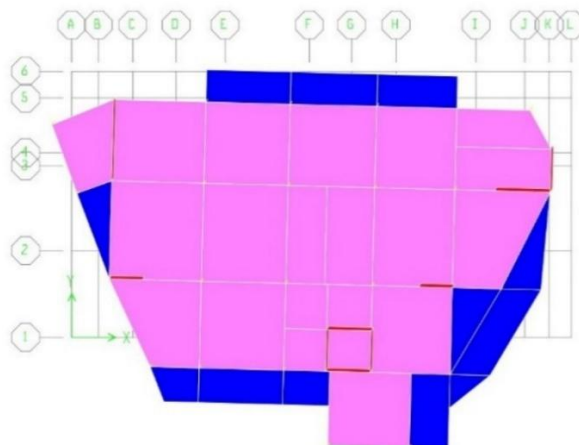


Figure V. 6 : Mode 2 (vue en plan)

Mode 3 :

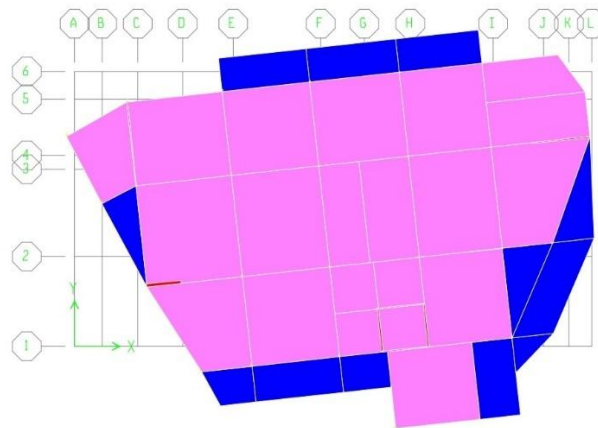


Figure V. 7: Mode 3 (vue en plan)

- **Résultats de l'analyse :**

Les valeurs des périodes et facteurs de participations modales calculées par le logiciel « ETABS » sont données dans le tableau suivant :

Tableau V. 6 : Les valeurs des périodes et facteurs de participation massique

Mode	Période (Sec)	U _X	U _Y	Sum U _X	Sum U _Y
1	0,982768	45,465	17,4185	45,465	17,4185
2	0,883379	22,7643	47,1085	68,2292	64,527
3	0,721273	3,611	5,8229	71,8402	70,3498
4	0,28091	8,127	3,3035	79,9672	73,6533
5	0,243185	5,6885	7,9679	85,6557	81,6212
6	0,189221	0,4418	4,4359	86,0975	86,0571
7	0,134069	3,0184	1,4623	89,1159	87,5193
8	0,113258	2,7112	2,6786	91,8271	90,198
9	0,085708	0,1166	2,0077	91,9438	92,2056
10	0,079256	1,6858	0,9362	93,6295	93,1418

- **Vérification de la période fondamentale :**

D'après RPA99 version 2003 (Art 4.2.4.4)^[1], il faut que la valeur de T_{num} calculée par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur estimée par les méthodes empiriques T_{emp} appropriées de plus de 30 %.

- On a: $T_{emp} = 0,667 \text{ sec} \rightarrow 1,3 \times T_{emp} = 0,881 \text{ sec}$.
- Mode 1 : $T_{num} = 0,982 \text{ sec} > T_{emp} = 0,881 \text{ sec}$ (CNV)

Donc nous proposerons une autre disposition pour les voiles de contreventement.

La variante proposée 2 :

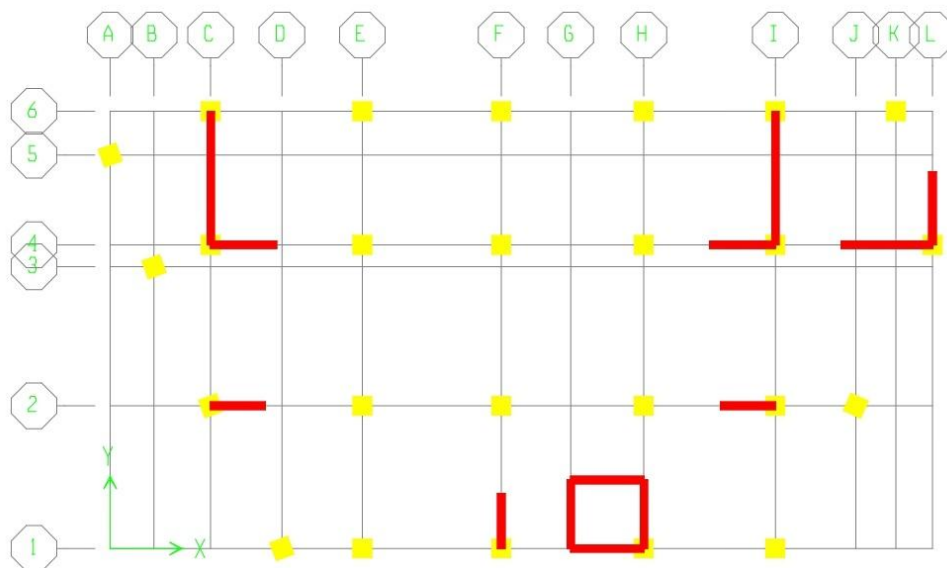


Figure V. 8 : Disposition des voiles de contreventement en plan - proposition 2

- Vérification du comportement des trois premiers modes :

Mode 1 :

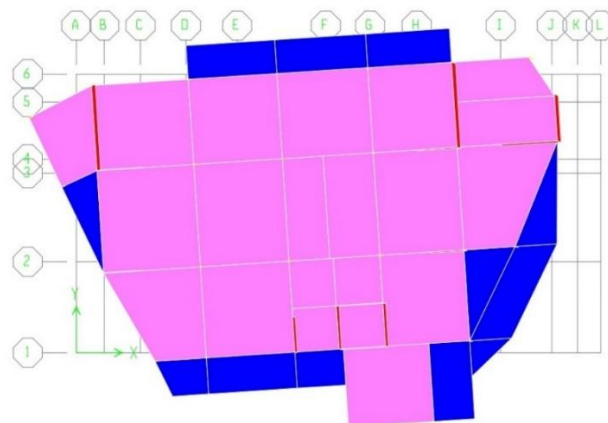


Figure V. 9 : Mode 1 translation sur x (vue en plan)

Mode 2 :

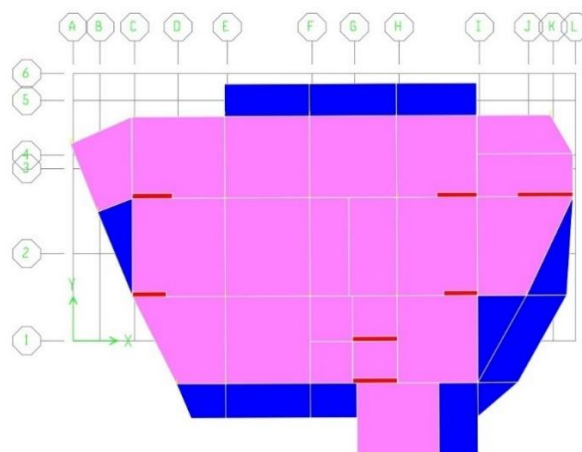


Figure V. 10 : Mode 2 translation sur y (vue en plan)

Mode 3 :

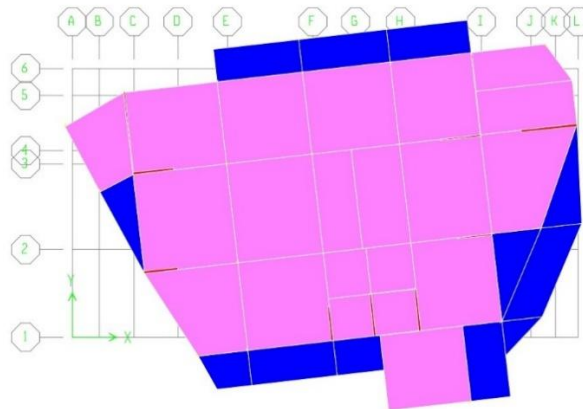


Figure V. 11 : Mode 3 rotation (vue en plan)

• Résultats de l'analyse :

Les valeurs des périodes et facteurs de participations modales calculées par le logiciel « ETABS » sont données dans le tableau suivant :

Tableau V. 7 : Les valeurs des périodes et facteurs de participation massique

Mode	Période	U _X	U _Y	Sum U _X	Sum U _Y
1	0,84694	63,6829	0,6883	63,6829	0,6883
2	0,76412	0,5269	67,58	64,2098	68,2682
3	0,67791	7,8279	0,0697	72,0377	68,338
4	0,23735	12,4001	0,0479	84,4378	68,3859
5	0,18713	0,2726	16,5933	84,7104	84,9792
6	0,17674	1,4618	1,2991	86,1722	86,2783
7	0,11117	5,091	0,0137	91,2632	86,292
8	0,08332	0,2959	4,7329	91,5591	91,0248
9	0,08032	0,4528	1,8403	92,0119	92,8651
10	0,06522	2,7817	0,0086	94,7936	92,8737

• 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%.

Tableau V. 8 : Vérification de la période fondamentale

T _{empirique}	1,3T _{empirique}	T _{numérique}	T _{numérique} ≤ 1,3T _{empirique}
0,667	0,881	0,846	Vérifié

Le poids est extrait par logiciel Etabs ⇒ W = 3520 ,91 KN

Tableau V. 9 : Résumé des résultats

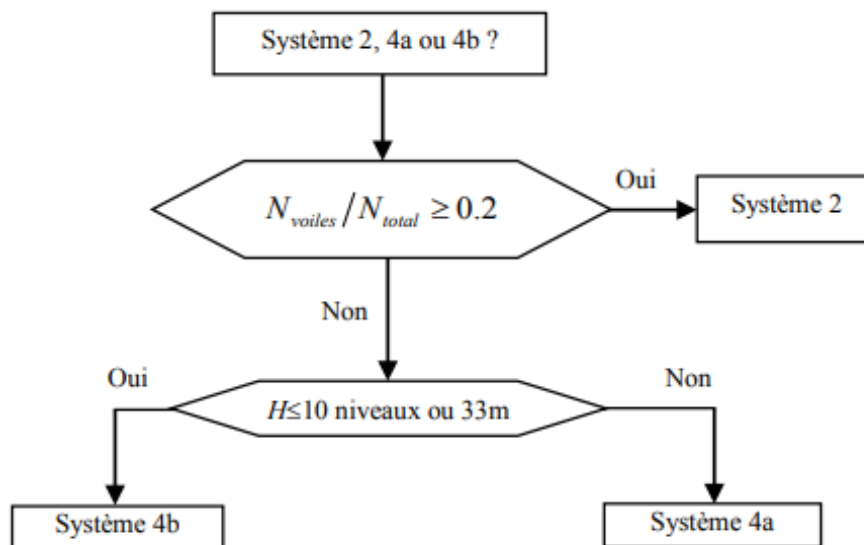
Paramètres	A	R	Q	D	W(t)
Valeur	0,15	3,5	1,20	1,559	3520,91

Donc la force sismique à la base :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0,15 \times 1,559 \times 1,2}{3,5} \times 3520,91 = 282,37 \text{ t}$$

V.8 Justification de système de contreventement de la structure :

Pour justifier le choix du système de contreventement (système 2), il est nécessaire de suivre les conditions énoncées par règlement RPA99v2003 [1].



Les voiles prennent plus de 20% de sollicitations verticales.

On choisit forfaitairement la combinaison à l'ELU, on trouve que :

$$\frac{N_{voiles}}{N_{totale}} = \frac{1564,55}{3878,1} \times 100 = 40\% \geq 20\% \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

V.9 Résultats et vérifications liées à l'analyse dynamique :

Pour les deux méthodes de calcul (statique et dynamique), il est nécessaire d'effectuer les vérifications suivantes :

- Vérifications spécifiques (l'effort normal réduit, contraintes de cisaillement).
- Vérification de la participation modale.
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.
- Vérification de la stabilité au renversement.
- Vérification des déformations (déplacements inter-étage).
- Vérification de l'effet (P-Δ).

Comme la méthode statique équivalente n'est pas appliquée à notre structure, donc les vérifications sont réalisées avec la méthode modale spectrale.

V.9.1 Vérifications spécifiques :

➤ Sollicitations normales :

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0,30$$

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.

Tableau V. 10: Vérification de l'effort normal réduit

Étage	Poteau	B_c (m ²)	N_d (kN)	v	$v \leq 0,3$
RDC	60×60	3600	2179,1	0,242	Vérifié
1 ^{er} Étage	60×60	3600	2066,1	0,230	Vérifié
2 ^{ème} Étage	60×60	3600	1743,1	0,194	Vérifié
3 ^{ème} Étage	60×60	3600	1538,5	0,171	Vérifié
4 ^{ème} Étage	60×50	3000	1333,4	0,178	Vérifié
5 ^{ème} Étage	60×50	3000	1133,4	0,151	Vérifié
6 ^{ème} Étage	60×50	3000	933,5	0,124	Vérifié
7 ^{ème} Étage	60×50	3000	734,3	0,098	Vérifié
8 ^{ème} Étage	50×50	2500	536,4	0,086	Vérifié
9 ^{ème} Étage	50×50	2500	343,7	0,055	Vérifié

V.9.2 Vérification de la participation modale :

➤ Nombre de modes à considérer : (Art 4.3.4)^[1]

Lors d'une analyse sismique par la méthode dynamique modale spectrale, la vérification de la participation modale consiste à s'assurer que la somme des masses modales effectives des modes retenus couvre une part significative de la masse totale de la structure. Cette vérification garantit que les modes considérés représentent suffisamment le comportement dynamique global de la structure.

➤ Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de 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.
 - Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.
- 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 : $K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_K \leq 0,20$ s

N : est le nombre de niveaux au-dessus du sol.

T : la période du mode K.

U_x, U_y : masses modales effectives pour les différentes directions x et y.

- 8 modes est le nombre qui satisfait (Le huitième mode, où la structure participe à plus de 90% de cette masse totale).

Tableau V. 11 : Les valeurs des périodes et facteurs de participation massique

Mode	Période	U_x	U_y	Sum U_x	Sum U_y
1	0,84694	63,6829	0,6883	63,6829	0,6883
2	0,76412	0,5269	67,58	64,2098	68,2682
3	0,67791	7,8279	0,0697	72,0377	68,338
4	0,23735	12,4001	0,0479	84,4378	68,3859
5	0,18713	0,2726	16,5933	84,7104	84,9792
6	0,17674	1,4618	1,2991	86,1722	86,2783
7	0,11117	5,091	0,0137	91,2632	86,292
8	0,08332	0,2959	4,7329	91,5591	91,0248
9	0,08032	0,4528	1,8403	92,0119	92,8651
10	0,06522	2,7817	0,0086	94,7936	92,8737

$$K \geq 3\sqrt{N}, K \geq 9,48486 \rightarrow K = 10$$

$$T_K \leq 0,20 \text{ s} \rightarrow T_{10} = 0,06522 \leq 0,20 \text{ s} \dots\dots\dots \text{Condition verifier.}$$

V.9.3 Vérification de 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.

À l'aide du logiciel ETABS, les valeurs obtenues de la force sismique ($E = V_t$) sont les suivantes :

$$E_x = 2323,40 \text{ KN} ; E_y = 2297,20 \text{ KN}$$

Tableau V. 12 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

$V_t(t)$	$0,8 V (t)$	$V_t \geq 0,8V$
229,70	225,89	Vérifié

V.9.3.1 Vérification de la stabilité au renversement : (Art 4.4.1)^[1]

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.

Il faut vérifier que : $F_s = \frac{\text{Moment stabilisant}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1,5$

➤ Moment stabilisant : $M_{sx} = W \times Y_G ; M_{sy} = W \times X_G$, Avec : $W = G + Q$

➤ Moment de renversement :

$$M_{rx} = \sum_{i=1}^n M_{rx,i} = \sum_{i=1}^n F_{x,i} \times h_i ; M_{ry} = \sum_{i=1}^n M_{ry,i} = \sum_{i=1}^n F_{y,i} \times h_i , \text{ Avec :}$$

F_i : Force sismique au niveau i .

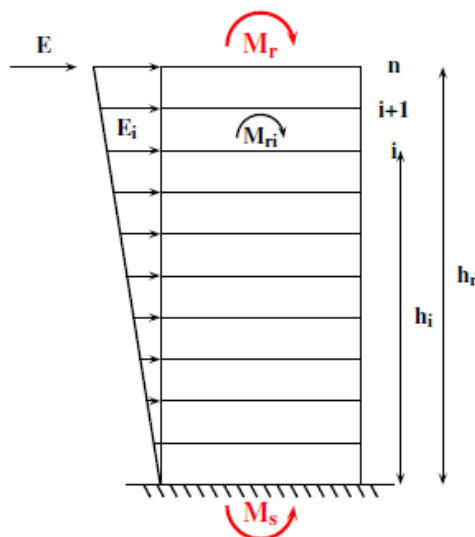


Figure V. 12 : Les forces agissantes sur la stabilité au renversement

➤ **Moment stabilisant :****Tableau V. 13 :** Moment stabilisant

G(KN)	Q(KN)	W(KN)	X _G (m)	Y _G (m)	M _{sx} (KN.m)	M _{sy} (KN.m)
34389,2	4878,1	39267,3	12,23	9,29	480239,08	364793,22

➤ **Moment de renversement selon x :****Tableau V. 14 :** Moment de renversement selon x

Étage	h (m)	F _{xi} (KN)	M _{rx,i} (KN.m)
Étage 9	32,3	440,7	14234,61
Étage 8	29,07	848,4	24662,98
Étage 7	25,84	1179,7	30483,45
Étage 6	22,61	1464,6	33114,61
Étage 5	19,38	1708,2	33104,92
Étage 4	16,15	1916,6	30953,09
Étage 3	12,92	2086,6	26958,87
Étage 2	9,69	2219,5	21506,96
Étage 1	6,46	2317,1	14968,46
RDC	3,23	2358,9	7619,25
$M_{rx} = \sum M_{r,i} =$			237607,2

➤ **Moment de renversement selon y :****Tableau V. 15 :** Moment de renversement selon y

Étage	h (m)	F _{yi} (KN)	M _{ry,i} (KN.m)
Étage 9	32,3	467,3	15093,79
Étage 8	29,07	892,8	25953,69
Étage 7	25,84	1214,3	31377,51
Étage 6	22,61	1483,7	33546,46
Étage 5	19,38	1718,5	33304,53
Étage 4	16,15	1912,1	30880,42
Étage 3	12,92	2069,6	26739,23
Étage 2	9,69	2202,3	14733,39
Étage 1	6,46	2299,3	14853,48
RDC	3,23	2340,1	7558,52
$M_{ry} = \sum M_{ry,j} =$			234041,02

Tableau V. 16 : Vérification de la stabilité au renversement

	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	F_s	F_s ≥ 1.5
Sens x	480239,08	237607,2	2,02	Condition verifier
Sens y	364793,22	234041,02	1,55	Condition verifier

V.9.4 Vérification des déplacements ^[1] :

Le déplacement horizontal à chaque niveau "K" de la structure est donné par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i .

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau "K-1" est égale à :

$$\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Le RPA99 exige que les déplacements relatifs inter étages, ne doivent pas dépasser le déplacement admissible :

$$\Delta K_{adm} = 1\% H_e$$

H_e : la hauteur de l'étage considéré.

On a :

➤ **Vérification des déplacements selon x :**

Tableau V. 17 : Calcul des déplacements selon x par la méthode dynamique

Story	UX=δek	R	δk (m)=UX×R	Δk (m)	hk	1%h	Observation
Étage 9	0,0178	3,5	0,0623	0,0049	3,24	0,0324	C V
Étage 8	0,0164	3,5	0,0574	0,00595	3,23	0,0323	C V
Étage 7	0,0147	3,5	0,05145	0,0063	3,23	0,0323	C V
Étage 6	0,0129	3,5	0,04515	0,00735	3,23	0,0323	C V
Étage 5	0,0108	3,5	0,0378	0,00735	3,23	0,0323	C V
Étage 4	0,0087	3,5	0,03045	0,00805	3,23	0,0323	C V
Étage 3	0,0064	3,5	0,0224	0,0077	3,23	0,0323	C V
Étage 2	0,0042	3,5	0,0147	0,007	3,23	0,0323	C V
Étage 1	0,0022	3,5	0,0077	0,00525	3,23	0,0323	C V
RDC	0,0007	3,5	0,00245	0,00245	3,23	0,0323	C V

➤ Vérification des déplacements selon y :

Tableau V. 18 : Calcul des déplacements selon y par la méthode dynamique

Story	UX=δek	R	δk (m)=UX×R	Δk (m)	hk	1%h	Observation
Étage 9	0,0144	3.5	0,0504	0,00525	3.24	0,0324	C V
Étage 8	0,0129	3,5	0,04515	0,0056	3.23	0,0323	C V
Étage 7	0,0113	3,5	0,03955	0,00595	3.23	0,0323	C V
Étage 6	0,0096	3,5	0,0336	0,0063	3.23	0,0323	C V
Étage 5	0,0078	3,5	0,0273	0,00595	3.23	0,0323	C V
Étage 4	0,0061	3,5	0,02135	0,00595	3.23	0,0323	C V
Étage 3	0,0044	3,5	0,0154	0,0056	3.23	0,0323	C V
Étage 2	0,0028	3,5	0,0098	0,0049	3.23	0,0323	C V
Étage 1	0,0014	3,5	0,0049	0,0035	3.23	0,0323	C V
RDC	0,0004	3,5	0,0014	0,0014	3.23	0,0323	C V

V.9.5 Vérification de l'effet (P - Δ) :

(Art 5.9)^[1]

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 :

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

Avec :

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

$$P_K = \sum_{l=1}^n (W_{Rl} + \beta W_{ql})$$

V_K : effort tranchant d'étage au niveau " k ".

Δ_K : déplacement relatif du niveau " k " par rapport au niveau " k - 1 ".

h_K : hauteur de l'étage " k ".

➤ Vérification dans la direction x :

Tableau V. 19 : Vérification de l'effet (P- Δ) suivant x

Niveau	P_k (KN)	Δ_k (m)	V_k (KN)	h_k (m)	θ_k	$\theta_k \leq 0,1$
Étage 9	319,83	0,0049	43,34	3,24	0,01116	Vérifié
Étage 8	661,35	0,00595	83,61	3,23	0,01457	Vérifié
Étage 7	1002,87	0,0063	116,38	3,23	0,01681	Vérifié
Étage 6	1353,11	0,00735	144,56	3,23	0,0213	Vérifié
Étage 5	1703,34	0,00735	168,67	3,23	0,02298	Vérifié
Étage 4	2053,58	0,00805	189,27	3,23	0,02704	Vérifié
Étage 3	2403,82	0,0077	206,05	3,23	0,02781	Vérifié
Étage 2	2764,52	0,007	219,15	3,23	0,02734	Vérifié
Étage 1	3125,23	0,00525	228,76	3,23	0,02221	Vérifié
RDC	3485,93	0,00245	232,88	3,23	0,01135	Vérifié

θ : est tout le temps inférieur à 0,1, alors les effets P – Δ dans la direction x sont négligés.

➤ Vérification dans la direction y :

Tableau V. 20 : Vérification de l'effet (P- Δ) suivant y

Niveau	P_k (KN)	Δ_k (m)	V_k (KN)	h_k (m)	θ_k	$\theta_k \leq 0,1$
Étage 9	319,83	0,00525	45,87	3,24	0,0113	Vérifié
Étage 8	661,35	0,0056	87,65	3,23	0,0131	Vérifié
Étage 7	1002,87	0,00595	119,2	3,23	0,0155	Vérifié
Étage 6	1353,11	0,0063	145,61	3,23	0,0181	Vérifié
Étage 5	1703,34	0,00595	168,64	3,23	0,0186	Vérifié
Étage 4	2053,58	0,00595	187,64	3,23	0,0202	Vérifié
Étage 3	2403,82	0,0056	203,13	3,23	0,0205	Vérifié
Étage 2	2764,52	0,0049	216,18	3,23	0,0194	Vérifié
Étage 1	3125,23	0,0035	225,75	3,23	0,0150	Vérifié
RDC	3485,93	0,0014	229,77	3,23	0,0066	Vérifié

θ : est tout le temps inférieur à 0,1, alors les effets P – Δ dans la direction y sont négligés.

V.10 La largeur de joint sismiques :**(Article 5.8) ^[1]**

Dans nos deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{\min} satisfait la condition suivante :

$$d_{\min} = 15 \text{ mm} + (\delta_1 + \delta_2) \text{ mm} \geq 40 \text{ mm}$$

$$d_{\min} = 15 \text{ mm} + (50,4 \times 2) \text{ mm} \geq 40 \text{ mm}$$

$$d_{\min} = 15 \text{ mm} + (50,4 \times 2) \text{ mm} \geq 40 \text{ mm}$$

$$d_{\min} = 115,8 \text{ mm} = 11,5 \text{ cm}$$

⇒ Donc on prend : $d = 15 \text{ cm}$

V.11 Conclusion :

L'étude de ce chapitre nous a permis de déterminer les valeurs propres du bâtiment, les modes propres ; périodes propres et facteur de participation relatifs à chaque mode.

Ces résultats seront utilisés pour déterminer les efforts dans la structure dus à un séisme, et on peut dire aussi que suivant les règles parasismiques algériennes RPA99/version2003 notre structure est stable dans le cas de présence d'action sismique.

Chapitre VI
Ferraillage des
éléments structuraux

VI.1 Introduction :

Les éléments structuraux comprennent des portiques (poteaux-poutres) et des voiles associés entre eux de manière rigide. Ces éléments porteurs font partie du système de contreventement, et sont conçus pour résister aux charges horizontales (sismiques) ainsi qu'aux charges verticales (gravitaires).

Ainsi, ces éléments doivent être correctement dimensionnés afin de résister aux différentes sollicitations. C'est pourquoi l'intégration d'un outil numérique tel qu'ETABS est essentielle. Cet outil nous fournit les efforts internes auxquels ces éléments sont soumis.

VI.2 Ferrailage des poteaux :

VI.2.1 Combinaisons des charges :

➤ Selon BAEL 91 ^[2] :

ELU : Situation durable → $1,35G + 1,5Q$

ELS : Situation durable → $G + Q$

➤ Selon RPA 99 ^[1] :

Situation accidentelle → $G + Q + E$; $0,8G \pm E$, avec :

G : Charges permanentes.

Q : Surcharge d'exploitation.

E : Action du séisme.

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale favorisé correspondra à la maximale des trois valeurs (le cas le plus défavorable).

➤ Données de calcul :

Tableau VI. 1 : Déférant données de calcul

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
$\gamma_b = 1,5$	$\gamma_s = 1,15$	$\gamma_b = 1,15$	$\gamma_s = 1$
$f_{c28} = 25 \text{ MPA}$	$f_e = 400 \text{ MPA}$	$f_{c28} = 25 \text{ MPA}$	$f_e = 400 \text{ MPA}$
$\gamma_{bc} = 14,2 \text{ MPA}$	$\gamma_{st} = 347,83 \text{ MPA}$	$\gamma_{bc} = 14,2 \text{ MPA}$	$\gamma_{st} = 347,83 \text{ MPA}$

➤ Ferrailage des poteaux :

Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal N_{max} et le moment correspondant « M_{cor} ».
- Effort normal minimal N_{min} et le moment correspondant « M_{cor} ».
- Moment fléchissant maximal M_{max} et l'effort normal correspondant « N_{cor} ».

VI.2.2 Recommandation du RPA 99/Version 2003 :

VI.2.2.1 Armatures longitudinales ^[1] :

- 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 :
 - Le pourcentage minimal d'armatures est : 0,8 % (b × h) (en zone IIa).
 - Le pourcentage maximal en zone de recouvrement est : 6 % (b × h).
 - Le pourcentage maximal en zone courante est : de 4 % (b × h).
- **Selon le règlement RPA ^[1] :**
 - Le diamètre minimal est de 12[mm].
 - La longueur minimale de recouvrement $L_r = 40 L\Phi$ (en zone IIa).
 - La distance entre les barres longitudinales dans une face ne doit pas dépasser 25 cm en zone IIa.
 - Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

Tableau VI. 2 : Tableau récapitulatif des sections d'aciers recommandées par RPA

Section des Poteau (cm ²)	Zone	Section min (cm ²)	Section max (cm ²)
60×60	Courante	0,008×60×60 = 28,8	0,04×60×60 = 144
	De recouvrement		0,06×60×60 = 216
60×50	Courante	0,008×60×50 = 24	0,04×60×50 = 120
	De recouvrement		0,06×60×50 = 180
50×50	Courante	0,008×50×50 = 20	0,04×50×50 = 100
	De recouvrement		0,06×50×50 = 150

VI.2.2.2 Armatures transversales A_t :

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

v_u : effort tranchant de calcul

h_1 : hauteur totale de la section brute

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ;

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

La valeur maximale de cet espacement est fixée comme suit :

- **En zone nodale** : $St = \text{Min}(10 \varnothing, 15\text{cm})$ en zone IIa
- **En zone courante** : $St = 15 \varnothing$ en zone I et IIa, avec :

\varnothing : Le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale ($At/b \times st$) en % est donnée comme suit :

- 0,3 % $\rightarrow \lambda g \geq 5$
- 0,8 % $\rightarrow \lambda g \leq 3$
- $3 < \lambda g < 5 \rightarrow$ interpolé entre les valeurs limites précédentes.

λg : est l'élanement géométrique du poteau : $\lambda g = (Lf/a \text{ ou } Lf/b)$

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

VI.2.3 Les sollicitations obtenues par logiciel ETABS :

Tableau VI. 3 : Les sollicitations N_{\max} et M_{cor} obtenues par logiciel ETABS

Sollicitation	Combinaison	Etage	Section (cm ²)	N_{\max} (KN)	M_{cor} (KN.m)	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)
N_{\max} et M_{cor}	1,35G+1,5Q	S-sol, RDC, E1, E2	60×60	2754,2	5,89	2004,1	4,09
		E3, E4, E5, E6	60×50	1665,2	2,26	1213,2	1,89
		E7, E8, E9	50×50	672,8	2,57	490,6	1,87

Tableau VI. 4 : Les sollicitations M_{\max} et N_{cor} obtenues par logiciel ETABS

Sollicitation	Combinaison	Etage	Section (cm ²)	N_{cor} (KN)	M_{\max} (KN.m)	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)
M_{\max} et N_{cor}	G + Q + Ex G + Q + Ey	S-sol, RDC, E1, E2	60×60	860,3	119,96	1264,1	19,89
		E3, E4, E5, E6	60×50	510,6	101,87	428,4	36,07
		E7, E8, E9	50×50	99	96,25	92,7	22,91

Tableau VI. 5 : Les sollicitations N_{\min} et M_{cor} obtenues par logiciel ETABS

Sollicitation	Combinaison	Etage	Section (cm ²)	N_{\min} (KN)	M_{cor} (KN.m)	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)
N_{\min} et M_{cor}	0,8G + Ex 0,8G + Ey	S-sol, RDC, E1, E2	60×60	101,1	4,31	446,5	3,49
		E3, E4, E5, E6	60×50	31,2	12,25	485,6	4,41
		E7, E8, E9	50×50	3,8	9,6	38,1	7,97

VI.2.4 Exemple de calcul de ferrailage poteau (60×60) :

VI.2.4.1 Armatures longitudinales :

$$M_{\max} = 119,96 \text{ KN}$$

$$N_{\text{cor}} = 860,3 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ser}} = 19,89 \text{ KN.m}$$

$$H = 0,6 \text{ m} \Rightarrow d = 0,9 \times 0,6 = 0,54 \text{ m}$$

$$b = 0,6 \text{ m}$$

➤ Calcul de l'excentricité :

- $e_{\text{tot}} = e_1 + e_2$
- $e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right\} = \max(2 ; 0,89) = 2 \text{ cm}$
- $e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a = 0,16 \text{ m}$
- $\alpha = \frac{M_G}{M_{\text{ser}}} = \frac{15,75}{19,89} = 0,79$
- $L_f = 0,7 \times L_0 = 226 \text{ cm}$
- $\phi = 2$
- $e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10000 \times h} \times (2 + \alpha \times \phi) = 0,92 \text{ cm}$

$$\text{Donc : } e_{\text{tot}} = 0,0092 + 0,16 = 0,17 \text{ m}$$

- L'effort de compression centré maximale supportable par le béton :

$$N_{b\max} = b \times h \times \sigma_{bc} = 0,6 \times 0,6 \times 14200 = 5111 \text{ KN}$$

- Coefficient ψ :

$$\psi = \frac{N_u}{b \times h \times \sigma_{bc}} = \frac{2754,2}{5111} = 0,129$$

$\psi_{<0,81}$ et $\psi_{<0,66}$ donc :

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi})} = 0,163$$

$$e_{Nc} = \xi \times h = 0,141 \times 0,6 = 0,098 \text{ m}$$

$e_{tot} = 0,17 > e_{Nc} = 0,098 \Rightarrow$ Donc la section est partiellement comprimée.

- On calcul la section d'armature en flexion simple $A_{s \text{ fictif}}$ sous l'effet du moment $M_{u \text{ fictif}}$ puis on déduit la section d'armature réelle en flexion composée.

$$A_s = A_{s \text{ fictif}} - \frac{N_u}{f_{st}}$$

- Calcul du moment fictif : $M_{u \text{ fictif}} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = N_u \left(e + d - \frac{h}{2} \right)$

Hauteur utile : $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,6 = 0,54 \text{ m}$

$$M_{u \text{ fictif}} = 860,63 \left(0,17 + 0,54 - \frac{0,60}{2} \right) = 350,47 \text{ KN.m}$$

$$\text{moment réduit : } \mu = \frac{M_{u \text{ fictif}}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{350,47 \times 10^{-3}}{0,6 \times 0,54^2 \times 14,20} = 0,108$$

$$\mu = 0,108 < \mu_{limite} = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \Rightarrow \text{Pivot B}$$

$$\mu = 0,108 < 0,1859 \Rightarrow \mu = 0,108 > 0,1042 \Rightarrow$$

$$\alpha = (1 - 0,9366\sqrt{1 - 2\mu}) = (1 - 0,9366\sqrt{1 - 2 \times 0,108}) = 0,143$$

$$\beta = \frac{16\alpha - 1}{15} = 0,115$$

$$A_{s \text{ fictif}} = \frac{\beta \times b \times d \times f_{bu}}{f_{su}} = \frac{0,115 \times 0,6 \times 0,5 \times 18,47}{400} = 0,001731 = 17,31 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 17,31 \times 10^{-4} - \frac{860 \times 10^{-3}}{400} = -4,2 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = -4,2 \text{ cm}^2$$

Tableau VI. 6 : Excentricité et nature de la section du poteau RDC (60x60)

Combinaison	e_a (cm)	e_1 (cm)	e_2 (cm)	e (cm)	ψ	ξ	e_{Nc} (cm)	Section
ELU	2	4,15	0,71	4,86	0,05	0,165	9,91	S.E.C
G+Q+E	2	15,94	0,92	16,8	0,129	0,163	9,76	S.P.C
0,8G+E	2	6,26	0,94	7,21	0,0152	0,166	9,97	S.E.C

Tableau VI. 7 : Section d'armature calculée du poteau RDC (60x60)

Combinaison	M_{fictif} (KN.m)	μ	α	$A_{s \text{ fictif}}$ (cm ²)	A_s (cm ²)
ELU	/	/	/	/	14,4
G+Q+E	350,47	0,108	0,143	17,31	-4,2
0,8G+E	/	/	/	/	14,4

VI.2.4.2 Ferrailage transversal :

Selon l'article 7.4.2.2 de RPA99 (v2003) :

$$\lambda_g = L_f/a = \frac{2,26}{0,6} = 3,76 \text{ cm} < 5 \text{ donc } \rho_a = 3,75$$

λ_g : L'élançement géométrique.

ρ_a : Coefficient correcteur.

- **Zone courante :**

$$A_{tmin} \geq \frac{S_t b(0,003 + 0,008)}{2} \Rightarrow A_{tmin} \geq \frac{0,011 \times 15 \times 60}{2} \Rightarrow 4,95 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{\rho_a V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e} = \frac{3,75 \times 64,3 \times 10^{-3} \times 0,15}{0,60 \times 400} = 1,50 \text{ cm}^2$$

- **Zone nodale :**

$$A_{tmin} \geq \frac{S_t b(0,003 + 0,008)}{2} \Rightarrow A_{tmin} \geq \frac{0,011 \times 10 \times 60}{2} \Rightarrow 3,30 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{\rho_a V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e} = \frac{3,75 \times 64,3 \times 10^{-3} \times 0,10}{0,60 \times 400} = 1,01 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_t = 6\text{HA}10(4,71 \text{ cm}^2)$, donc on a 6 brins d'armatures

$$6 \times A_{\phi 10} = 6 \times 0,79 = 4,71 \text{ cm}^2 \text{ soit 3 cadre en HA10}$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm}\right) = 60\text{cm}$$

VI.2.4.3 Vérifications nécessaires :**a. Condition de non-fragilité :**

$$A_s \geq A_{s-min} : A_{s-min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_c} = \frac{0,23 \times 0,6 \times 0,6 \times 2,1}{400} = 4,34 \text{ cm}^2 A_s = 8 \text{ cm}^2 \geq A_{s-min}$$

b. Vérification de RPA99 (v2003) :➤ **Pourcentage total minimum des aciers longitudinaux :**

$$A_{s-min} = 0,008 \times 60 \times 60 = 28,8 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } 8\text{T}16 + 4\text{T}20 \text{ avec } A_s = 28,65 \text{ cm}^2$$

➤ **Pourcentage total maximum des aciers longitudinaux :**

- **Zone courante :**

$$A_{s-maxRPA} = 3\%bh = 0,03 \times 60 \times 60 = 108 \text{ cm}^2$$

$$A_{s-travée} = 28,65 \text{ cm}^2 \leq 108 \text{ cm}^2$$

- **Zone de recouvrement :**

$$A_{s-maxRPA} = 6\%bh = 0,06 \times 60 \times 60 = 216 \text{ cm}^2$$

$$A_{s-appui} = 28,65 \text{ cm}^2 \leq 216 \text{ cm}^2$$

- **Le diamètre minimum est de 12 mm :**

$$\phi_{1_{\min}} = 16 \text{ mm} \geq 12 \text{ mm}$$

- **La longueur minimale de recouvrement :**

$$L_{\text{recouvrement}} = 40\phi_1$$

$$L_1 = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$$

$$L_2 = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$$

- **L'espacement :**

Selon x : $S_t = (60 - 6)/3 = 18 \text{ cm} < 25 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

Selon y : $S_t = (60 - 6)/3 = 18 \text{ cm} < 25 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

c. Vérification des contraintes à L'ELS :

Il faut vérifier les contraintes de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$$

- **Calcul des contraintes maximales :**

$$\sigma_{bc} = \frac{Z \times N_{ser}}{I} \times y_{ser}$$

$$y_{ser} = z + c$$

$$c = \frac{h}{2} - e = e - \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,6}{2} - \frac{4,09}{2004,1} = 0,297 \text{ m}$$

$$p = -3c^2 + 90A_s \frac{d - c}{I} y_{ser}$$

$$p = -3(0,297)^2 + 90(28,65 \times 10^{-4}) \times \frac{0,54 - 0,297}{0,60} = -0,160 \text{ m}^2$$

$$q = -2c^3 - 90 \cdot A_s \frac{(d - c)^2}{b}$$

$$q = -2(0,297)^3 - 90(28,65 \times 10^{-4}) \times \frac{(0,54 - 0,297)^2}{0,60} = -0,077 \text{ m}^3$$

⇒ Donc l'équation à résoudre est : $z^3 - 0,160z - 0,077 = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = (-0,077)^2 + \frac{4 \times (-0,16)^3}{27} = 5,32 \times 10^{-3} > 0$$

$$t = 0,5(\sqrt{\Delta} - q) = 0,5 \times (\sqrt{5,32 \times 10^{-3}} + 0,077) = 0,075$$

$$u = \sqrt[3]{t} = \sqrt[3]{0,075} = 0,42$$

$$z = u - \frac{p}{3u} = 0,42 - \frac{-0,160}{3 \times 0,42} = 0,546$$

$$y_{ser} = 0,546 + 0,297 = 0,843 \text{ m}$$

➤ **Moment d'inertie I :**

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

$$I = \frac{0,60 \times 0,843^3}{3} + 15 \times 28,65 \times 10^{-4} \times (0,54 - 0,843)^2$$

$$I = 0,1237 \text{ m}^4$$

➤ **Calculons les contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{0,546 \times 2004,1 \times 10^{-3}}{0,1237} \times 0,843 = 7,45 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = 7,45 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition est Vérifiée.}$$

d. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u \leq \frac{V_u}{b \times d} = \frac{860,3 \times 10^{-3}}{0,6 \times 0,54} = 2,65 \text{ MPa}$$

Selon les règles de (BAEL 91) :

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

$$\text{Donc : } \tau_u = 2,65 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

VI.2.5 Ferrailage poteau (60×50) :

Tableau VI. 8 : Les sollicitations obtenues par logiciel ETABS

Sollicitation	Combinaison	N _{max} (KN)	M _{cor} (KN.m)	N _{min} (KN)	M _{cor} (KN.m)	N _{cor} (KN)	M _{max} (KN.m)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)
N _{max} et M _{cor}	1,35G+ 1,5Q	1665,2	2,26	/	/	/	/	1213,2	1,89
N _{cor} et M _{max}	G+Q +E	/	/	/	/	510,6	101,87	428,4	36,07
N _{min} et M _{cor}	0,8G+E	/	/	31,2	12,25	/	/	485,6	4,41

Tableau VI. 9 : Excentricité et nature de la section du poteau RDC (60×50)

Combinaison	e _a (cm)	e ₁ (cm)	e ₂ (cm)	e(cm)	ψ	ξ	e _{NC} (cm)	Section
ELU	2	3,36	2,30	5,66	0,039	0,166	8,28	S.E.C
G+Q+E	2	21,95	1,14	23,09	0,092	0,164	8,20	S.P.C
0,8G+E	2	41,64	1,12	42,64	0,0055	0,167	8,33	S.P.C

Tableau VI. 10 : Section d'armature calculée du poteau RDC (60×50)

Combinaison	M _{fictif} (KN.m)	μ	α	A _s fictif (cm ²)	A _s (cm ²)
ELU	/	/	/	/	12
G+Q+E	220,02	0,09	0,16	12,99	0,23
0,8G+E	19,41	0,0086	0,04	1,04	0,27

VI.2.6 Ferrailage poteau (50×50) :

Tableau VI. 11 : Les sollicitations obtenues par logiciel ETABS

Sollicitation	Combinaison	N _{max} (KN)	M _{cor} (KN.m)	N _{min} (KN)	M _{cor} (KN.m)	N _{cor} (KN)	M _{max} (KN.m)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)
N _{max} et M _{cor}	1,35G+ 1,5Q	672,8	2,57	/	/	/	/	490,6	1,87
N _{cor} et M _{max}	G+Q +E	/	/	/	/	99	96,25	92,9	40,89
N _{min} et M _{cor}	0,8G+E	/	/	3,80	9,60	/	/	38,1	7,97

Tableau VI. 12 : Excentricité et nature de la section du poteau RDC (50×50)

Combinaison	e _a (cm)	e ₁ (cm)	e ₂ (cm)	e(cm)	ψ	ξ	e _{NC} (cm)	Section
ELU	2	2,38	2,41	4,79	0,14	0,161	8,03	S.E.C
G+Q+E	2	99,22	1,14	100,37	0,021	0,166	8,30	S.P.C
0,8G+E	2	254,63	1,10	255,73	0,00083	0,167	8,33	S.P.C

Tableau VI. 13 : Section d'armature calculée du poteau RDC (50×50)

Combinaison	M _{fictif} (KN.m)	μ	α	A _s fictif (cm ²)	A _s (cm ²)
ELU	/	/	/	/	10
G+Q+E	119,16	0,063	0,124	6,92	4,45
0,8G+E	10,48	0,0056	0,034	0,59	0,50

Tableau VI. 14 : Vérification des armatures longitudinales

Poteau	A _s (cm ²)	A _s min RPA (cm ²)	A _s max RPA (cm ²)		A _s adopté (cm ²)	Choix
			Courante	Recouvrement		
P(60x60)	10,7	28,8	108	216	28,65	4HA20+8HA16
P(60x50)	7,2	24	90	180	24,63	4HA20+6HA16
P(50x50)	6,7	20	75	150	20,61	4HA20+4HA16

Tableau VI. 15 : Vérification des contraintes à l'ELS

Poteau	y_{ser} (m)	$I(m^4)$	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
P(60x60)	0,843	0,123	7,45	15	Vérifié
P(60x50)	0,859	0,134	4,36	15	Vérifié
P(50x50)	0,686	0,056	2,63	15	Vérifié

Tableau VI. 16 : Vérification de l'effort tranchant à l'ELU

Poteau	V_u (kN)	τ (MPa)	$\overline{\tau}_u$ (MPa)	$\tau \leq \overline{\tau}_u$
P(60x60)	63,8	0,195	3,33	Vérifié
P(60x50)	64,3	0,238	3,33	Vérifié
P(50x50)	63,9	0,236	3,33	Vérifié

VI.2.7 Calcul des armatures transversales :

Tableau VI. 17 : Espacement et armatures transversales

Poteau	Espacement (cm)		A_t (cm ²)		h' (cm)	A_t dopté (cm ²)	Choix
	Zone courante	Zone nodale	Zone courante	Zone nodale			
P(60x60)	15	10	2,7	1,8	60	3,14	6HA10
P(60x50)	15	10	2,25	1,15	60	2,01	6HA10
P(50x50)	15	10	2,25	1,15	60	2,01	6HA10

VI.2.8 Schéma de ferrailage :

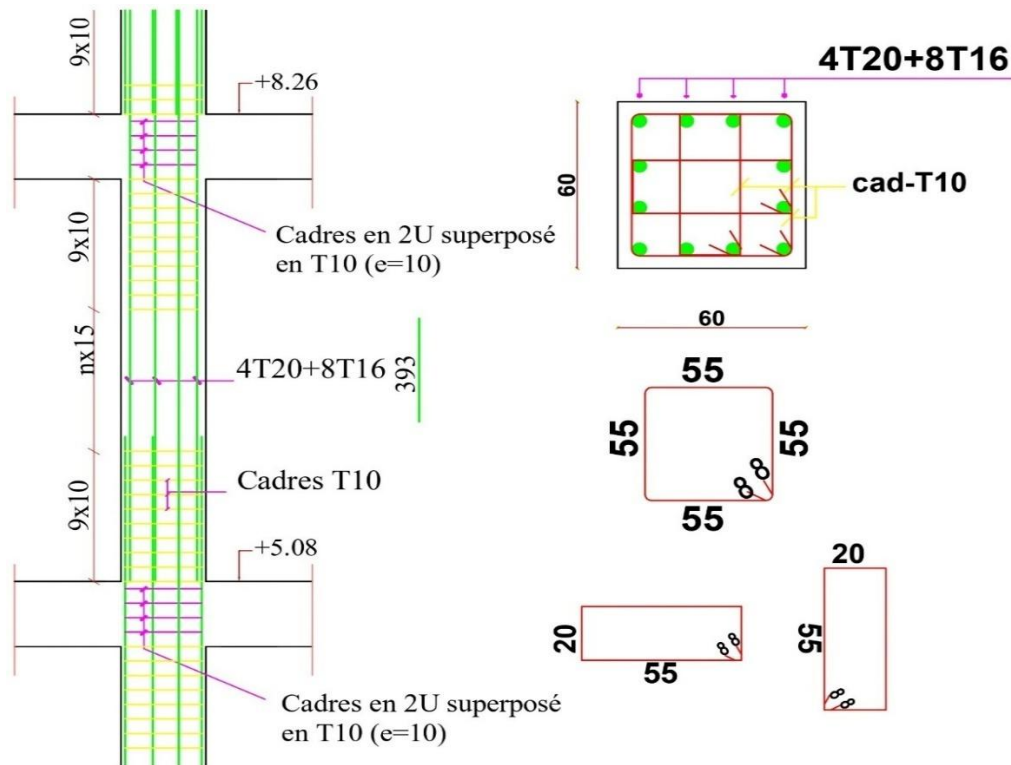


Figure VI. 1 : Schéma de ferrailage du poteau (60x60)

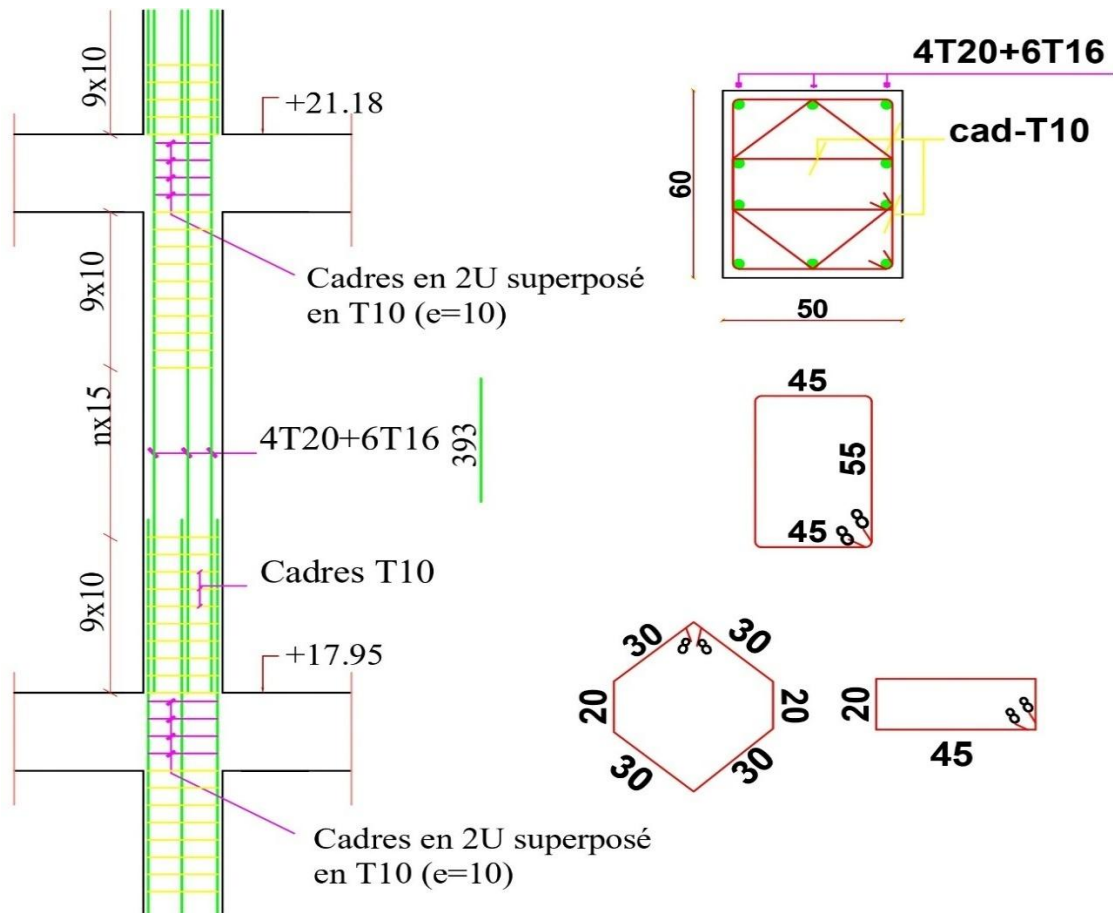


Figure VI. 2 : Schéma de ferrailage du poteau (60×50)

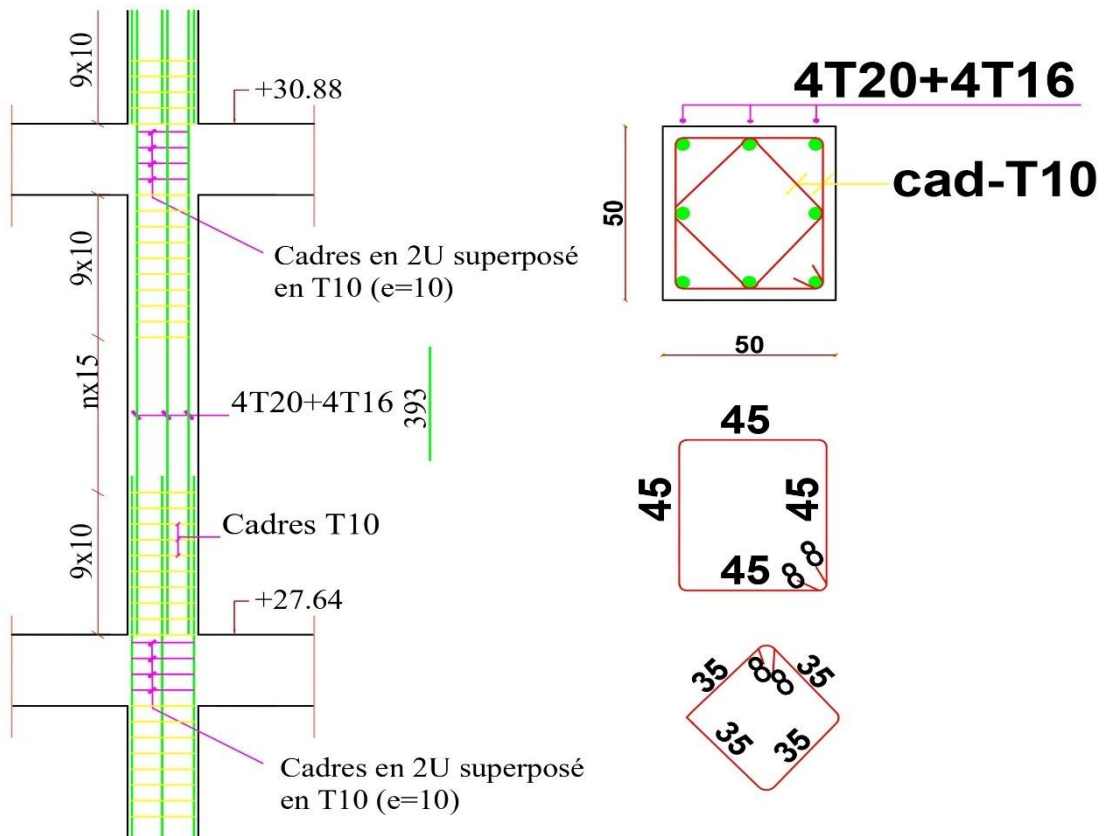


Figure VI. 3 : Schéma de ferrailage du poteau (50×50)

VI.3 Ferrailage des poutres :

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple, Le calcul des armatures en flexion simple se fait par les formules données par BAEL 91, Leur ferrailage est obtenu sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens.

VI.3.1 Hypothèses de calcul :

- Les poutres sont ferrillées en flexion simple, ce qui signifie qu'elles sont soumises à la fois à un effort tranchant et à un moment fléchissant.
- Les poutres ne sont pas soumises aux intempéries, et les fissurations sont considérées comme peu préjudiciables.
- Le calcul se fait en deux zones : la zone en travée et la zone sur appui.

VI.3.2 La recommandation du RPA99 :

a. Armatures longitudinales RPA99v2003 (art 7.5.2.1)^[1] :

- Condition de non-fragilité (Art A. 4.2)^[4] : $A_{s \min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_t \times 28}{f_e}$
- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone IIa.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

b. Les armatures transversales RPA99v2003 : (Art 7.5.2.2)^[1]

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0,003 \times S_t \times b$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires $\min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right)$
- En dehors de la zone nodale : $S_t \leq \frac{h}{2}$
- Le diamètre des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui, l'encastrement.

VI.3.1 Combinaisons des charges :**a. État limite ultime :**

Le dépassement de ces états limites risque d'entraîner des désordres graves jusqu'à la ruine de l'ouvrage. La combinaison des états limites ultimes (ELU) est donnée par :

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

b. État limite de service :

Cet état sert à vérifier la durabilité de la structure. Il correspond au mode d'exploitation de la structure dans les conditions normales. La combinaison de charges est donnée par relation :

- $G + Q$

c. État limite accidentelle :

Ces états servent pour une vérification en termes de durabilité de la structure, Ces états correspondent au mode d'exploitation de la structure dans des conditions normales, La combinaison de charges est donnée par la relation :

- $G + Q \pm E$
- $0,8G \pm E$

VI.3.2 Calcul de ferrailage :

- Ferrailage en travée : ELU.
- Ferrailage sur appui (nappe supérieure) : $G + Q \pm E$
- Ferrailage sur appui (nappe inférieure) : $0,8G \pm E$

VI.3.2.1 Ferrailage des poutres Principales :**➤ Situation durable :**

$$\gamma_s = 1,15 ; f_e = 348 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1,5 ; f_{bu} = 14,2 \text{ MPa.}$$

➤ Situation accidentelle :

$$\gamma_s = 1 ; f_e = 400 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1,15 ; f_{bu} = 18,48 \text{ MPa.}$$

a. Les sollicitations obtenues par logiciel ETABS :

Les sollicitations sont obtenues à partir du logiciel ETABS, donc nous avons :

Tableau VI. 18 : Récapitulatif des sollicitations pour les poutres principales

Combinaisons		M _{appui} (KN.m)	M _{travée} (KN.m)	V (KN)
ELU		-69,29	38,63	20,5
ELS		-50,52	28,24	/
ELA	G + Q ± E	-95,61	/	20,1
	0,8G ± E	-49,04	/	15,6

b. Calcul de ferrailage longitudinale :

Le calcul se fera en flexion simple sur une section rectangulaire (30×40) cm².

➤ **État limite ultime (ELU) :**• **En travée :**

Hauteur utile : $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 40 = 0,36$ m

$$\text{Moment réduit : } \mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} = \frac{38,63 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,36^2 \times 14,20} = 0,070$$

$$\mu = 0,070 < \mu_{\text{limite}} = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,070 < 0,1859 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu = 0,070 < 0,1042 \Rightarrow \alpha \in \left[0; \frac{1}{6}\right] : \text{ est racine de l'équation :}$$

$$15\alpha^4 - 60\alpha^3 + [20 - 4\mu]\alpha^2 + 8\mu\alpha - 4\mu = 0 \Rightarrow \alpha = 0,131$$

$$\beta = \frac{5\alpha^2(3 - 8\alpha)}{3(1 - \alpha)^2} = \frac{5 \times 0,131^2(3 - 8 \times 0,131)}{3(1 - 0,131)^2} \Rightarrow \beta = 0,074$$

$$A'_{su} = 0$$

$$A_{su} = \frac{\beta b d f_{bu}}{f_{su}} = \frac{0,074 \times 0,3 \times 0,36 \times 14,2}{347,83} = 3,24 \times 10^{-4} = 3,24 \text{ cm}^2$$

• **Sur appui :**

$$\text{Moment réduit : } \mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} = \frac{69,29 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,36^2 \times 14,20} = 0,126$$

$$\mu = 0,126 < \mu_{\text{limite}} = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,126 < 0,1859 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu = 0,126 > 0,1042 \Rightarrow \alpha = (1 - 0,9366\sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = (1 - 0,9366\sqrt{1 - 2 \times 0,108}) \Rightarrow \alpha = 0,189$$

$$\beta = \frac{16\alpha - 1}{15} \Rightarrow \beta = 0,136$$

$$A'_{su} = 0$$

$$A_{su} = \frac{\beta b d f_{bu}}{f_{su}} = \frac{0,136 \times 0,3 \times 0,36 \times 14,2}{347,83} = 5,97 \times 10^{-4} = 5,97 \text{ cm}^2$$

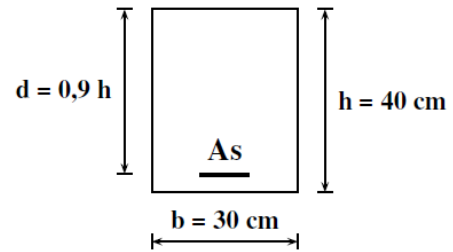
➤ **État limite accidentelle (ELA) :****La nappe supérieure de l'appui (G + Q ± E) :**

$$\text{Moment réduit : } \mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} = \frac{95,61 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,36^2 \times 18,48} = 0,133$$

$$\mu = 0,133 < \mu_{\text{limite}} = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,133 < 0,1859 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu = 0,133 > 0,1042 \Rightarrow \alpha = (1 - 0,9366\sqrt{1 - 2\mu})$$



$$\alpha = (1 - 0,9366\sqrt{1 - 2 \times 0,108}) \Rightarrow \alpha = 0,198$$

$$\beta = \frac{16\alpha - 1}{15} \Rightarrow \beta = 0,144$$

$$A'_s = 0$$

$$A_s = \frac{\beta b d f_{bu}}{f_{su}} = \frac{0,144 \times 0,3 \times 0,36 \times 18,48}{400} = 7,19 \times 10^{-4} = 7,19 \text{ cm}^2$$

La nappe inférieure de l'appui (0,8G ± E) :

$$\text{Moment réduit : } \mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{49,04 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,36^2 \times 18,48} = 0,068$$

$$\mu = 0,068 < \mu_{\text{limite}} = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,068 < 0,1859 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu = 0,068 < 0,1042 \Rightarrow \alpha \in \left[0; \frac{1}{6}\right] : \text{est racine de l'équation :}$$

$$15\alpha^4 - 60\alpha^3 + [20 - 4\mu]\alpha^2 + 8\mu\alpha - 4\mu = 0 \Rightarrow \alpha = 0,131$$

$$\beta = \frac{5\alpha^2(3 - 8\alpha)}{3(1 - \alpha)^2} = \frac{5 \times 0,131^2(3 - 8 \times 0,131)}{3(1 - 0,131)^2} \Rightarrow \beta = 0,074$$

$$A'_s = 0$$

$$A_s = \frac{\beta b d f_{bu}}{f_{su}} = \frac{0,074 \times 0,3 \times 0,36 \times 18,48}{400} = 3,67 \times 10^{-4} = 3,67 \text{ cm}^2$$

c. Vérifications nécessaires :

➤ Condition de non-fragilité :

(A.4.2)^[4]

Il faut que $A_s \geq A_{s \text{ min}}$:

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,3 \times 0,36 \times 2,1}{347,83} = 1,30 \text{ cm}^2$$

➤ Vérification des armatures longitudinales selon RPA :

• Pourcentage total minimum des aciers longitudinaux :

$$A_{s \text{ min RPA}} = 0,5\%bh = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ travée}} = 3,24 \text{ cm}^2 \leq 6 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s \text{ travée}} = 6 \text{ cm}^2$ et on prend : 3T16 = 6,03 cm²

• Pourcentage total maximum des aciers longitudinaux :

En travée :

$$\text{Zone courante : } A_{s \text{ max RPA}} = 4\%bh = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{s \text{ travée}} = 6 \text{ cm}^2 \leq 48 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone de recouvrement : } A_{s \text{ max RPA}} = 6\%bh = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{s \text{ travée}} = 6 \text{ cm}^2 \leq 72 \text{ cm}^2$$

Sur appui :

Zone courante : $A_{s \max RPA} = 4\%bh = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$

$\Rightarrow A_{s \text{ travée}} = 9,11 \text{ cm}^2 \leq 48 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement : $A_{s \max RPA} = 6\%bh = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$

$\Rightarrow A_{s \text{ travée}} = 9,11 \text{ cm}^2 \leq 72 \text{ cm}^2$

Tableau VI. 19 : Résultats de calcul de ferrailage de la poutre principale

Section	A_s (cm^2)	$A_{s \min}$ (cm^2)	$A_{s \min RPA}$ (cm^2)	$A_{s \max RPA}$ (cm^2)	$A_{s \text{ Adop}}$ (cm^2)	Choix
Travée à l'ELU	3,24	1,30	6	48/72	6,03	3T16
Appui nappe sup	7,19	1,30	6	48/72	9,11	3T16+2T14
Appui nappe inf	3,67	1,30	6	48/72	6,03	3T16

• **La longueur minimale de recouvrement :**

$L = 40\phi_1$

$L_1 = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$

$L_2 = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$

➤ **Vérifications à l'ELS :**

• **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Comme la fissuration est peu préjudiciable Condition vérifiée.

L'acier utilisé est de nuance Fe E 400 Condition vérifiée.

L'élément est soumis à la flexion simple Condition vérifiée.

La section est rectangulaire Condition vérifiée.

D'après BAEL83, si la condition ci-dessous est satisfaite, la vérification des contraintes sera inutile :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{38,63}{28,24} = 1,37 \rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \alpha \leq \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435$$

$\alpha_u = 0,198 \leq \alpha = 0,435 \dots (CV) \Rightarrow$ Vérification des contraintes à ELS n'est pas nécessaire.

• **Vérification de la flèche à l'ELS :** (Art B.6.5.1) [2]

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les poutres répondent aux conditions suivantes :

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{395} = 0,101 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{fe} \Rightarrow \frac{9,11}{40 \times 30} = 0,008 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow \frac{40}{395} = 0,101 \geq \frac{28,24}{10 \times 28,24} = 0,1 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

Toutes les conditions étant vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ Vérification de l'effort tranchant à l'ELU :

(Art A.5.1)^[2]

Il faut vérifier que : $\tau_u \geq \bar{\tau}_u$:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{20,5 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,36} = 0,189 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(0,2 \frac{2,1}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (0,28 ; 5 \text{ MPa}) = 0,28 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,189 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 0,28 \text{ MPa} \text{ (CV).}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d. Calcul de ferrailage transversal :➤ **Diamètre :**

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

$$\phi_t \leq \min \left(14 \text{ mm} ; \frac{400}{35} \text{ mm} ; \frac{300}{10} \text{ mm} \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min (14 \text{ mm} ; 11,42 \text{ mm} ; 30 \text{ mm})$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

➤ **Espacement :** D'après (A.5.1.2.2)^[2] :

$$S_t = \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min (0,9 \times 36 ; 40 \text{ cm}) = \min (32 ; 40 \text{ cm}) = 32 \text{ cm}$$

• **Zone nodale :** D'après (Art7.5.2.2)^[1]

$$S_t = \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_{l_{\min}} \right) = \min \left(\frac{40}{4} ; 12\phi_{l_{\min}} \right) = \min (10 \text{ cm} ; 16,8 \text{ cm})$$

⇒ On prend : $S_t = 10 \text{ cm}$

• **En dehors de la zone nodale :**(Art7.5.2.2)^[1]

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend : } S_t = 20 \text{ cm}$$

Longueur de la zone nodale : $L' = 2h = 80 \text{ cm}$

➤ **La section d'armatures transversales :**

$$A_t \geq 0,003 \times S_t \times b$$

$$A_t(\text{ Zone nodale }) \geq 0,003 \times 10 \times 30 = 0,90 \text{ cm}^2$$

$$A_t(\text{ En dehors de la zone nodale }) \geq 0,003 \times 20 \times 30 = 1,80 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$

e. Schéma de ferrailage :

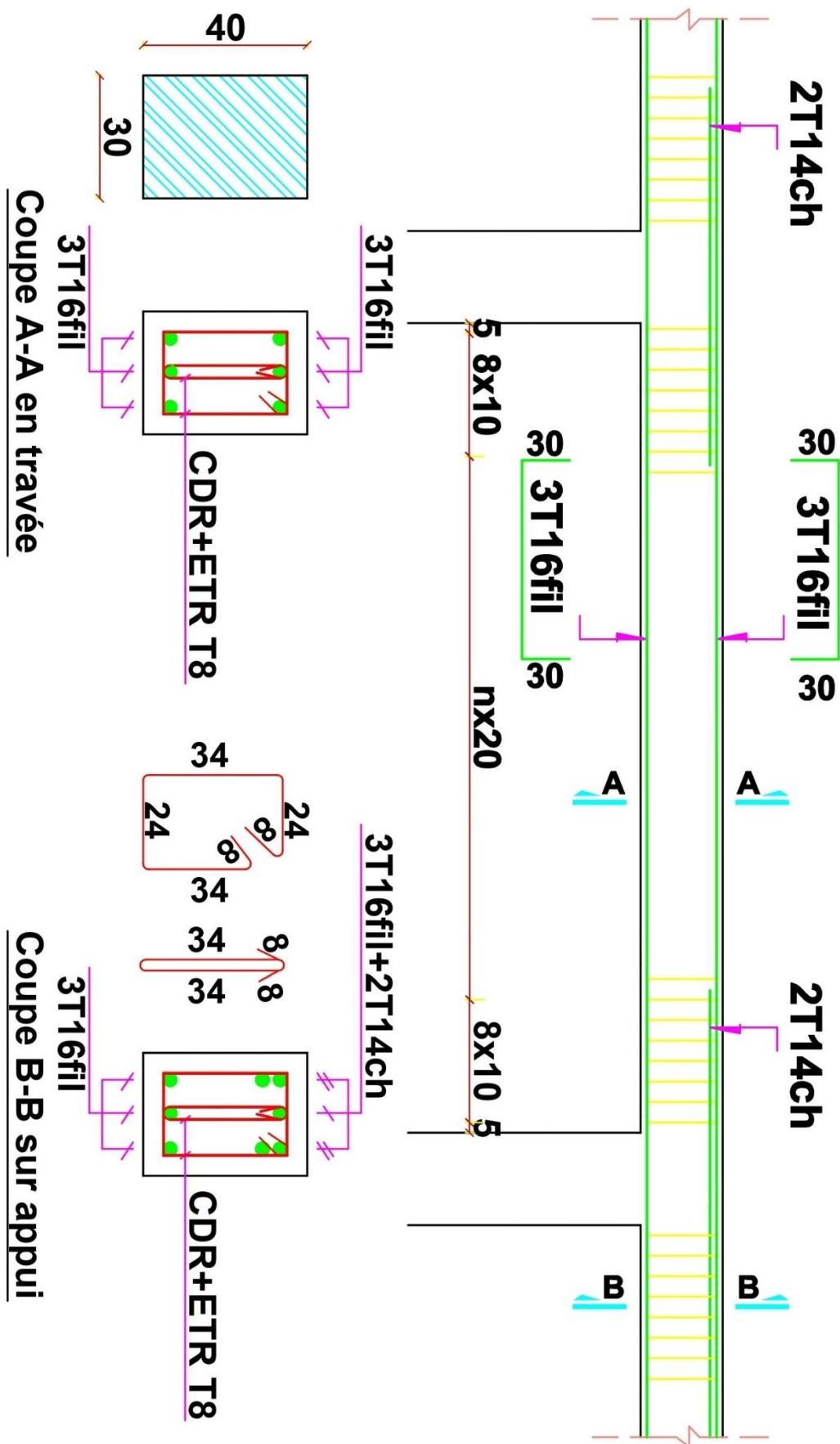


Figure VI. 4 : Schéma de ferrailage des poutres principales

VI.3.2.2 Ferrailage des poutres secondaires :

a. Les sollicitations obtenues par logiciel ETABS :

Les sollicitations sont obtenues à partir du logiciel ETABS, donc nous avons :

Tableau VI. 20 : Récapitulatif des sollicitations pour les poutres secondaires

Combinaisons		M appui (KN.m)	M travée (KN.m)	V (KN)
ELU		-58,35	35,31	19,3
ELS		-42,57	25,81	/
ELA	G + Q ± E	-71,29	/	14,1
	0,8G ± E	-29,32	/	9,9

b. Calcul de ferrailage longitudinale :

Le calcul se fera en flexion simple sur une section rectangulaire (30×35) cm².

En appliquant le même calcul dans les poutres secondaires, nous avons obtenu les résultats suivants.

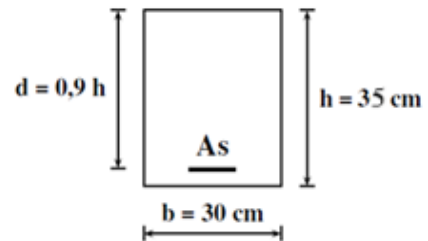


Tableau VI. 21 : Résultats de calcul de ferrailage de la poutre secondaires

Section	As (cm ²)	As min (cm ²)	As min RPA (cm ²)	As max RPA (cm ²)	As Adop (cm ²)	Choix
Travée à l'ELU	4,59	1,14	5,25	42/63	6,03	3T16
Appui nappe sup	6,11	1,14	5,25	42/63	6,88	3T14+2T12
Appui nappe inf	3,89	1,14	5,25	42/63	6,03	3T16

- **La longueur minimale de recouvrement : $L = 40\phi_1$**

$$L_1 = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$$

$$L_1 = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$$

$$L_2 = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$$

➤ **Vérifications à l'ELS :**

- **Vérification de la flèche à l'ELS :** (Art B.6.5.1)^[2]

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les poutres répondent aux conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{375} = 0,093 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{6,88}{35 \times 30} = 0,007 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow \frac{35}{375} = 0,093 \geq \frac{25,81}{10 \times 25,81} = 0,09 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions étant vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Comme la fissuration est peu préjudiciable Condition vérifiée.

L'acier utilisé est de nuance Fe E 400..... Condition vérifiée.

L'élément est soumis à la flexion simple Condition vérifiée.

La section est rectangulaire Condition vérifiée.

D'après BAEL83, si la condition ci-dessous est satisfaite, la vérification des contraintes sera inutile :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{35,31}{25,81} = 1,36 \rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \alpha \leq \frac{1,36-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,430$$

$\alpha_u = 0,352 \leq \alpha = 0,430 \dots (CV) \Rightarrow$ Vérification des contraintes à ELS n'est pas nécessaire.

- **Vérification de l'effort tranchant à l'ELU :** (Art A.5.1)^[2]

Il faut vérifier que : $\tau_u \geq \bar{\tau}_u$:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{19,3 \times 10^3}{0,3 \times 0,315} = 0,204 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(0,2 \frac{2,1}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (0,28 ; 5 \text{ MPa}) = 0,28 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,204 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 0,28 \text{ MPa} \text{ (CV).}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

f. Calcul de ferrailage transversal :

- **Diamètre :**

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_{l_{min}} ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min \left(14 \text{ mm} ; \frac{350}{35} \text{ mm} ; \frac{300}{10} \text{ mm} \right)$$

$$\phi_t \leq \min(14 \text{ mm} ; 10 \text{ mm} ; 30 \text{ mm}) \Rightarrow \text{On prend : } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

- **Espacement :** (A.5.1.2.2)^[2]

$$S_t = \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 31,5 ; 40 \text{ cm}) = \min(28,35 ; 40 \text{ cm}) = 28,35 \text{ cm}$$

- **Zone nodale :** (Art7.5.2.2)^[2]

$$S_t = \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_{l_{min}} \right) = \min \left(\frac{35}{4} ; 12\phi_{l_{min}} \right) = \min(8,75 \text{ cm} ; 14,4 \text{ cm}) \text{ Donc : } S_t = 8 \text{ cm}$$

- **En dehors de la zone nodale :** (Art7.5.2.2)^[1]

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{Donc } S_t = 15 \text{ cm} ; \text{ et Longueur de la zone nodale : } L' = 2h = 60 \text{ cm}$$

- **La section d'armatures transversales :**

$$A_t(\text{ Zone nodale }) \geq 0,003 \times 8 \times 30 = 0,72 \text{ cm}^2$$

$$A_t(\text{ En dehors de la zone nodale }) \geq 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } A_t = 3T8 = 1,51 \text{ cm}^2$$

g. Schéma de ferrailage :

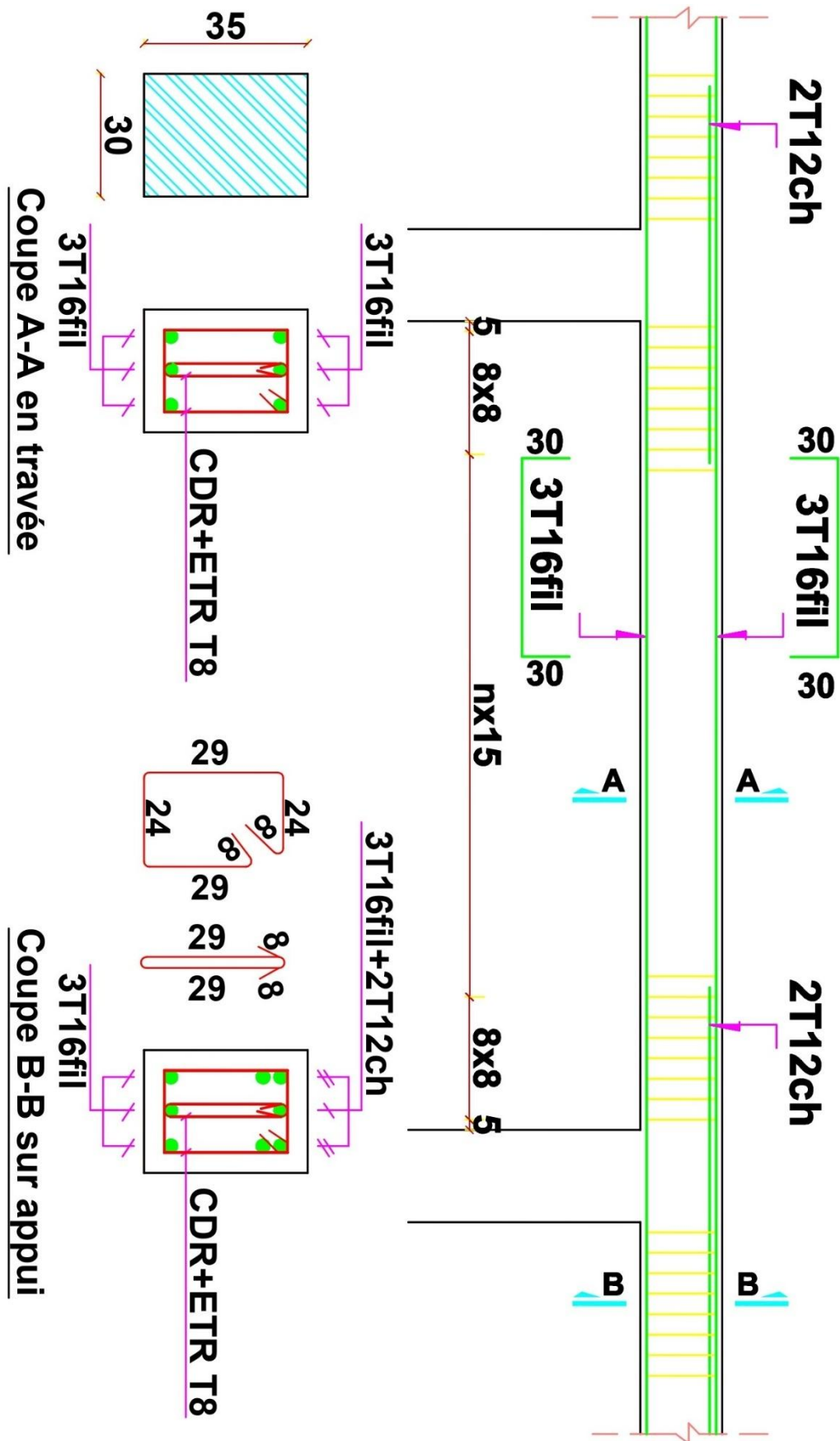


Figure VI. 5 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires

VI.4 Ferrailage des voiles :

Les voiles sont des éléments structuraux de contreventement soumis à des forces verticales et horizontales.

Chaque voile sera calculé en flexion composée avec des efforts tranchants, et ferrillé selon les prescriptions de l'RPA99, leur ferrailage est composé de :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

VI.4.1 Recommandation du règlement RPA99 :

VI.4.1.1 Aciers verticaux :

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/v2003 [1] :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0,20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.
- Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $(\frac{1}{10})$ de la longueur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15 cm.

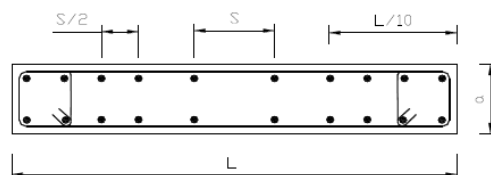


Figure VI. 6 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

VI.4.1.2 Aciers horizontaux :

Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile, elles doivent être munies de crochets à (90°) 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.

VI.4.1.3 Règles communes :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, et 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 valeurs suivantes :

$$s \leq (1,5 \times e; 30 \text{ cm}), \text{ avec :}$$

e : Epaisseur du voile.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre ϕ_t des épingles est :

- $\phi_t = 6 \text{ mm} \rightarrow$ Lorsque $\phi_v \leq 20 \text{ mm}$.
- $\phi_t = 8 \text{ mm} \rightarrow$ Lorsque $\phi_v > 20 \text{ mm}$.

Le diamètre des barres verticales et horizontales du voile (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40ϕ Pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.
- 20ϕ Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

VI.4.2 Calcul des voiles par la méthode des contraintes :

C'est une méthode simplifiée basée sur les contraintes, elle permet de faire les calculs des contraintes en supposant un diagramme linéaire, le calcul se fera sur une bande de longueur :

$$l \leq \min\left(\frac{h}{2}; \frac{2}{3}\right)$$

La méthode implique de déterminer le diagramme des contraintes en se basant sur les sollicitations les plus critiques en utilisant la formule :

$$\sigma = \frac{N}{B} \pm \frac{M}{I}y, \text{ où :}$$

N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

I : inertie du voile.

y : bras de levier du voile.

VI.4.3 Exemple de calcul V1 :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = 0,20 \text{ m} \\ L = 3,55 \text{ m} \\ B = 3,55 \times 0,20 = 0,71 \text{ m}^2 \\ y = \frac{L}{2} = 1,76 \text{ m} \\ I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0,20 \times 3,55^3}{12} = 0,7456 \text{ m}^4 \end{array} \right.$$

➤ **Justification de la stabilité de forme (résistance au flambement) : (Art B.8.4.1)^[2]**

Il faut vérifier que :

$$N_u \leq \overline{N}_u = \alpha \left(\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right)$$

- La section réduite du voile : $B_r = L \times (e - 0,02) = 3,55 \times (0,2 - 0,02) = 0,639 \text{ m}^2$
 - Longueur de flambement : $L_f = 0,85h = 0,85 \times (3,23 - 0,40) = 2,41 \text{ m}$
 - Moment d'inertie : $I = \frac{L \times e^3}{12} = \frac{3,55 \times 0,20^3}{12} = 2,36 \times 10^{-3} \text{ m}^4$
 - Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{3,55 \times 0,20^3}{12 \times 0,71}} = 0,058 \text{ m}$
 - L'élancement : $\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{2,41}{0,058} = 42 \Rightarrow \lambda \leq 50$
 - Coefficient α : $\alpha = \frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30} \right)^2} = \frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{42}{30} \right)^2} = 0,47$
 - Section d'acier minimale A_s : $A_{s \min} = 0,15\% B = 0,15\% \times 0,71 = 10,65 \text{ cm}^2$
 - $N_u \leq \overline{N}_u = 0,47 \left(\frac{0,639 \times 25}{0,9 \times 1,5} + \frac{10,65 \times 10^{-4} \times 400}{1,15} \right) \Rightarrow N_u \leq \overline{N}_u = 5,37 \text{ MN}$
 - L'effort normal revenant de l'Etabs (ELU) : $N_u = 2903,1019 \text{ KN}$
- ⇒ Donc: $N_u = 2,903 \text{ MN} \leq \overline{N}_u = 6,93 \text{ MN}$ Condition vérifiée.

➤ **Sollicitations de calcul :**

Tableau VI. 22 : Récapitulatif des sollicitations pour les voiles

	Combinaison	N(KN)	M(KN.m)	V _{max} (KN)
N_{max} → M_{corr}	G + Q ± Ey	4706,4	1302,69	540,2
N_{min} → M_{corr}	0,8G ± Ey	230	2329,5	
M_{max} → N_{corr}	0,8G ± Ey	1119,4	2954,11	

Cas défavorable : $M_{\max} = 2954,11 \text{ KN.m} \rightarrow N_{\text{corr}} = 1119,4 \text{ KN}$

➤ Calcul des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M}{I}y = \frac{1119,4 \times 10^{-3}}{0,71} + \frac{2954,11 \times 10^{-3}}{0,7456} \times 1,76 = 8,55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} + \frac{M}{I}y = \frac{1119,4 \times 10^{-3}}{0,71} - \frac{2954,11 \times 10^{-3}}{0,7456} \times 1,76 = -5,40 \text{ MPa}$$

$\sigma_1 > 0$ et $\sigma_2 < 0 \Rightarrow$ Section est partiellement comprimée (S.P.C)

➤ Longueur de la zone comprimée :

$$L_c = L \times \frac{|\sigma_1|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 3,55 \times \frac{8,55}{8,55 + 5,40} = 2,18 \text{ m}$$

➤ Longueur de la zone tendue :

$$L_t = L - L_c = 3,55 - 2,18 = 1,37 \text{ m}$$

➤ Largeur de la bande verticale :

$$d \leq \min\left(\frac{h}{2}; \frac{2}{3}L_c\right) = \min\left(\frac{2,37}{2}; \frac{2}{3} \times 2,18\right) = \min(1,185; 1,453) = 1,185 \text{ m}$$

$$d_1 = 1,185 \text{ m et } d_2 = 0,185 \text{ m}$$

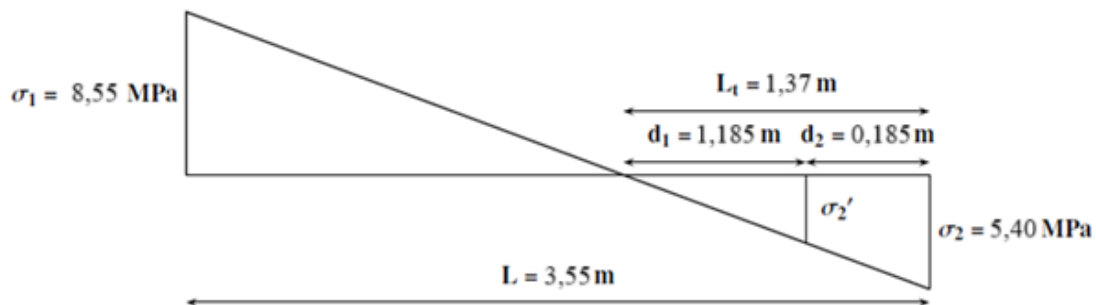


Figure VI. 7 : Diagramme des contraintes

➤ Calculons σ'_2 :

$$\sigma'_2 = \tan(\alpha) \times (L_t - d - 1) = \tan(\alpha) \times d_2$$

$$\tan(\alpha) = \frac{\sigma_2}{L_t} = \frac{\sigma'_2}{d_1 - 2} \Rightarrow \tan(\alpha) = \frac{5,40}{1,37} = 4,547$$

$$\sigma'_2 = \frac{\sigma_2 \times d_2}{L_t} = \frac{5,40 \times 0,185}{1,37} = 0,729 \text{ MPa}$$

➤ Contraintes de traction moyennes :

$$\sigma_{\text{moy1}} = \frac{\sigma_2 + \sigma'_2}{2} = \frac{5,40 + 0,729}{2} = 3,06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy2}} = \frac{\sigma'_2 + 0}{2} = \frac{0,729}{2} = 0,364 \text{ MPa}$$

➤ Efforts de traction moyens :

$$N_{t_1} = \sigma_{\text{moy1}} \times e \times d_1 = 3,06 \times 0,20 \times 1,185 = 0,73 \text{ MN}$$

$$N_{t_2} = \sigma_{\text{moy2}} \times e \times d_2 = 0,364 \times 0,20 \times 0,185 = 0,012 \text{ MN}$$

➤ Section d'acier :

$$A_s = \frac{N_{t1}}{f_{st}} = \frac{0,73}{347,83} = 20,98 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 20,98 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = \frac{N_{t2}}{f_{st}} = \frac{0,012}{347,83} = 0,34 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0,34 \text{ cm}^2$$

➤ Section totale :

$$A_s = A_s + A'_s = 21,32 \text{ cm}^2$$

➤ Armatures minimales :

- Armatures minimales selon RPA99v2003^[1] :

$$0,20\% \times L_t \times e = 0,002 \times 1,37 \times 0,20 = 5,84 \text{ cm}^2$$

- Armatures minimales dans la section globale :

$$0,15\% \times L \times e = 0,0015 \times 3,55 \times 0,20 = 10,65 \text{ cm}^2$$

- Armatures minimales dans la zone courante :

$$0,10\% \times L \times e = 0,001 \times 3,55 \times 0,20 = 7,1 \text{ cm}^2$$

➤ Choix d'armatures :

$$A_s = \max(A_s, A_{\min}) = \max(21,32 \text{ cm}^2, 10,65 \text{ cm}^2) = 21,32 \text{ cm}^2$$

On adopte 2(18HA12) = 40,72 cm²

➤ Espacement : d'après RPA :

$$St = \min(1,5e; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend : } St = 20 \text{ cm}$$

➤ Armature transversale :

- Contraintes limites de cisaillement : (art 7.7.2)^[1]

$$\tau_u \leq \overline{\tau}_u = 0,2 \times f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_u = 0,2 \times f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{1,4V_u}{b_0 d} = \frac{1,4 \times 540,2 \times 10^{-3}}{0,2 \times 0,9 \times 3,55} = 1,19 \text{ MPa} \leq 5 \text{ MPa}$$

- Section transversale : (Art 5.1.2.3)^[1]

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau - 0,3 \times f_{t28} \times k)}{0,9 \times f_e}$$

$k = 0 \Rightarrow$ (Fissuration très préjudiciable).

Donc :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau}{0,8 \times f_e}$$

$$A_t \geq \frac{b_0 \times S_t \times \tau}{0,8 \times f_e} = \frac{0,20 \times 0,20 \times 1,78}{0,8 \times 400} = 2,23 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2,23 \text{ cm}^2$$

ER On adopte 4 T10 = 3,14 cm²

➤ Armatures horizontales :

$$A_s = 0,10\% \times L \times e = 0,001 \times 0,20 \times 3,55 = 7,1 \text{ cm}^2$$

On adopte 2(5HA12) = 11,31 cm²

Le schéma suivant représente les voiles qui existent :

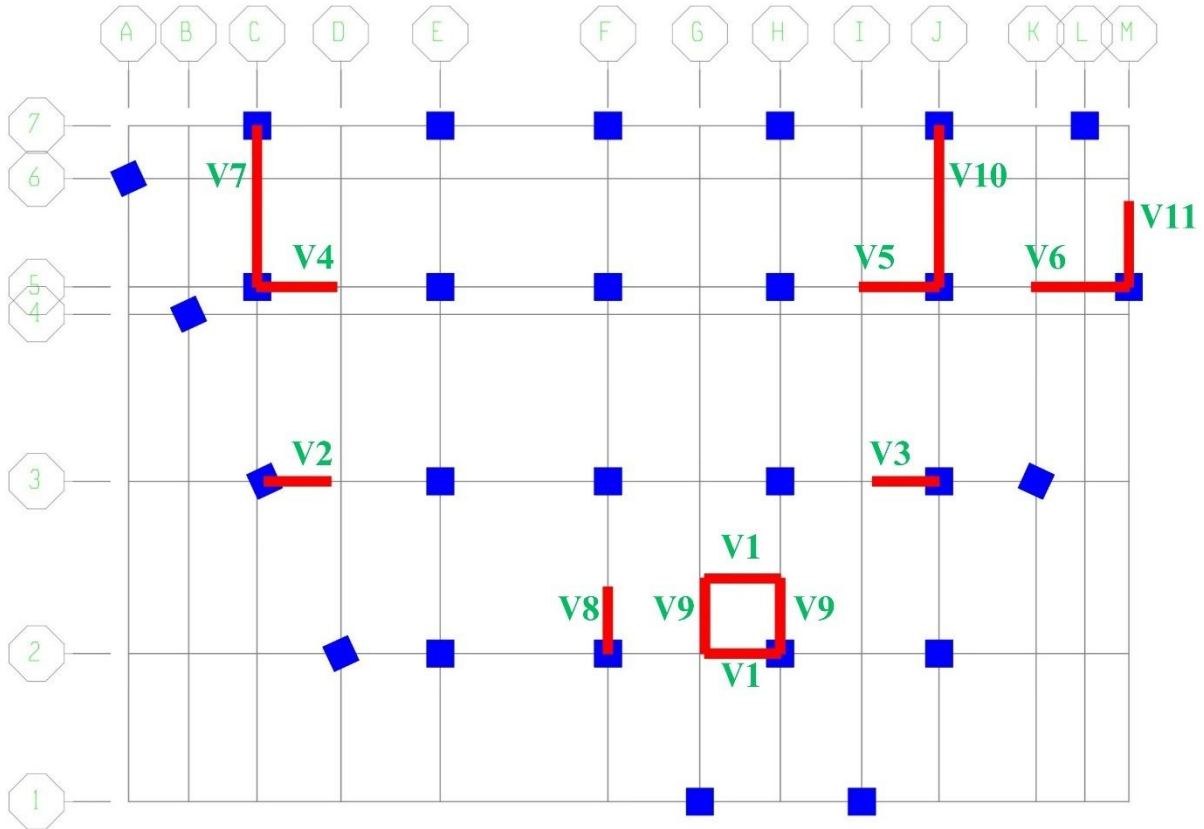


Figure VI. 8 : Voiles

En suivant la même démarche, on calcule les autres voiles, dont les caractéristiques et les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Caractéristiques géométriques des voiles

Tableau VI. 23 : Caractéristiques géométriques des voiles

Voiles	e (m)	L (m)	B (m ²)	y (m)	I (m ⁴)
V1 = V9	0,2	2	0,4	1	1,133
V2 = V3 = V8	0,2	1,50	0,3	0,75	0,056
V4 = V5	0,2	1,80	0,36	0,9	0,097
V6	0,2	2,50	0,5	1,25	0,260
V7 = V10	0,2	3,55	0,71	1,78	0,746
V11	0,2	2,00	0,4	1	0,133

VI.4.4 Vérification de la résistance au flambement :

Tableau VI. 24 : Vérification de la résistance au flambement

Voiles	B_r (m ²)	L_f (m)	I (m ⁴)	i (m)	λ	α	\bar{N}_u (MPa)	N_u (MPa)	$N_u \leq \bar{N}_u$
V1 = V9	0,36	2,41	0,00133	0,058	41,66	0,47	3,22	2,39	Vérifié
V2 = V3 = V8	0,27	2,41	0,001	0,058	41,66	0,47	2,42	2,03	Vérifié
V4 = V5	0,324	2,41	0,0012	0,058	41,66	0,47	2,90	2,34	Vérifié
V6	0,45	2,41	0,00167	0,058	41,66	0,47	4,03	2,20	Vérifié
V7 = V10	0,639	2,41	0,00237	0,058	41,66	0,47	5,72	4,20	Vérifié
V11	0,36	2,41	0,00133	0,058	41,66	0,47	3,22	2,25	Vérifié

VI.4.5 Calcul des contraintes dans les voiles :

Tableau VI. 25 : Les résultat des contraintes dans les voiles

Voiles	N (KN)	M (KN.m)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	Nature de section
V1 = V9	1159,8	663,53	11,28	-7,77	Section partiellement comprimée
V2 = V3 = V8	2439,1	779,85	16,37	-2,35	Section partiellement comprimée
V4 = V5	1205,3	886,26	13,12	0,57	Section entièrement comprimée
V6	994,6	1505,04	14,95	0,56	Section entièrement comprimée
V7 = V10	1119,4	2954,11	8,66	5,45	Section partiellement comprimée
V11	4379,63	903,67	18,42	5,89	Section entièrement comprimée

VI.4.6 Calcul des forces :

VI.4.6.1 Dans la zone tendue des voiles (section partiellement comprimée) :

Tableau VI. 26 : Forces dans la zone tendue dans les voiles (section partiellement comprimée)

Voiles	L_c (m)	L_t (m)	d (m)	d_1 (m)	d_2 (m)	σ' (MPa)	F_1 (MN)	F_2 (MN)
V7 = V10	2,173	1,37	1,185	1,185	0,185	-1,66	1,3	0,06
V1 = V9	4,15	0,6	1,415	0,3	0,3	-1,18	0,11	0,04
V2 = V3 = V8	0,96	0,54	0,64	0,27	0,27	-2,91	0,18	0,06

VI.4.6.2 Dans les voiles entièrement comprimés :

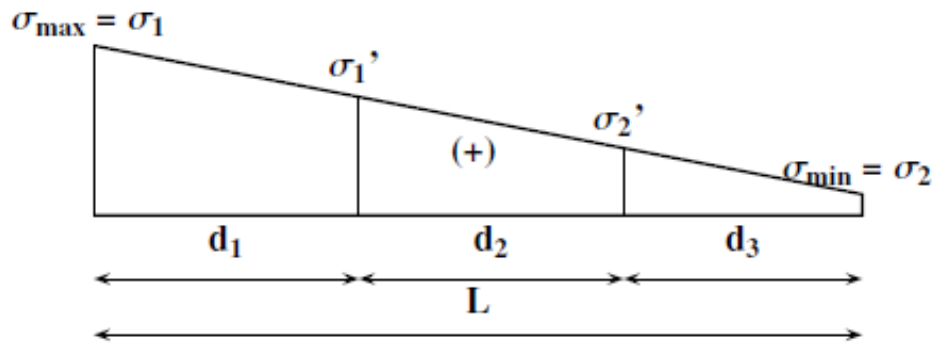


Figure VI. 9 : Diagramme des contraintes section entièrement comprimée

Tableau VI. 27 : Calcul des forces dans les voiles (section entièrement comprimée)

Voiles	d ₁ (m)	d ₂ (m)	d ₃ (m)	σ ₁ '(MPa)	σ ₂ '(MPa)	F ₁ (MN)	F ₂ (MN)	F ₃ (MN)
V4 = V5	1,45	1,45	1,45	8,962	4,786	3,2	1,99	0,78
V6	0,96	0,96	0,96	10,08	5,31	1,8	1,11	0,42
V11	0,8	0,8	0,8	14,26	10,07	1,96	1,46	0,96

VI.4.7 Calcul de la section d'acier :

VI.4.7.1 Voiles partiellement comprimés :

Tableau VI. 28 : Section d'acier dans les voiles partiellement comprimées

Voiles	A _{s1} (cm ²)	A _{s2} (cm ²)	A _S (cm ²)	A _{s about} (cm ²)	A _{s courant} (cm ²)
V7 =V10	20,98	0,34	21,32	5,84	7,1
V1 = V9	3,1325	1,15	4,3125	2,4	19
V2 = V3 = V8	5,18	1,73	6,91	1,62	4,5

VI.4.7.2 Voiles entièrement comprimés :

Tableau VI. 29 : Section d'acier dans les voiles entièrement comprimées

Voiles	A _{s1} (cm ²)	A _{s2} (cm ²)	A _{s3} (cm ²)	A _S (cm ²)	A _{s global} (cm ²)	A _{s courant} (cm ²)
V4 = V5	-0,0433	-0,0468	-0,0603	-0,17043	13,05	8,7
V6	-0,02	-0,03	-0,03	-0,08	6,53	4,35
V11	-0,02	-0,02	-0,02	-0,06	5,4	3,6

VI.4.8 Choix d'armatures :

Tableau VI. 30 : Choix des armatures longitudinales

Voiles	$A_{s\text{ about}}^{\text{cal}} (\text{cm}^2)$	$A_{s\text{ about}}^{\text{adoptée}} (\text{cm}^2)$	$A_{s\text{ courant}}^{\text{cal}} (\text{cm}^2)$	$A_{s\text{ courant}}^{\text{adoptée}} (\text{cm}^2)$
V1 = V9	1,62	2(2HA12) = 4,52	4,5	2(5HA10) = 22,62
V2 = V3 = V8	2,4	2(8HA12) = 18,10	19	2(10HA12) = 22,62
V4 = V5	8,7	2(8HA12) = 18,10	8,7	2(10HA12) = 22,62
V6	4,35	2(2HA12) = 4,52	6,53	2(5HA10) = 7,85
V7 = V10	5,84	2(8HA12) = 18,10	21	2(10HA12) = 22,62
V11	3,6	2(2HA12) = 4,52	3,6	2(5HA10) = 7,85

VI.4.9 Vérification des contraintes de cisaillement :

Tableau VI. 31 : Contraintes de cisaillement

Voiles	V_u (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
V1 = V9	1085,41	1,17	5	Vérifié
V2 = V3 = V8	720,88	1,15	5	Vérifié
V4 = V5	682,11	1,29	5	Vérifié
V6	243,63	0,83	5	Vérifié
V7 = V10	5402	2,04	5	Vérifié
V11	101,37	0,39	5	Vérifié

VI.4.10 Armatures transversales :

On adopte un espacement fixé pour tous les voiles :

$$St = \min(1,5e; 30 \text{ cm}) = 22 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend : } St = 20 \text{ cm}$$

Voiles	$A_h (\text{cm}^2)$	$A_{h\text{ min RPA}} (\text{cm}^2)$	$A_h^{\text{adoptée}} (\text{cm}^2)$
V1 = V9	1,51	2,25	2(5HA8) = 5,03
V2 = V3 = V8	1,48	9,5	2(5HA12) = 11,31
V4 = V5	1,53	8,7	2(5HA12) = 11,31
V6	0,81	4,35	2(5HA8) = 5,03
V7 = V10	2,51	8,4	2(5HA12) = 11,31
V11	0,42	3,6	2(5HA8) = 5,03

VI.4.11 Schéma de ferrailage :

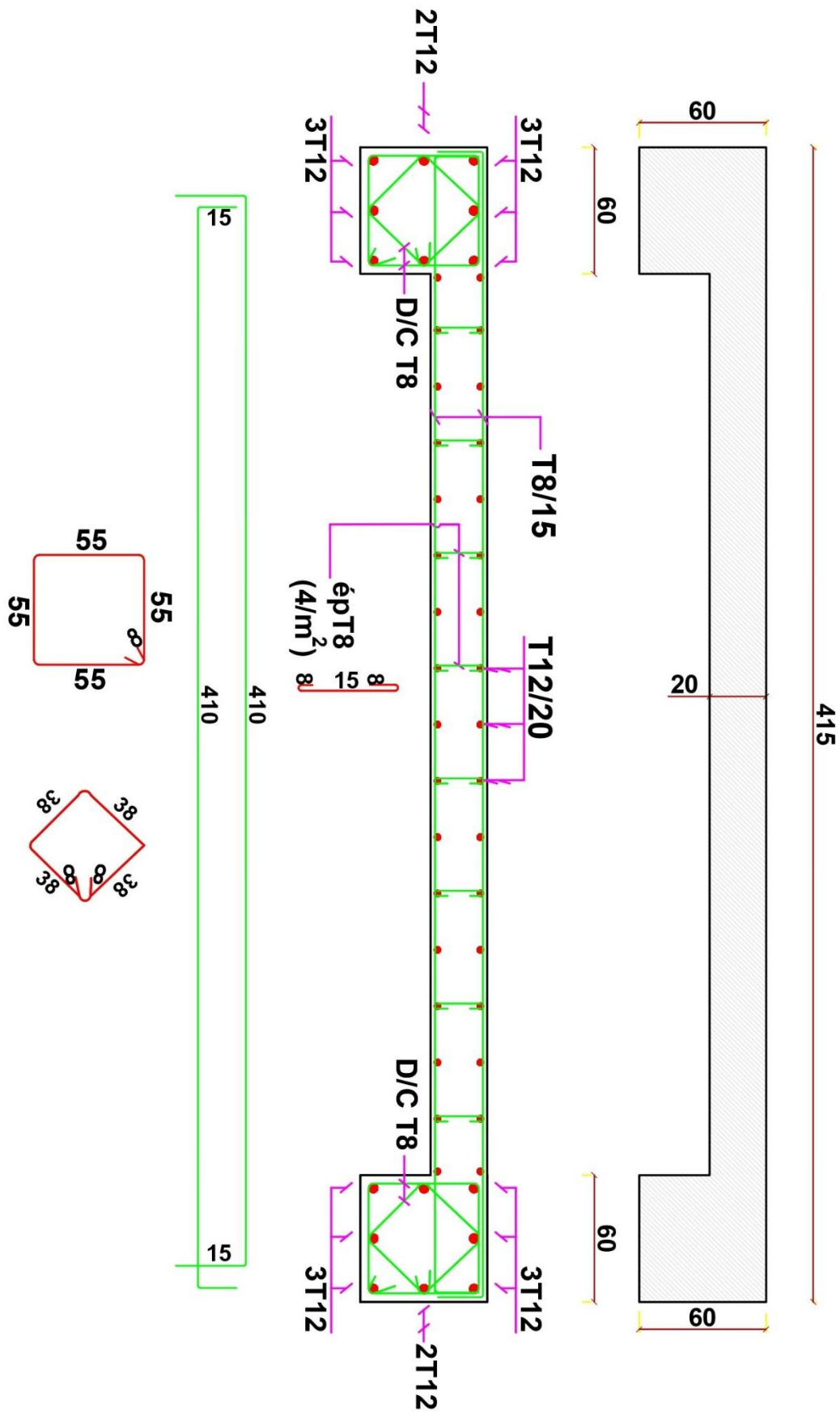


Figure VI. 10 : Schéma de ferrailage du voile V10

Chapitre VII

Etude de l'infrastructure

VII.1 Introduction :

L'infrastructure est la partie se situant en dessous du niveau du rez-de-chaussée, elle est donc composée de deux sous-sols, voile périphérique et du système de fondation.

Lors de la conception des fondations, il est essentiel de se concentrer sur trois aspects :

- Le choix du type et de l'emplacement des fondations.
- Assurer que la contrainte maximale du sol n'est jamais dépassée.
- Limiter les tassements pour prévenir le risque de basculement.

Le choix du type de fondation dépend du :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du sol des fondations.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

VII.2 Les types des fondations :

Les fondations sont classées en deux grandes catégories selon la profondeur de mise en œuvre et le mode de transmission des charges au sol :

➤ **Les fondations superficielles** ^[7] :

Elles sont utilisées lorsque le sol porteur se trouve à faible profondeur. Parmi les types les plus courants, on trouve :

- Les semelles isolées, qui supportent des charges ponctuelles provenant des poteaux.
- Les semelles filantes, utilisées sous les murs porteurs pour répartir des charges linéaires.
- Le radier général, qui est une dalle en béton armé couvrant toute la surface du bâtiment, recommandé lorsque la résistance du sol est faible ou lorsque les charges sont importantes et réparties.

➤ **Les fondations profondes** ^[7] :

Elles sont mises en œuvre lorsque les couches de sol résistantes se trouvent à grande profondeur ou lorsque les charges sont très élevées.

VII.3 Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation repose sur plusieurs critères essentiels, parmi lesquels :

- Les caractéristiques géotechniques du sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- Les considérations économiques du projet ;
- La simplicité et la faisabilité d'exécution sur chantier.

Après analyse de ces différents facteurs nous avons choisi une fondation superficielle.



Figure VII. 1 : Un radier général

VII.3.1 Justification du choix du radier en termes de surface nécessaire :

Si nous proposons en premier lieu des semelles filant, la surface totale des semelles doit représenter moins de 50% de la surface totale du bâtiment.

$$s_s \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{adm}}$$

Charge à l'ELS appliquée en tête de la semelle.

s_s : Surface des semelles.

σ_{adm} : Contraint admissible de sol.

➤ **Calcul la surface s_s :**

$$N_{ser} = 1298,3 \text{ KN}$$

Vu l'homothétie des dimensions: $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = 1$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{1298,3}{150}} = 2,91 \text{ m}$$

$$\text{Pour (27 Poteau / étage): } S_{semelle} = 27 \times 2,91^2 = 228,64 \text{ m}^2$$

$$S_{bâtiment} = 290,70 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{semelle}}{S_{bâtiment}} \times 100 = \frac{228,64}{290,70} \times 100 = 76,60\% \geq 50\%$$

Alors on déduit que la surface totale des semelles dépasse 50 du bâtiment ce qui induit le chevauchement.

VII.4 Etude de radier générale :

VII.4.1 Combinaison d'action :

Les combinaisons d'action ont pris dans le calcul du radier est :

- ELU $\Rightarrow 1,35G+1,5Q$
- ELS $\Rightarrow G+Q$

VII.4.2 Pré-dimensionnement :

Le radier est assimilé à un plancher nervuré renversé soumis à la réaction du sol. Son prédimensionnement doit satisfaire les conditions suivantes :

Pour la nervure qui prend une section en T, on a :

- La plus grande portée : $L_{\max} = 3,95$ m.
- La largeur de la nervure : $b_0 \geq b_{\text{poteau}}$ $b_0 \geq 0,60$ m, On adopte : $b_0 = 0,60$ m
- Epaisseur de l'hourdis : $h_0 \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{3,95}{20} = 0,20$ m On adopte $h_0 = 0,50$ m
- La hauteur de la nervure : $h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} = 0,39$ m

Pour le débord, s'il y a possibilité de le réaliser, on le considère comme étant la largeur hors nervure de la table d'une nervure de rive $\ll b_1 \gg$, on prend un débord de 50 cm, cependant s'il est nécessaire d'augmenter cette valeur cela est permis.

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 $\ll h_1 \gg$ de la nervure doit satisfaire la condition de la longueur élastique.

VII.4.3 Condition de la longueur élastique :

Afin que la répartition des contraintes sous le radier soit linéaire, il faut assurer que le radier est de type rigide. Pour cela, la hauteur de la nervure doit satisfaire la condition :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e$$

L_e : est la longueur élastique du radier telle que : $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}}$

I : Inertie de la semelle : $I = \frac{bh^3}{12}$

E : Module d'élasticité du sol pris égal à : $1,21 \cdot 10^7$ KPa

L : Largeur du radier (bande de 1 m).

K : coefficient de raideur du sol, $\sigma_{\text{adm}} = 1,5$ KN/m² $K = 30000$ KN/m²/m

$$\Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{12}{b} \left[\left(\frac{2}{\pi} \right)^4 \frac{K \cdot b}{4E} \times L_{\max}^4 \right]} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{12}{23,53} \left[\left(\frac{2}{\pi} \right)^4 \frac{30000 \times 23,53}{4 \times 12102945} \times 3,95^4 \right]} = 0,66 \text{ m}$$

On adopte : $h_t = 70$ cm

VII.4.4 Calcul de débordement D :

$$D \geq \text{MAX} \left(\frac{h_0}{2}, 30 \text{ cm} \right)$$

$$D \geq \text{MAX} \left(\frac{60}{2}, 30 \text{ cm} \right) \Rightarrow D \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adoptte } D = 50 \text{ cm}$$

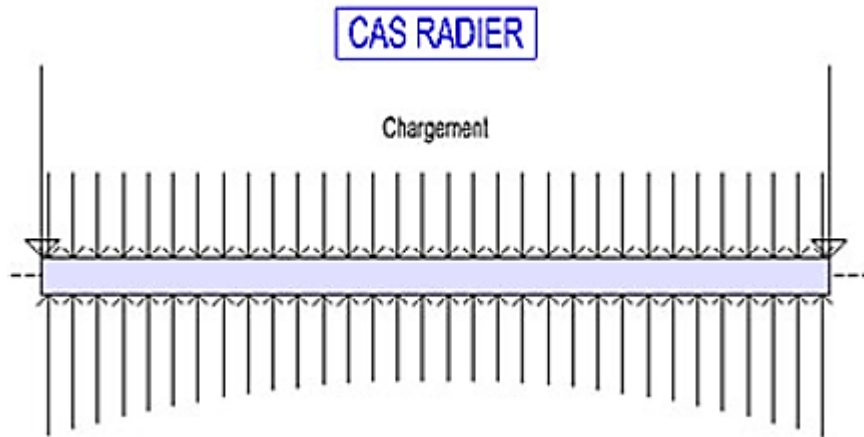


Figure VII. 2 : Exemple des sollicitations agissants sur un radier générale

VII.4.5 Vérifications réglementaires du radier :

➤ Le centre de gravité des masses du radier :

$$X_r = \frac{\sum X_t \cdot S_t}{\sum S_t} = 12,61 \text{ m} ; Y_r = \frac{\sum Y_t \cdot S_t}{\sum S_t} = 9,78 \text{ m}$$

➤ Le centre de gravité des masses du bâtiment : D'après L'ETABS :

$$X_b = \frac{\sum X_t \cdot S_t}{\sum S_t} = 12,15 \text{ m} ; Y_b = \frac{\sum Y_t \cdot S_t}{\sum S_t} = 9,13 \text{ m}$$

➤ Excentricité :

$$e_x = |X_r - X_b| = |12,61 - 12,15| = 0,46 \text{ m}$$

$$e_y = |Y_r - Y_b| = |9,78 - 9,13| = 0,65 \text{ m}$$

Les centres de masse de la superstructure et du radier présentent des valeurs très proches, ce qui rend l'effet de l'excentricité négligeable.

VII.4.6 Vérification au poinçonnement : (Art A.5.2.4.2) [2]

Selon le BAEL99 (article A.5.2.42), il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_u \leq 0,045 \times U_c \times h_r \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_u : L'effort normal sur le poteau le plus sollicité (1298,3 KN).

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

h_r : épaisseur totale du radier.

$$U_c = 2 \times (a + b + 2h) = 2 \times (0,6 + 0,6 + 2 \times 0,7) = 5,2 \text{ m}$$

Donc : $N_{\mu} = 1,29MN \leq 0,045 \times 5,2 \times 0,6 \times \frac{25}{1,5} = 2,34 MN$

⇒ Le radier est stable vis-à-vis du risque du poinçonnement.

VII.4.7 Vérification à l'effet de sous pression :

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non-soulèvement du bâtiment sous l'effet de la pression hydrostatique, on doit vérifier :

$$W \geq \alpha \gamma_w h S_r$$

W : Poids total du bâtiment à la base du radier.

a : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1,5$).

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$).

Z : la profondeur du bâtiment émergée ($Z = 4 \text{ m}$).

Sr : Surface du radier ($S_r = 290,70 \text{ m}^2$).

- Sans charge d'exploitation (bâtiment vide sous G).

$S_{\text{radier}} = 290,70 \text{ m}^2$

$w_{\text{batiment}} = 35209,10 \text{ KN}$

$w_{\text{radier}} = S_{\text{radier}} \times h \times \rho_{\text{BA}} = 290,70 \times 0,70 \times 25 = 5087,75 \text{ KN}$

$W_{\text{totale}} = 35209,1 + 5087,75 = 40296,25 \text{ KN}$

Donc : $\alpha \gamma_w h S_r = 1,5 \times 10 \times 4 \times 290,70 = 17442 \text{ KN}$

$\alpha \gamma_w h S_r = 17442 \text{ KN} < 40296,25 \text{ KN} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

VII.4.8 Détermination des charges et des surcharges :

$$\begin{cases} N = N_{\text{radier}} + N_{\text{bâtiment}} \\ N = G_{\text{radier}} + G_{\text{remblai}} + G_{\text{bâtiment}} + Q \end{cases}$$

$G_{\text{radier}} = S_{\text{radier}} \times h \times \rho_{\text{BA}} = 290,70 \times 0,70 \times 25 = 5087,75 \text{ KN}$

$G_{\text{sol}} = V_{\text{remblai}} \times \rho_{\text{remblai}} = (S_{\text{radier}} \times h_{\text{terre}}) - (V_{\text{radier}} + V_{\text{nervure}})$

$G_{\text{sol}} = 17 \times ((290,70 \times 4) - (145,35 + 36,45)) = 16677,13 \text{ KN}$

$G_{\text{bâtiment}} = 36787,17 \text{ KN}$

$Q = 4902,20 \text{ KN}$

$N = 5087,75 + 16677,13 + 36787,17 + 4902,20 = 63454,25 \text{ KN}$

VII.4.9 Vérification de la contrainte du sol sous la charge verticale :

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte maximale :

$\sigma_{\text{sous radier}} \leq 1,5 \bar{\sigma}$

$\sigma_{\text{sous radier}} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} \leq 1,5 \times \bar{\sigma}$

$\sigma_{\text{sous radier}} = \frac{63454,25 \times 10^{-2}}{290,70} = 2,18 \text{ bars} \leq 1,5 \times 1,5 = 2,25 \text{ bars} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

VII.4.10 Vérification des contraintes dans le sol - compression :

Les contraintes sous le radier doivent satisfaire les conditions :

$$\begin{cases} \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} \pm \frac{M}{I_{xx'}} \times X_G \leq 1,5\bar{\sigma} \\ \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} \pm \frac{M}{I_{yy'}} \times Y_G \leq 1,5\bar{\sigma} \\ \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \end{cases}$$

$N = 63454,25 \text{ KN}$

$S_{\text{radier}} = 290,70 \text{ m}^2$

$I_{xx'} = 33440,78 \text{ m}^4$

$I_{yy'} = 55641,35 \text{ m}^4$

$X_G = 12,61 \text{ m}$

$Y_G = 9,78 \text{ m}$

a. Sens x – x :

$$\sigma_1 = \frac{63454,25 \times 10^{-2}}{290,70} + \frac{63454,25 \times 10^{-2} \times 0,20}{33440,78} \times 12,61$$

$\Rightarrow \sigma_1 = 2,23 \text{ bars} \leq 1,5 \times 1,5 = 2,25 \text{ bars} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$

$$\sigma_2 = \frac{63454,25 \times 10^{-2}}{290,70} - \frac{63454,25 \times 10^{-2} \times 0,20}{33440,78} \times 12,61$$

$\Rightarrow \sigma_2 = 2,13 \text{ bars} \leq 1,5 \times 1,5 = 2,25 \text{ bars} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 2,23 + 2,13}{4}$$

$\Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 2,19 \text{ bars} \leq 1,5 \times 1,5 = 2,25 \text{ bars} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$

b. Sens y–y :

$$\sigma_1 = \frac{63454,25 \times 10^{-2}}{290,70} + \frac{63454,25 \times 10^{-2} \times 0,41}{55641,35} \times 9,78$$

$\Rightarrow \sigma_1 = 2,24 \text{ bars} \leq 1,5 \times 1,5 = 2,25 \text{ bars} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$

$$\sigma_2 = \frac{63454,25 \times 10^{-2}}{290,70} - \frac{63454,25 \times 10^{-2} \times 0,41}{55641,35} \times 9,78$$

$\Rightarrow \sigma_2 = 2,13 \text{ bars} \leq 1,5 \times 1,5 = 2,25 \text{ bars} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 2,24 + 2,13}{4}$$

$\Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 2,21 \text{ bars} \leq 1,5 \times 1,5 = 2,25 \text{ bars} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$

\Rightarrow Les contraintes sont vérifiées pour les deux sens donc le radier est stable vis-à-vis de l'effet des charges verticales.

VII.4.11 Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges. Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la réaction du sol, pour cela on utilise la méthode de BAEL91 annexe E3 pour déterminer les moments unitaires μ_x , μ_y qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport : $\rho = \frac{l_x}{l_y}$.

a. Méthode de calcul :

Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2$

Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \times M_x$

μ_x ; μ_y : sont des coefficients en fonction de $\rho = \frac{l_x}{l_y}$ et v ($v = 0,2$ à 1 'ELS, 0 à 1 'ELU) Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis. En tenant compte des modes de fixation on effectue les ventilations des moments comme suit :

Tableau VII. 1 : Les coefficients de la méthode calcul

	Le panneau de rive	Le panneau intermédiaire
En travée	$M_{tx} = 0,85 \times M_x$ $M_{ty} = 0,85 \times M_y$	$M_{tx} = 0,75 \times M_x$ $M_{ty} = 0,75 \times M_y$
Sur appui	$M_{ax} = M_{ay} = 0,3 \times M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 \times M_x$

- Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux.
- La méthode proposée par le règlement BAEL91.
- La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

b. Évaluation des charges :

➤ À l'ELU :

$$q_u = \frac{1,35(G_{\text{radier}} + G_{\text{batiment}}) + 1,5Q}{S_{\text{radier}}} = \frac{1,35(5087,75 + 36787,17) + 1,5 \times 4902,20}{290,70}$$

$$q_u = 219,76 \text{ KN/m}^2$$

➤ À l'ELS :

$$q_u = \frac{G_{\text{radier}} + G_{\text{batiment}} + Q}{S_{\text{radier}}} = \frac{5087,75 + 36787,17 + 4902,20}{290,70}$$

$$q_u = 160,91 \text{ KN/m}^2$$

c. Sollicitations :➤ **ELU (v = 0) :**

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,75}{3,95} = 0,95 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,041 \\ \mu_y = 0,887 \end{cases}$$

$$M_{0X} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0,041 \times 219,76 \times 3,75^2 = 126,71 \text{ KN.m}$$

$$M_{0Y} = \mu_y \times M_{0X} = 0,887 \times 126,7 = 112,38 \text{ KN.m}$$

➤ **ELS (v = 0, 2) :**

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,75}{3,95} = 0,95 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,048 \\ \mu_y = 0,924 \end{cases}$$

$$M_{0X} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0,048 \times 160,91 \times 3,75^2 = 108,61 \text{ KN.m}$$

$$M_{0Y} = \mu_y \times M_{0X} = 0,924 \times 105,24 = 100,35 \text{ KN.m}$$

➤ **Donc les sollicitations sont (sens x) :**

- **ELU :** $\begin{cases} M_x^{\text{travée}} = 0,75 \times 126,71 = 95,03 \text{ KN.m} \\ M_x^{\text{appui}} = 0,5 \times 126,71 = 69,68 \text{ KN.m} \end{cases}$
- **ELS :** $\begin{cases} M_x^{\text{travée}} = 0,75 \times 108,61 = 81,45 \text{ KN.m} \\ M_x^{\text{appui}} = 0,5 \times 108,61 = 54,30 \text{ KN.m} \end{cases}$

Tableau VII. 2 : Les moments de ferrailage de la dalle du radier

	M_{travée} (KN · m)		M_{appui} (KN · m)	
	Sens x-x	Sens y-y	Sens x-x	Sens y-y
ELU	95,03	81,69	69,68	54,46
ELS	81,45	72,93	54,30	48,62

d. Calcul des armatures :

Le calcul des armatures se fait à l'ELU et les vérifications à l'ELS.

a. Sens x – x :➤ **En travée :**

$$\text{Hauteur utile : } d = 0,9 \times h = 0,9 \times 70 = 0,45 \text{ m.}$$

$$\text{Moment réduit : } \mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{92,11 \times 10^{-3}}{1 \times 0,45^2 \times 14,20} = 0,032$$

$$\mu = 0,032 < \mu_{\text{limite}} = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,032 < 0,1859 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$\alpha \in \left[0; \frac{1}{6}\right]$: est la racine de l'équation :

$$15\alpha^4 - 60\alpha^3 + [20 - 4\mu]\alpha^2 + 8\mu\alpha - 4\mu = 0 \Rightarrow \alpha = 0,060$$

$$\beta = \frac{5\alpha^2(3 - 8\alpha)}{3(1 - \alpha)^2} \Rightarrow \beta = 0,017$$

$$A_{su} = \frac{\beta b d f_{bu}}{f_{su}} = \frac{0,017 \times 1 \times 0,63 \times 14,2}{347,83} = 4,42 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 4,42 \text{ cm}^2$$

➤ **Sur appui :**

Hauteur utile : $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 70 = 0,63 \text{ m}$

$$\text{Moment réduit : } \mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{69,86 \times 10^{-3}}{1 \times 0,45^2 \times 14,20} = 0,021$$

$$\mu = 0,021 < \mu_{\text{limite}} = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,021 < 0,1859 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$15\alpha^4 - 60\alpha^3 + [20 - 4\mu]\alpha^2 + 8\mu\alpha - 4\mu = 0 \Rightarrow \alpha = 0,051$$

$$\beta = \frac{5\alpha^2(3 - 8\alpha)}{3(1 - \alpha)^2} \Rightarrow \beta = 0,013$$

$$A_{su} = \frac{\beta b d f_{bu}}{f_{su}} = \frac{0,013 \times 1 \times 0,63 \times 14,2}{347,83} = 3,24 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 3,24 \text{ cm}^2$$

b. Sens y – y :

Tableau VII. 3 : Résultats du Calcul des armatures dans le sens y-y

	En travée	Sur appui
μ	0,032	0,021
$A_{su}(\text{cm}^2)$	3,77	2,50

VII.4.12 Vérifications nécessaires :

a. Condition de non-fragilité :

Pour des barres ou fils à haute adhérence de classe Fe E 400 ou de treillis soudés à fils lisses de diamètre supérieur à 6 mm :

$$\begin{cases} A_{x\min} = 0,0008 \times \frac{3 - \rho}{2} \times b \times h = 0,0008 \times \frac{3 - 0,95}{2} \times 100 \times 70 = 5,74 \text{ cm}^2 \\ A_{y\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 70 = 5,6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

➤ **Sens x-x :**

• **En travée :** $A_s = \max(4,42; 5,74) = 5,74 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ On adopte $A_s = 6\text{HA}16(12,06 \text{ cm}^2)$

• **Sur appui :** $A_s = \max(3,24; 5,74) = 5,74 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ On adopte $A_s = 6\text{HA}14(9,24 \text{ cm}^2)$

➤ **Sens y-y :**

• **En travée :** $A_s = \max(3,77; 5,6) = 5,6 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ On adopte $A_s = 5\text{HA}14(7,70 \text{ cm}^2)$

• **Sur appui :** $A_s = \max(2,50; 5,6) = 5,6 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ On adopte $A_s = 5\text{HA}14(7,70 \text{ cm}^2)$

Tableau VII. 4 : Récapitulatif du ferrailage

	Sens x-x		Sens y-y	
	Travée	Appui	Travée	Appui
A_s^{cal} (cm ²)	5,74	5,74	5,6	5,6
Choix	6 HA16	6HA14	5 HA14	5 HA14
$A_s^{adopté}$ (cm ²)	12,06	9,24	7,70	7,70

b. Vérification de l'effort tranchant à l'ELU :

(Art A.5.1)^{l21}

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$, avec :

$$V_{ux} = \frac{q_u L_x L_y}{L_x + 2L_y}$$

$$V_{uy} = q_u \frac{L_x}{3}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

• Sens x-x :

$$V_{ux} = \frac{219,76 \times 3,75 \times 3,95}{3,75 + 2 \times 3,95} = 279,35 \text{ KN}$$

$$\tau_{ux} = \frac{279,35 \times 10^{-3}}{1 \times 0,45} = \frac{279,35 \times 10^{-3}}{1 \times 0,63} = 0,443 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa Condition vérifiée.}$$

• Sens y-y :

$$V_{uy} = 219,76 \times \frac{3,75}{3} = 274,7 \text{ KN}$$

$$\tau_{uy} = \frac{274,7 \times 10^{-3}}{1 \times 0,63} = 0,436 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c. Calcul des contraintes maximales à l'ELS :

➤ **Exemple de calcul :**

• **Sens x-x (en travée) :**

Détermination de l'axe neutre (Y) :

$$b_0 y^2 + 30(A_s + A_s')y - 30(A_s d + A_s' d') = 0$$

$$b_0 y^2 + 30(12,06)y - 30(A_s d + A_s' d') = 0$$

$$100y^2 + 361,8y - 1628,1 = 0 \Rightarrow y = 11,07 \text{ cm} = 0,11 \text{ m}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3} b_0 y^3 + 15 [A_s (d - y)^2 + A_s' (y - d')^2]$$

$$I = \frac{1}{3} \times 100 \times 11,07^3 + 15 [12,05 (45 - 11,07)^2] = 253479,18 \text{ cm}^4$$

➤ **Contraintes :**

$$\begin{cases} K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{78,93 \times 10^{-3}}{253479,18 \times 10^{-8}} = 31,13 \\ \sigma_{bc} = Ky = 31,13 \times 0,11 = 3,45 \text{ MPa} \\ \sigma_{st} = 15k(d - y) = 15 \times 31,13 (0,45 - 0,11) = 158,14 \text{ MPa} \end{cases}$$

➤ **Vérification :**

$$\sigma_{bc} = 4,38 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = 158,14 \leq \overline{\sigma}_{st} = 200 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Tableau VII. 5 : Vérification des contraintes à l'ELS

		Y (cm)	I (cm ⁴)	K	σ _{bc} (MPa)	σ _{st} (MPa)	Observation
Travée	x-x	11,01	253479,18	31,13	3,45	158,14	Vérifiée
	y-y	9,86	203098,76	35,90	3,54	189,22	Vérifiée
Appui	x-x	9,10	173976,12	30,24	2,75	162,85	Vérifiée
	y-y	9,10	173976,12	27,94	2,54	150,46	Vérifiée

➤ **Espacement des armatures ^[1] :**

Il faut vérifier que : $S \leq S_{max}$

$$S_{x-max} = \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 50; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend : } s_h = 15 \text{ cm}$$

$$S_{y-max} = \min(4h; 45 \text{ cm}) = \min(4 \times 50; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend : } s_h = 20 \text{ cm}$$

VII.4.13 Etude de débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur $L = 0,50 \text{ m}$.

Le calcul du Ferrailage se fait pour une bande de largeur égale à un mètre linéaire, $h = 0,5 \text{ m}$ et $b = 1 \text{ m}$.

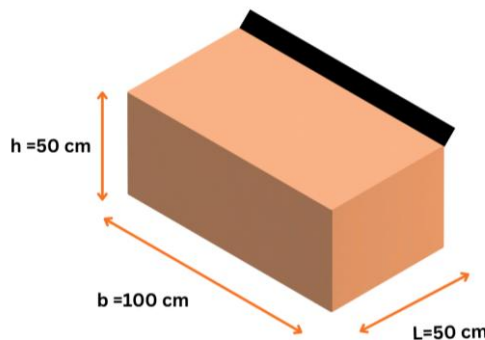


Figure VII. 3 : Schéma de débord

a. Calcul des armatures :

$$\text{Moment ultime : } M_u = \frac{q_u l^2}{2} = \frac{219,7 \times 0,5^2}{2} = 27,46 \text{ KN}$$

$$\text{Hauteur utile : } d = 0,9 \times 0,5 = 0,45 \text{ m}$$

$$\text{Moment réduit : } \mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{27,46 \times 10^{-3}}{1 \times 0,45^2 \times 14,20} = 0,0094$$

$$\mu = 0,0094 < \mu_{\text{limite}} = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,0094 < 0,1859 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0092}) = 0,07$$

$$A_s = \frac{0,8 \times \alpha \times b \times d \times f_{bc}}{f_{st}} = \frac{0,8 \times 0,07 \times 1 \times 0,45 \times 14,2}{347,83} = 1,9 \times 10^{-4} \text{ m} = 1,9 \text{ cm}^2$$

b. Vérifications nécessaires :**➤ Condition de non-fragilité****(Art A.4.2) [2]**Il faut vérifier que : $A_s \geq A_{\text{min}}$

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

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times 1 \times 0,45 \times 2,1}{400} = 5,43 \text{ cm}^2$$

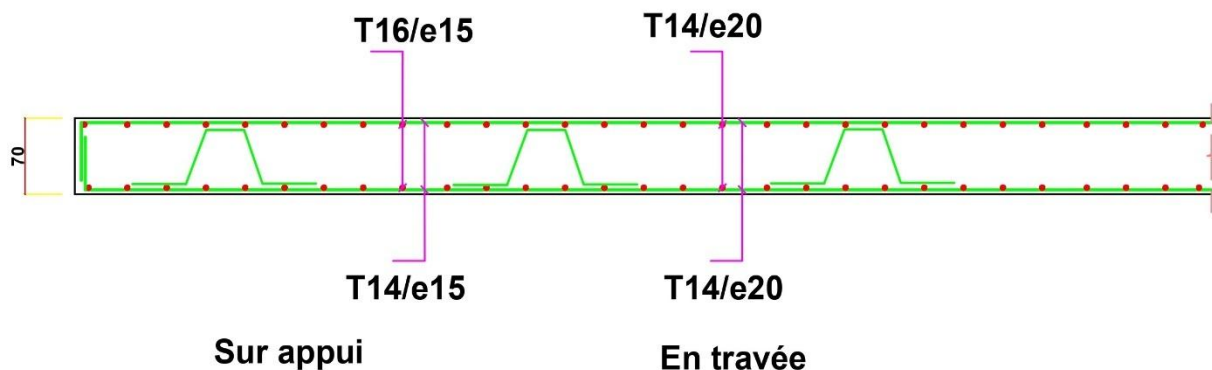
On prend le même ferrailage que la dalle du radier

➤ Vérification de l'effort tranchant à l'ELU :**(Art A.5.1) [2]**

Il faut vérifier que :

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

$$\tau_u = \frac{219,7 \times 10^{-3}}{2 \times 1 \times 0,45} = 0,244 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

c. Schéma du ferrailage des radier :**Figure VII. 4 :** Schéma de ferrailage du radier

VII.5 Étude du voile périphérique :

VII.5.1 Introduction ^[13]:

Le voile périphérique est un voile continu de béton armé situé entre le niveau des fondations et le niveau de base, habituellement de faible épaisseur, il garantit la rétention du terrain pour le sous-sol.

VII.5.2 Dimensionnement :

D'après le **RPA99/version 2003**, le voile périphérique doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens horizontal et vertical.

On adopte :

- L'épaisseur : $e = 15$ cm.
- La hauteur du voile : $H = 3,8$ m.

VII.5.3 Caractéristiques du sol :

Pour le cas d'un sol marneux, on a :

- Le poids spécifique : $\gamma = 19,78 \text{KN/m}^3$.
- L'angle de frottement : $\varphi = 30^\circ$.

VII.5.4 Calcul des contraintes :

➤ Calcul du coefficient des terres :

Il est donné par la formule suivante (selon Coulomb) :

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{30}{2} \right) \rightarrow K_0 = 0,333$$

VII.5.5 Calcul de la pression géostatique (Poussée des terres) ^[13]:

$$P_1 = \gamma \times h \times K_a$$

$$P_1 = 19,78 \times 3,8 \times 0,333 \rightarrow P_1 = 25,03 \text{KN/m}^2$$

➤ Calcul de charge due à la surcharge :

$$q = 10 \text{KN/m}^2$$

$$P_2 = q \times K_a$$

$$P_2 = 10 \times 0,333 \rightarrow P_2 = 3,33 \text{KN/m}^2$$

VII.5.6 Ferrailage du voile ^[13]:

Le voile périphérique sera calculé comme étant une dalle pleine sur quatre appuis.

a. À l'ELU :

$$\sigma_{\max} = 1,35P_1 + 1,5P_2$$

$$\sigma_{\max} = 1,35 \times 25,03 + 1,5 \times 3,33 \rightarrow \sigma_{\max} = 38,78 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = 1,5P_2 = 1,5 \times 3,33 = 4,99 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 38,78 + 4,99}{4} = 30,33 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 30,33 \text{ KN/ml}$$

Pour calculer le ferrailage on prend le plus grand panneau, dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3,75 \text{ m} ; L_y = 3,95 \text{ m} ; b = 1 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,75}{3,95} = 0,95 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle portant dans deux sens.}$$

$$\alpha = 0,88 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0410 \\ \mu_y = 0,8875 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 0,0410 \times 30,33 \times 3,75^2 = 17,48 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_{0x} = 0,8875 \times 20,30 = 15,51 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Moment en travée :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85M_x = 0,85 \times 17,48 = 14,85 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,85M_y = 0,85 \times 15,51 = 13,18 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Moment en appui :

$$\begin{cases} M_{ax} = -0,3M_x = -0,3 \times 17,48 = -5,24 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = -0,3M_y = -0,3 \times 15,51 = -4,65 \text{ KN.m} \end{cases}$$

a. Sens x - x :

➤ En travée :

$$\text{Hauteur utile : } d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,15 = 0,135 \text{ m}$$

$$\text{Moment réduit : } \mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{14,85 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135^2 \times 14,20} = 0,05$$

$$\mu = 0,05 < \mu_{\text{limite}} = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,05 < 0,1859 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,05}) = 0,06$$

$$A_s = \frac{0,8 \times \alpha \times b \times d \times f_{bc}}{f_{st}} = \frac{0,8 \times 0,06 \times 1 \times 0,135 \times 14,2}{347,83} = 2,64 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_s = 2,64 \text{ cm}^2$$

➤ **Sur appui :**

$$\text{Hauteur utile : } d = 0,9 \times h = 0,9 \times 15 = 0,135 \text{ m}$$

$$\text{Moment réduit : } \mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} = \frac{5,24 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135^2 \times 14,20} = 0,02$$

$$\mu = 0,02 < \mu_{\text{limite}} = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,02 < 0,1859 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,02}) = 0,02$$

$$A_s = \frac{0,8 \times \alpha \times b \times d \times f_{bc}}{f_{st}} = \frac{0,8 \times 0,02 \times 1 \times 0,135 \times 14,2}{347,83} = 0,88 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_s = 0,88 \text{ cm}^2$$

b. Sens y – y :➤ **En travée :**

$$\text{Hauteur utile : } d = 0,9 \times h = 0,9 \times 15 = 0,135 \text{ m}$$

$$\text{Moment réduit : } \mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} = \frac{13,18 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135^2 \times 14,20} = 0,05$$

$$\mu = 0,05 < \mu_{\text{limite}} = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,05 < 0,1859 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,05}) = 0,06$$

$$A_s = \frac{0,8 \times \alpha \times b \times d \times f_{bc}}{f_{st}} = \frac{0,8 \times 0,06 \times 1 \times 0,135 \times 14,2}{347,83} = 2,64 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_s = 2,64 \text{ cm}^2$$

➤ **Sur appui :**

$$\text{Hauteur utile : } d = 0,9 \times h = 0,9 \times 20 = 0,135 \text{ m}$$

$$\text{Moment réduit : } \mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} = \frac{4,65 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135^2 \times 14,20} = 0,01$$

$$\mu = 0,01 < \mu_{\text{limite}} = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,01 < 0,1859 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,01}) = 0,01$$

$$A_s = \frac{0,8 \times \alpha \times b \times d \times f_{bc}}{f_{st}} = \frac{0,8 \times 0,01 \times 1 \times 0,135 \times 14,2}{347,83} = 0,44 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_s = 0,44 \text{ cm}^2$$

Tableau VII. 6 : Calcul du ferrailage du voile périphérique

Localisation		M (KN.m)	A ₅ (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Adopte (cm ²)
Travée	X-X	14,85	2,64	1,5	5T10
	Y-Y	13,18	2,64	1,5	5T10
Appui	X-X	5,24	0,88	1,5	5T10
	Y-Y	4,65	0,44	1,5	5T10

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau suivant :

Avec : A_{min} = 1% b × h = 0,001 × 100 × 15 = 1,5 cm²

c. Espacements :

Sens X-X : St = 15 cm ≤ min(2e; 25 cm) = 25 cm, on adopte St = 15 cm.

Sens Y-Y : St = 15 cm ≤ min(3e; 33 cm) = 33 cm, on adopte St = 15 cm.

d. Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5.1)^[2]

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{V_u}{db} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0,07f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$V_{ux} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{30,33 \times 3,75}{2} \times \frac{3,95^4}{3,95^4 + 3,75^4} = 31,38 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{30,33 \times 3,95}{2} \times \frac{3,75^4}{3,95^4 + 3,75^4} = 26,85 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{db} = \frac{31,38 \times 10^{-3}}{0,135 \times 1} = 0,23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

VII.5.7 Vérifications à l'ELS : (Art B.7.5)^[2]

$$\sigma_{\max} = P_1 + P_2$$

$$\sigma_{\max} = 25,03 + 3,33 \rightarrow \sigma_{\max} = 28,36 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = P_2 = 3,33 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 28,36 + 3,33}{4} = 22,10 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 22,10 \text{ KN/ml}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,75}{3,95} = 0,95 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle portant dans deux sens.}$$

$$\alpha = 0,95 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,048 \\ \mu_y = 0,924 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 0,048 \times 22,10 \times 3,75^2 = 14,91 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_{0x} = 0,924 \times 14,91 = 13,77 \text{ KN.m}$$

• **Moment en travée :**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85M_x = 0,85 \times 14,91 = 12,67 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85M_y = 0,85 \times 13,77 = 11,70 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Moment en appui :**

$$\begin{cases} M_{ax} = -0.3M_x = -0,3 \times 14,91 = -4,47 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = -0.3M_y = -0,3 \times 13,77 = -4,13 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Vérification des contraintes :**

Pour déterminer si le calcul à l'ELS est requis, on doit vérifier la condition suivante en appui et en travée sur les deux sens :

$$\alpha \leq \frac{y - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec : } y = \frac{M_{ult}}{M_{ser}}$$

Tableau VII. 7 : Vérification des contraintes du voile périphérique à L'ELS

Localisation		Mu (KN.m)	Ms (KN.m)	y	$\frac{y - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	α	Vérification
Travée	X-X	14,85	12,67	1,17	0,335	0,01	C.V
	Y-Y	13,18	11,70	1,13	0,315	0,025	C.V
Appui	X-X	5,24	4,47	1,17	0,335	0,01	C.V
	Y-Y	4,65	4,13	1,13	0,315	0,009	C.V

- Par conséquent, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte de béton $\bar{\sigma}_{bc} \leq \sigma_{bc}$.
- Le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

VII.5.8 Schéma de ferrailage :

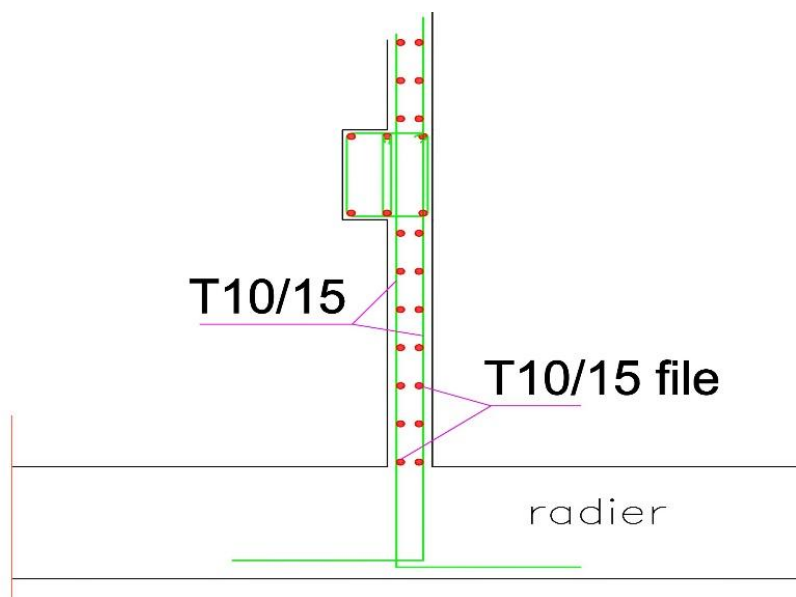


Figure VII. 5 : Schéma de ferrailage du voile périphérique

Conclusion générale

Ce projet de fin d'études a constitué une étape essentielle et formatrice dans notre parcours d'ingénieur. Il nous a permis de mettre en pratique l'ensemble des connaissances théoriques acquises au cours de nos cinq années de formation, en les confrontant à une application concrète et réaliste du calcul et de la conception des structures en béton armé.

À travers cette étude, nous avons pu approfondir notre compréhension des différentes étapes d'une étude de structure, de l'analyse architecturale initiale jusqu'au dimensionnement final, en tenant compte des normes en vigueur telles que le RPA, le BAEL, le CBA et autres. Le respect de la réglementation parasismique, en particulier, s'est révélé crucial afin d'assurer la sécurité des constructions face aux sollicitations dynamiques des séismes.

L'utilisation des logiciels de calcul modernes, comme AutoCAD et Etabs, nous a offert une grande précision et une meilleure efficacité dans l'analyse des efforts internes, le calcul des ferraillements ainsi que dans la modélisation dynamique des structures. Ces outils nous ont permis de mieux maîtriser des phénomènes complexes tels que les effets de torsion et l'interaction entre voiles et portiques, essentiels dans la conception parasismique optimale. Nous avons également pris conscience de l'importance de la collaboration étroite entre l'ingénieur et l'architecte dès les premières phases de conception, notamment pour les structures présentant des irrégularités géométriques qui complexifient l'analyse sismique. Par ailleurs, la prise en compte des caractéristiques géotechniques du site d'implantation s'est avérée indispensable pour le choix du type de fondation le plus adapté, alliant sécurité et optimisation économique.

Enfin, ce travail a marqué pour nous le premier véritable contact avec les réalités du métier d'ingénieur civil. Il a renforcé notre capacité à résoudre des problématiques techniques complexes, à adopter une démarche rigoureuse et à toujours viser un équilibre entre sécurité, faisabilité et coût. Ce projet restera ainsi une base solide sur laquelle nous pourrions continuer à développer nos compétences et évoluer dans notre futur parcours professionnel.

Bibliographie

- [1] l'Urbanisme, «Règlement parasismique algérien - RPA 99 (version 2003),» Ministère de l'Habitat et de l'Urbanisme, Alger, 2003.
- [2] Ministère de l'Équipement, «Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé suivant la méthode des états limites,» SETRA (Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes) / LCPC (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées), Paris, 1999.
- [3] M. d. l. e. d. l'Urbanisme, «Document technique réglementaire — Charges et surcharges,» Ministère de l'Habitat et de l'Urbanisme, Alger, 1988.
- [4] M. d. l. e. d. l'Urbanisme, «Règles de conception et de calcul des structures en béton armé,» Ministère de l'Habitat et de l'Urbanisme, Alger, 1993.
- [5] A. -. C. professionnelle, «Fédération de l'Industrie Bois Construction,» [En ligne]. Available: <https://www.uicb.pro/wp-content/uploads/2021/07/AFEB-Guide-DTU-36.3-Janvier-2016.pdf>. [Accès le 24 02 2025].
- [6] «Guide-toiture,» [En ligne]. Available: <https://www.guide-toiture.com/construire-et-poser-sa-toiture/acrotere/>. [Accès le 22 01 2025].
- [7] J. Resplendino, Calcul des structures en béton selon l'Eurocode 2, Eyrolles, 2005.
- [8] M. f. d. Jijel, «MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDE EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME,» jijel, 2018.
- [9] Benbouras Mohammed Amin, «Cour de "Béton armé", ENSET SKIKDA,» skikda, 2021.
- [10] AFNOR, «Eurocode 8 - Calcul des structures pour leur résistance aux séismes — Partie 1 : Règles générales, règles pour les bâtiments,» CEN (Comité Européen de Normalisation) / AFNOR (pour la version française).
- [11] U. d. Chlef, «LES CONTREVENTEMENTS »-cour – Université de Chlef,» Chlef, 2020.
- [12] C. E. d. N. (. —. A. p. l. v. française., «EN 1992-1-1 (Eurocode 2) Norme principale pour le dimensionnement du béton armé (flexion, cisaillement, ferrailage des nervures, dalles,» 2004,.
- [13] univ-tiaret, «cour d'etude des voiles périphériques et des fondations- univ tiaret,» [En ligne]. Available: <http://dspace.univ-tiaret.dz/bitstream/123456789/11745/9/chapitre%206%20Etude%20des%20voiles%20p%C3%A9riph%C3%A9riques%20et%20des%20fondations.pdf>. [Accès le 03 06 2025].

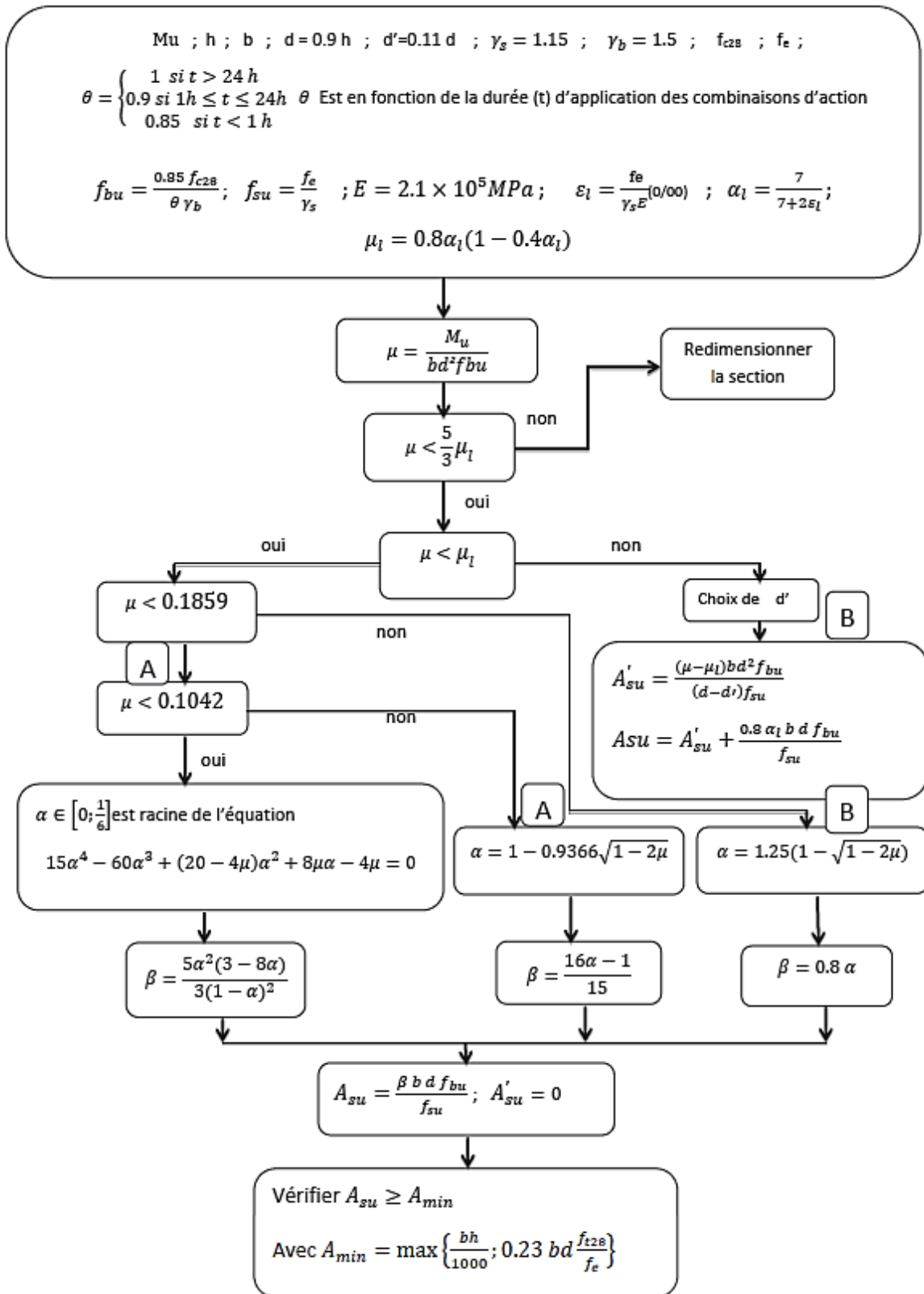
Logiciels :

- ETABS V9.7.4.
- AUTOCAD 2014 et 2025.
- SOCOTEC.
- WORD 2024.
- EXCEL 2024.

Annexe

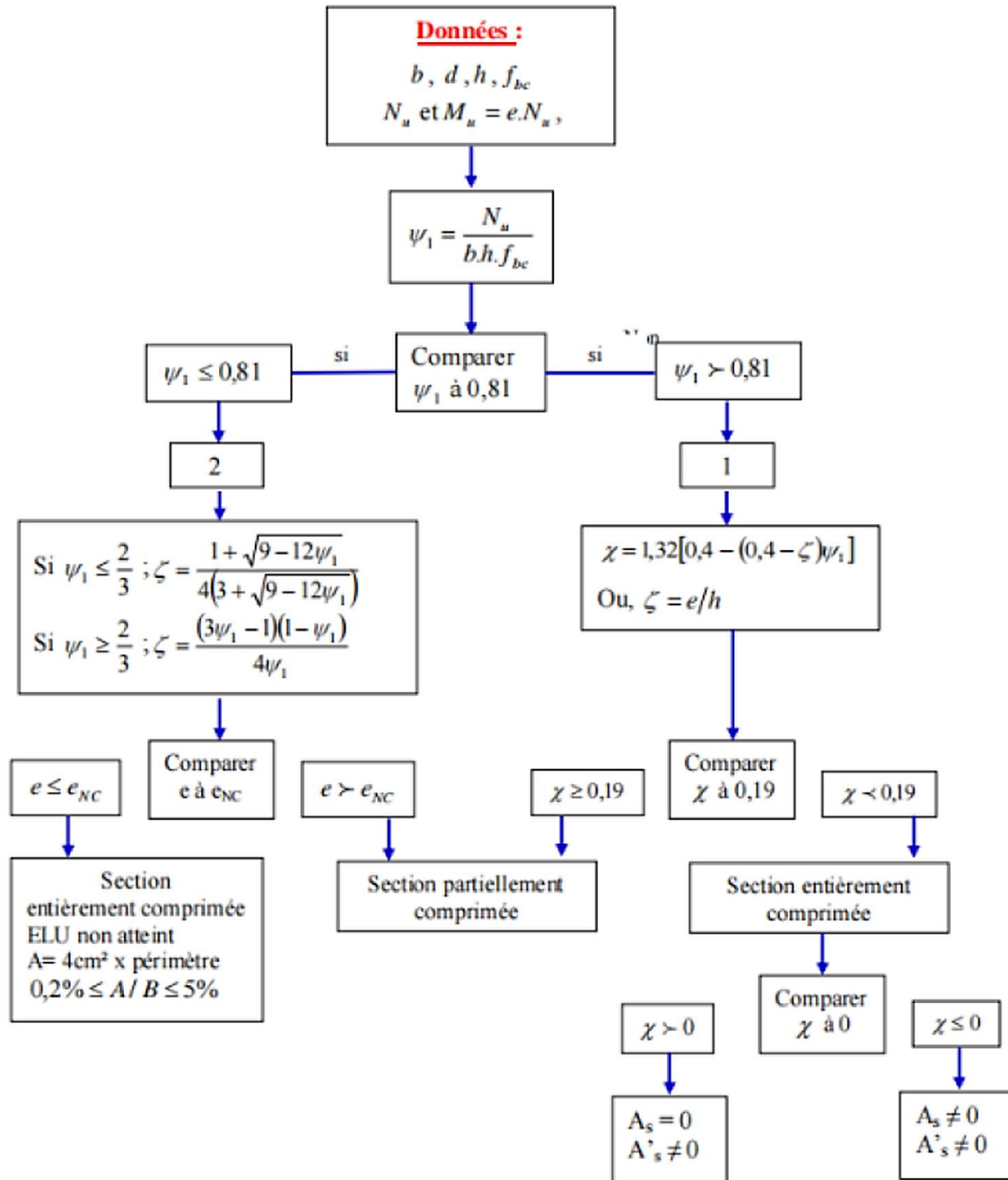
Annexe 1

Organigramme de calcul du ferrailage pour une section rectangulaire en flexion simple à ELU



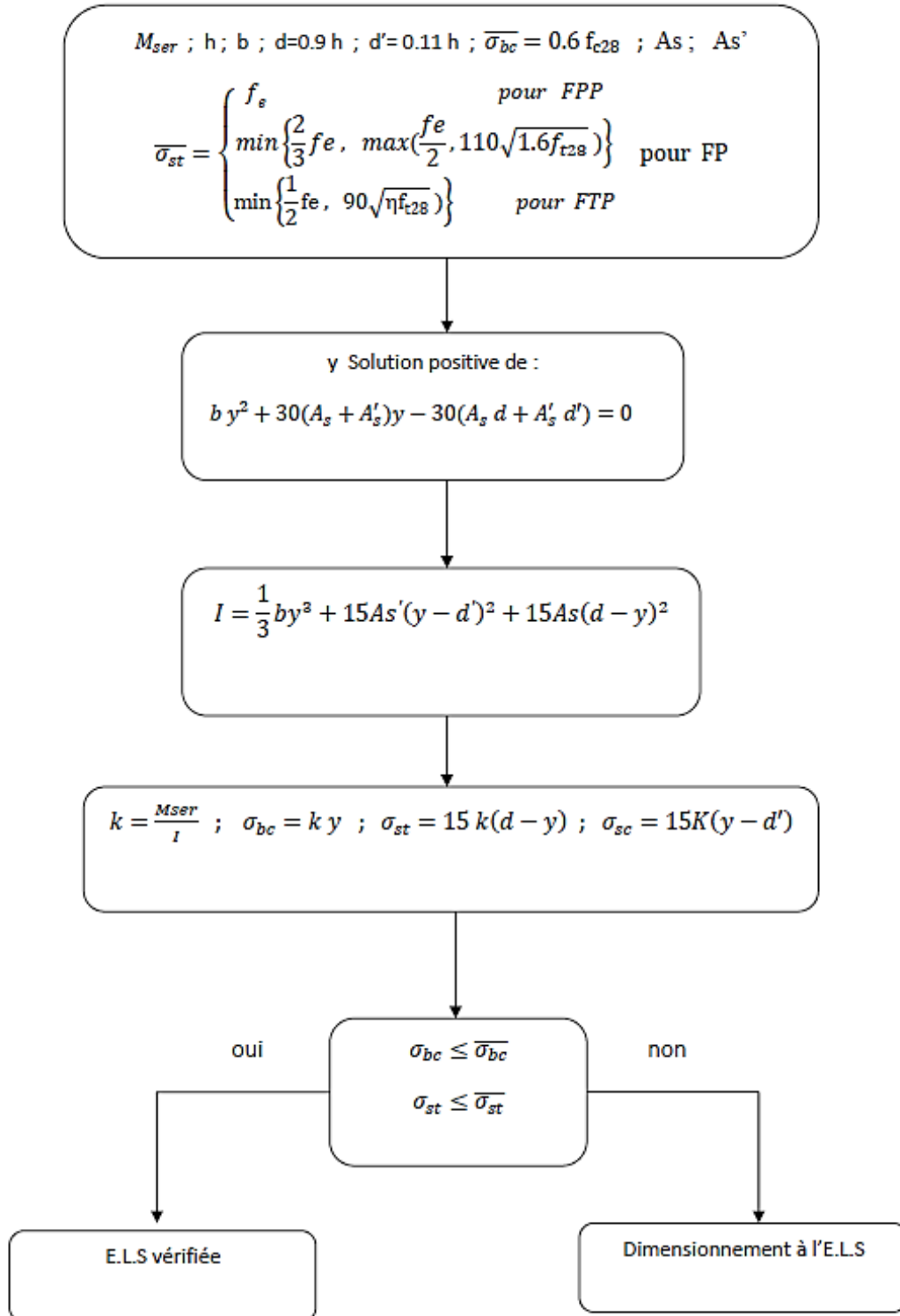
Annexe 2

Organigramme de calcul du ferrailage pour une section rectangulaire en flexion composée



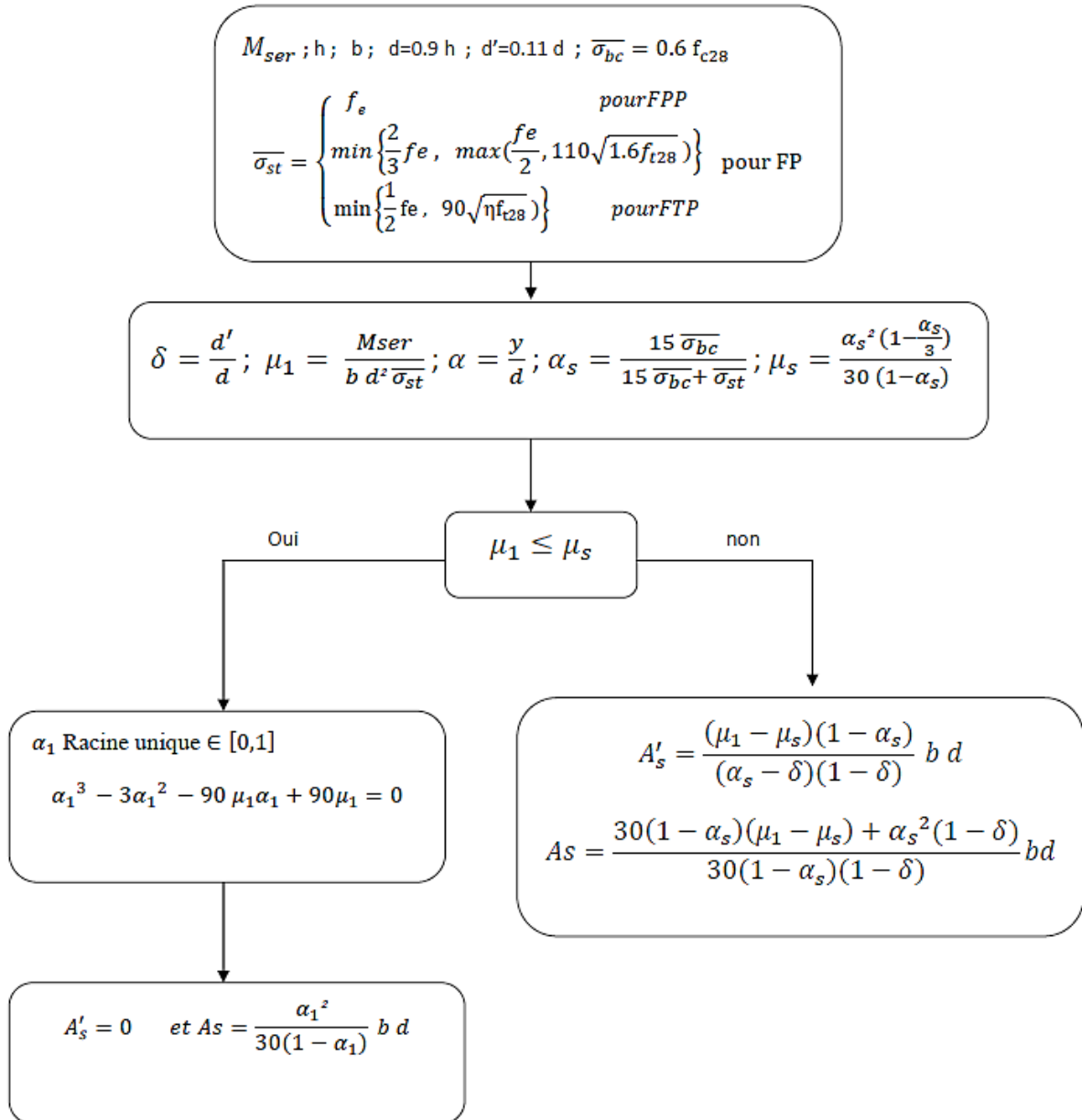
Annexe 3

Organigramme de vérification pour une section rectangulaire en flexion simple à ELS



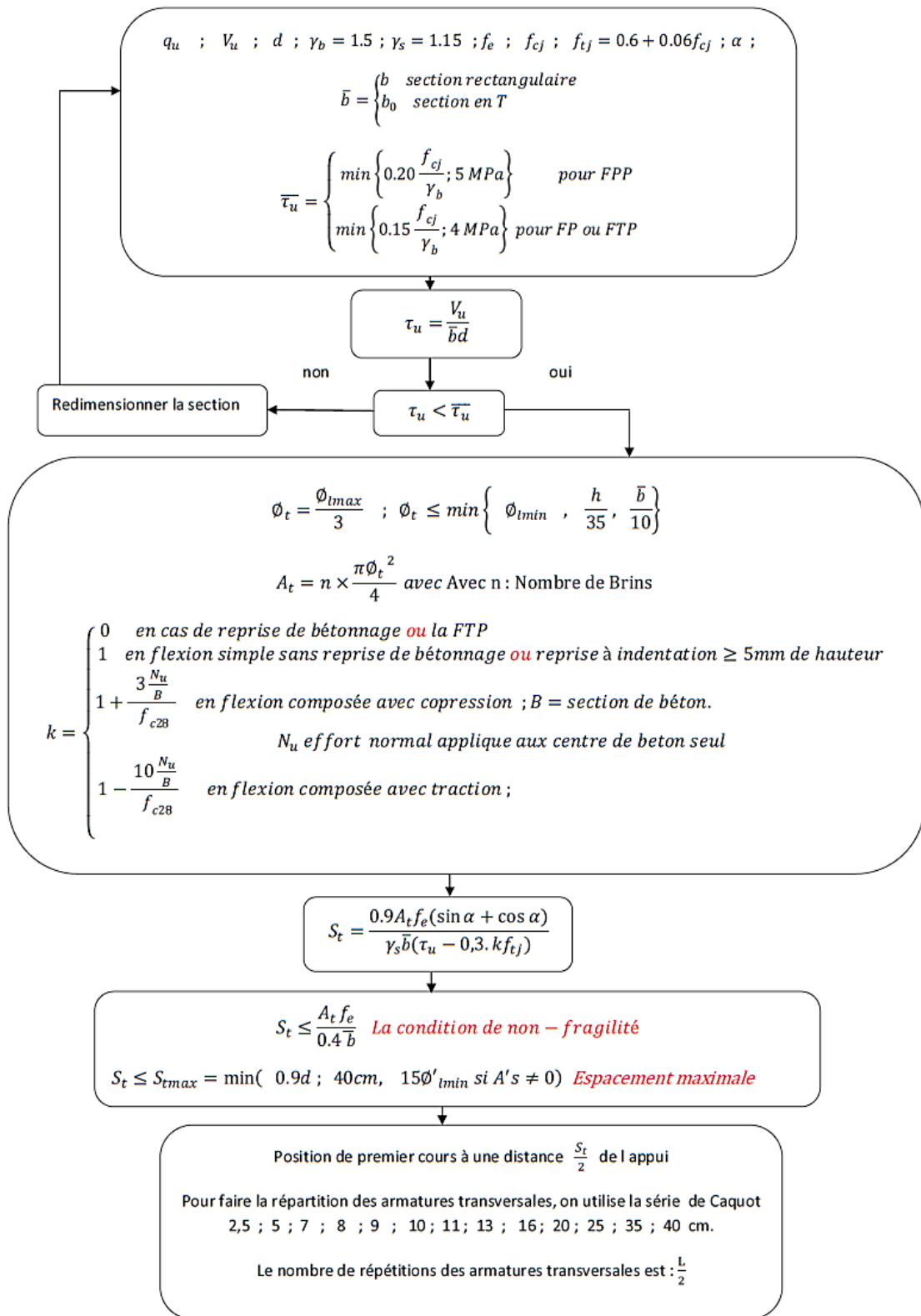
Annexe 4

Organigramme de calcul du ferrailage pour une section rectangulaire en flexion simple à ELS



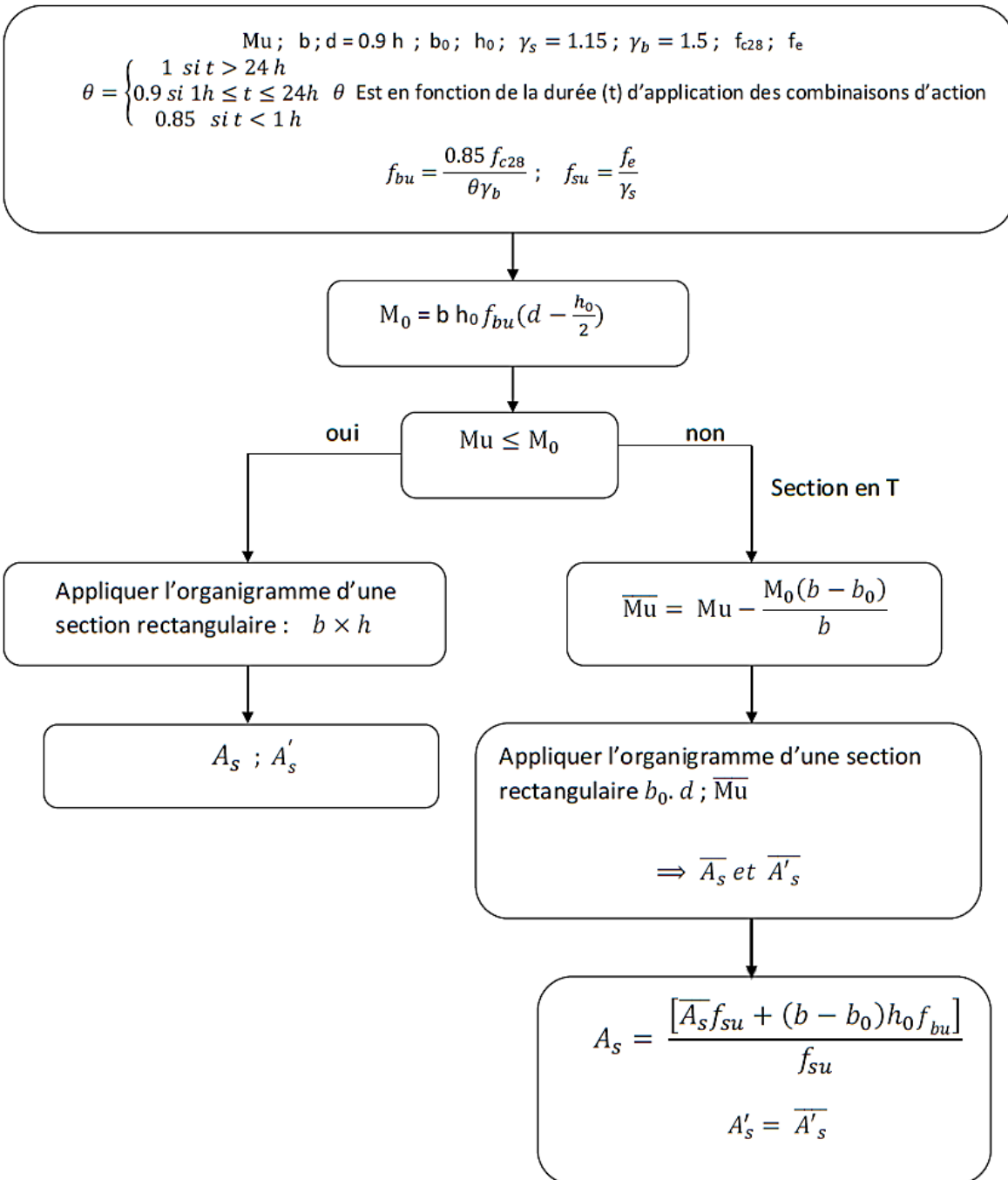
Annexe 5

Organigramme de calcul des armatures transversales



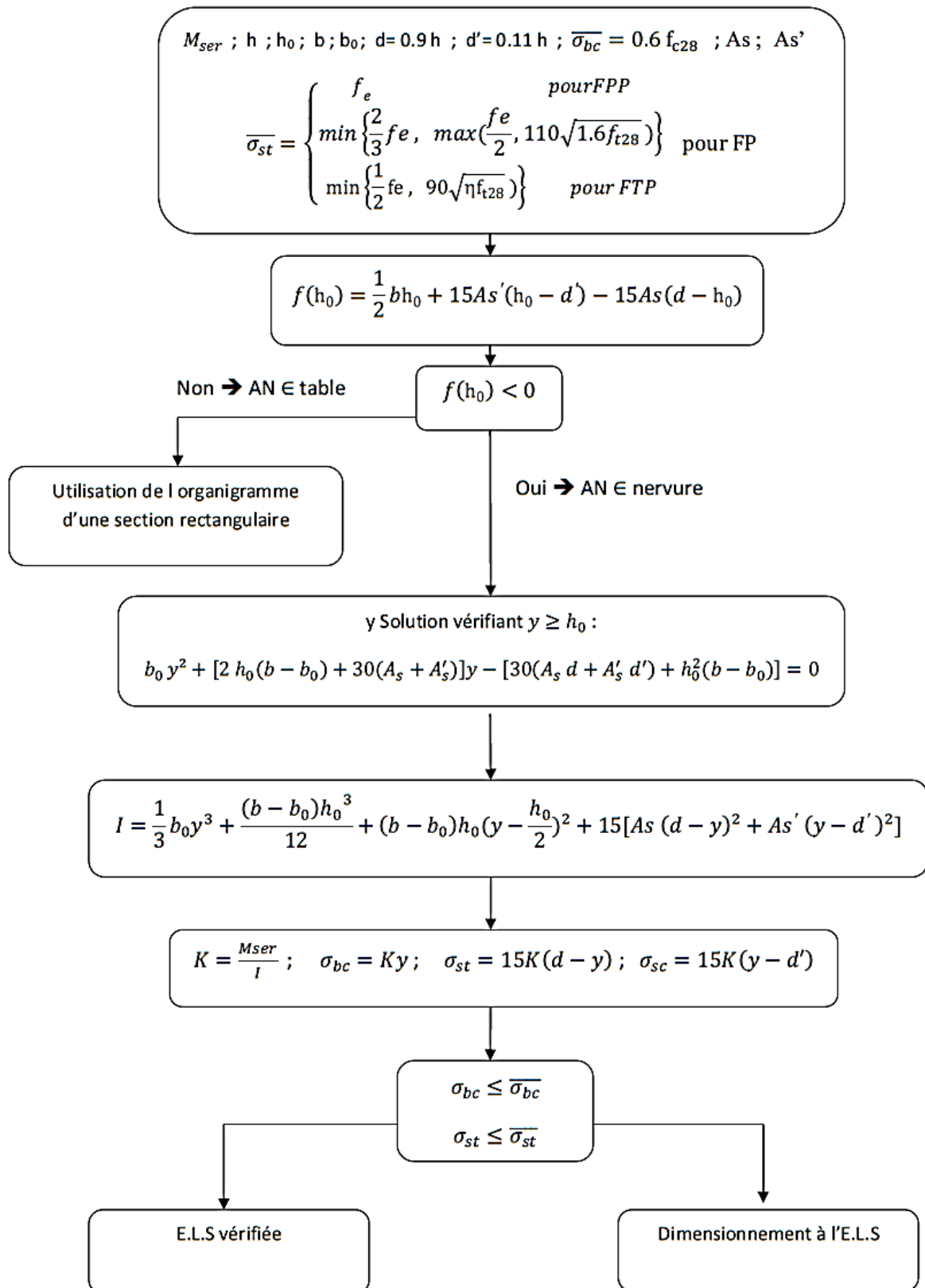
Annexe 6

Organigramme de calcul du ferrailage pour une section en T en flexion simple à ELU



Annexe 7

Organigramme de vérification pour une section en T en flexion simple à ELS



Annexe 8

Organigramme de calcul des escaliers

Conception:

Nombre de Contremarches:

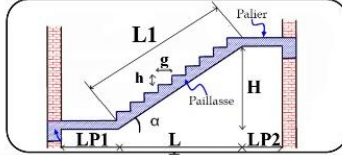
$$64n^2 - n(64 + 2H + L) + 2H = 0 \rightarrow n \text{ (en cm)}$$

Détermination de g: $g = \frac{L}{(n-1)}$

Détermination de h: $h = \frac{H}{n}$

Formule de Blondel: $0.59 \leq g + 2h \leq 0.66$ (en m)

Calcul des escaliers en BA



ELU: $P_U = 1.35G + 1.5Q$

ELS: $P_S = G + Q$

Epaisseur de la paillasse et du palier

$$\frac{l}{30} \leq e_p \leq \frac{l}{20}$$

$$l = L_1 + L_{p1} + L_{p2}$$

Surcharges:

Charges permanentes (G paillasse):

- 1-Poids propre de la paillasse (e=ep)..... $\rho_1=25\text{KN/m}^3$ $G_1 = \frac{\rho_1 \times e_p}{\cos(\alpha)}$
 - 2-Poids propre des marches $\rho_2=22\text{KN/m}^3$ $G_2 = \frac{\rho_2 \times h}{2}$
 - 3-Mortier de pose (e=2cm) (horizontale) ... $\rho_3=20\text{KN/m}^3$ $G_3 = 0,4 \text{ KN/m}^2$
 - 4-Carrelage (e=2cm) (horizontale) $\rho_4=22\text{KN/m}^3$ $G_4 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
 - 5-Garde corps $G_5 = 1 \text{ KN/m}^2$
 - 6-Mortier de pose (e=3cm) $\rho_6=20\text{KN/m}^3$ $G_6 = 0,6 \text{ KN/m}^2$
 - 7-Enduit en ciment (e=2cm) $\rho_7=20\text{KN/m}^3$ $G_7 = 0,4 \text{ KN/m}^2$
 - 8-Carrelage (e=2cm) (verticale) $\rho_8=22\text{KN/m}^3$ $G_8 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
- $G = G_1 + G_2 + G_3 + G_4 + G_5 + G_6 + G_7 + G_8$

Charges permanentes (G paliers):

- 1-Poids propre de la paillasse (e=ep)..... $\rho_1=25\text{KN/m}^3$ $G_1 = \rho_1 \times e_p$
 - 2-Mortier de pose (e=3cm)..... $\rho_2=20\text{KN/m}^3$ $G_2 = 0,6 \text{ KN/m}^2$
 - 3-Carrelage (e=2cm) $\rho_3=22\text{KN/m}^3$ $G_3 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
 - 4-Enduit en ciment (e=2cm) $\rho_4=20\text{KN/m}^3$ $G_4 = 0,4 \text{ KN/m}^2$
- $G = G_1 + G_2 + G_3 + G_4$

charges d'exploitation Q:

- Bâtiments d'habitation : 2.5 kN/m²;
- Locaux recevant du public : 4 kN/m²;
- Salles de spectacle et d'exposition : 5 kN/m².

Efforts internes à l'ELU et ELS:

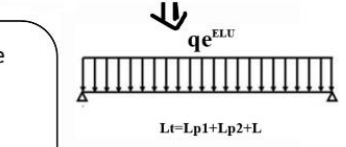
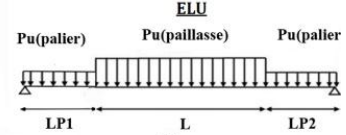
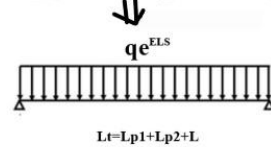
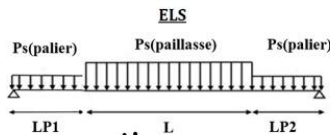
la charge équivalente: $q_e = \frac{\sum q_i \times L_i}{\sum L_i}$

Moment d'équivalence: $M_0 = \frac{\sum q_i L_i^2}{8}$

En travée: $M_{travée} = 0,85 M_0$

En appui: $M_{appui} = 0,2 M_0$

$V_s = \frac{q_s L_t}{2}$



Utilisation des organigrammes de la flexion simple

d'une poutre (b = 1m x ep)

En travée: $M_u^t \rightarrow A_s^t$

En appui: $M_u^a \rightarrow A_s^a$

Armature de réparation: $A_r = A_s^t / 4$

calcul de l'espacement

$$S_t > s_{t \max} = \min(0.9d, 40\text{cm})$$

Effort tranchant

$$\bar{\tau}_u = \begin{cases} \min\left\{0.20 \frac{f_{cj}}{Y_b}; 5 \text{ MPa}\right\} & \text{pour FPP} \\ \min\left\{0.15 \frac{f_{cj}}{Y_b}; 4 \text{ MPa}\right\} & \text{pour FP ou FTP} \end{cases}$$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{t \max}}{3}$$

besoin d'armature transversale

$$\tau_u = \frac{V_u}{d b} \leq \bar{\tau}_u$$

Pas d'armature transversale

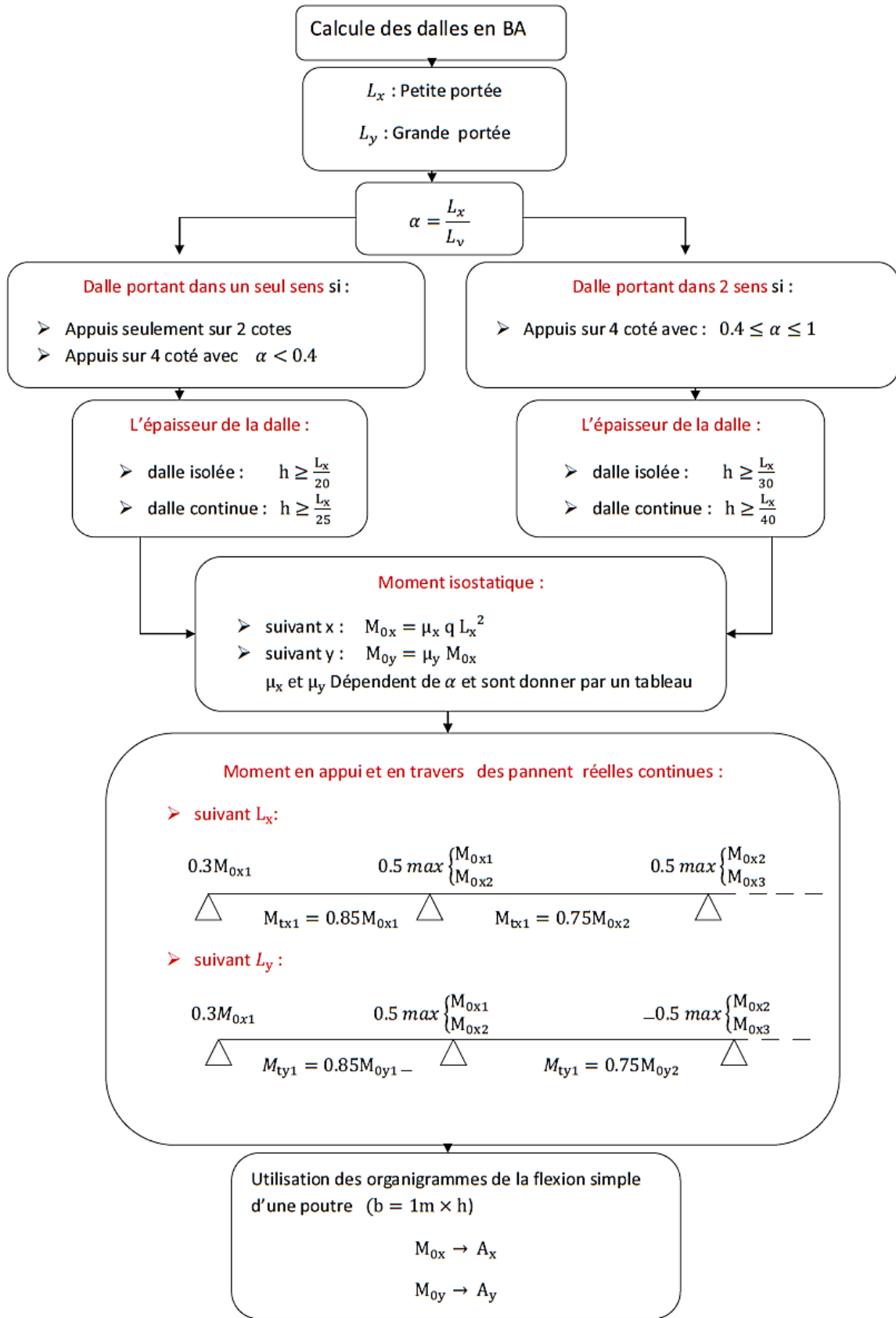
Vérification à l'ELS est nécessaire

$$\alpha_u < \alpha$$

Vérification à l'ELS n'est pas nécessaire

Annexe 9

Organigramme de calcul des dalles



Section minimale des armatures

➤ selon L_y :

$$A_{ymin}(\text{cm}^2/\text{m}) \begin{cases} 12h & \text{pour RL} \\ 8h & \text{pour HA 400} \\ 6h & \text{pour HA 500} \end{cases} \quad h \text{ en mitre}$$

➤ selon L_x :

$$A_{xmin}(\text{cm}^2/\text{m}) = \frac{3 - \alpha}{2} A_{ymin}$$

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

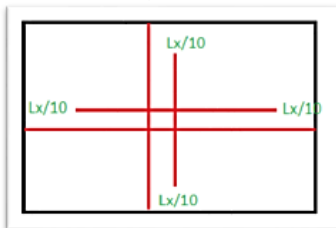
$$S_{tx} \leq \min \begin{cases} 2h \\ 25 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Pour les As parallèle à } L_x$$

$$S_{ty} \leq \min \begin{cases} 3h \\ 33 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Pour les As parallèle à } L_y$$

Les arrêts des barres

En travée :

Les arrêts en travée sont arrêtés 1 sur 2 à $\frac{L_x}{10}$

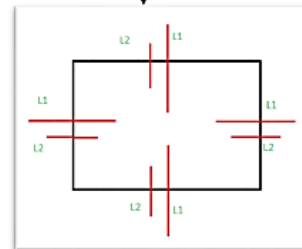


En appui :

Les armatures sur appuis sont arrêtées 1 sur 2 de L_1 et L_2

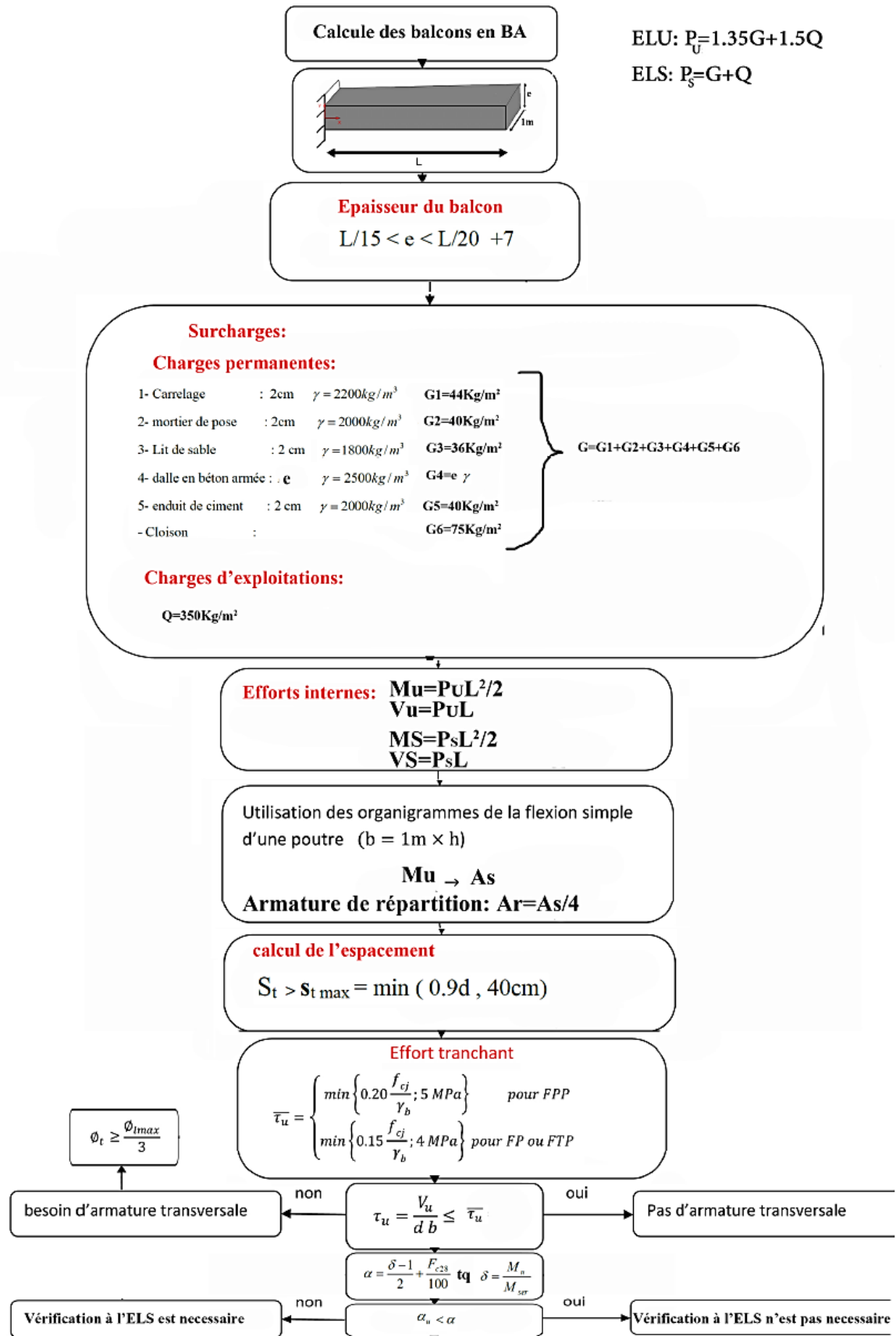
$$L_1 = \max \begin{cases} L_s & \text{pour un panneau intermédiaire} \\ 0.2L_x & \text{pour un panneau intermédiaire} \\ 0.25L_x & \text{pour un panneau de rive} \end{cases}$$

$$L_2 = \max \left\{ \frac{L_s}{2} \right\}$$



Annexe 10

Organigramme de calcul des balcons



Annexe 11

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

Annexe 12

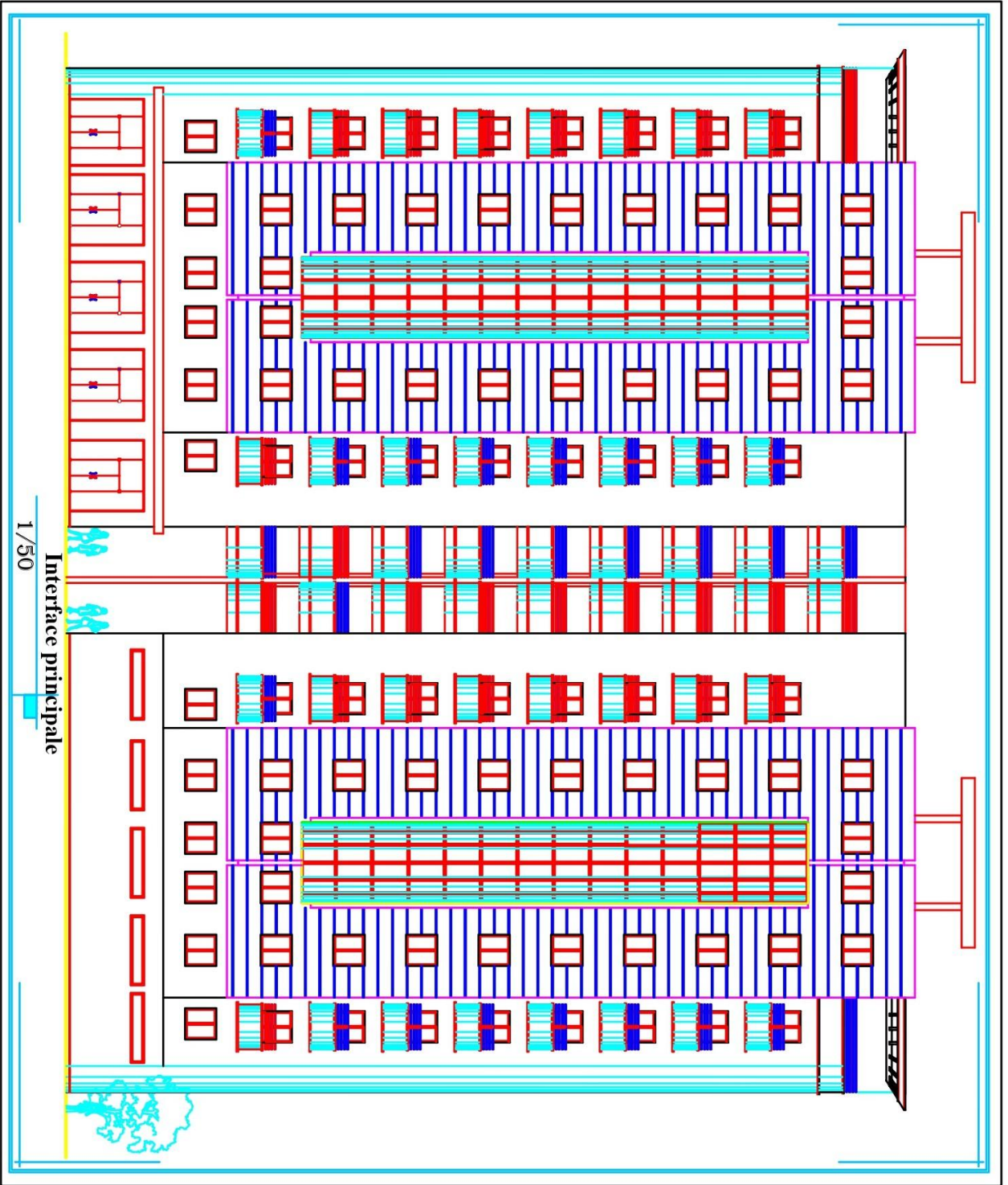
Tableau des Armatures en cm²

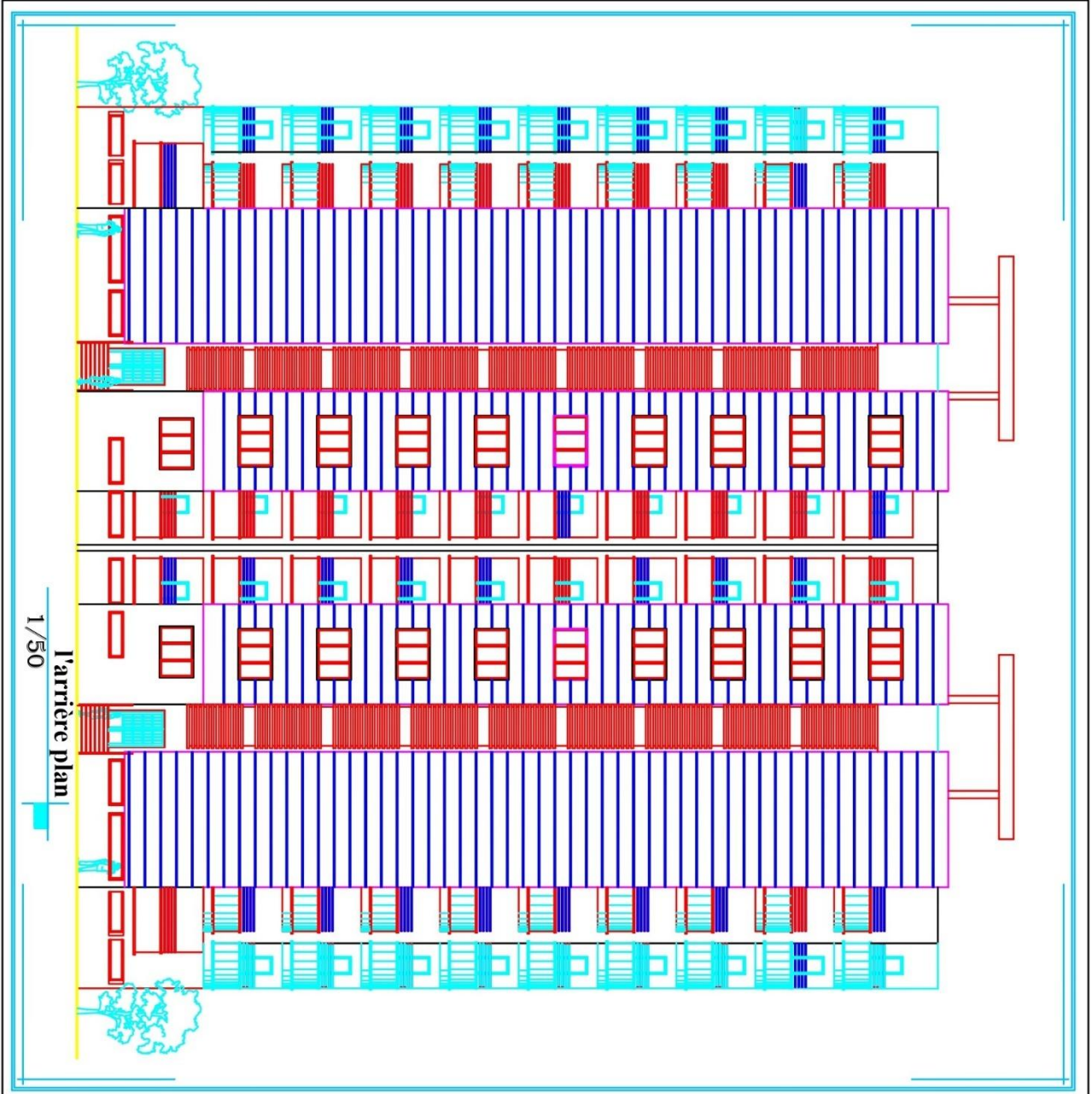
Section en cm² de 1 à 20 armatures de diamètre Ø en mm

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

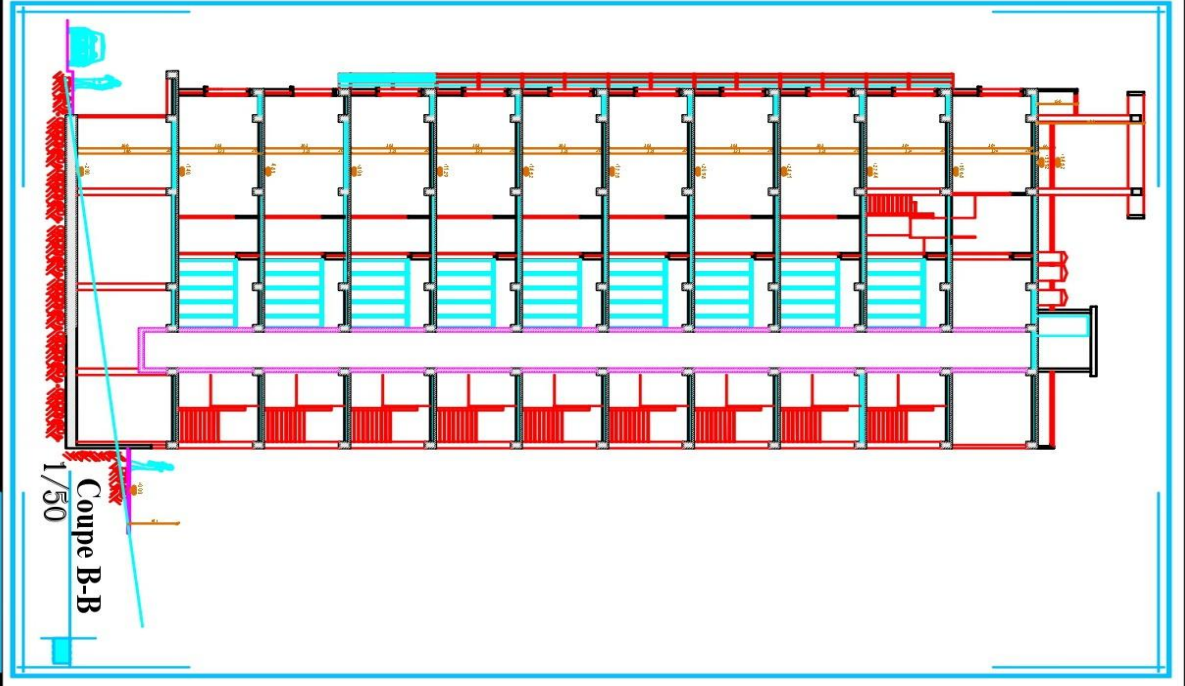
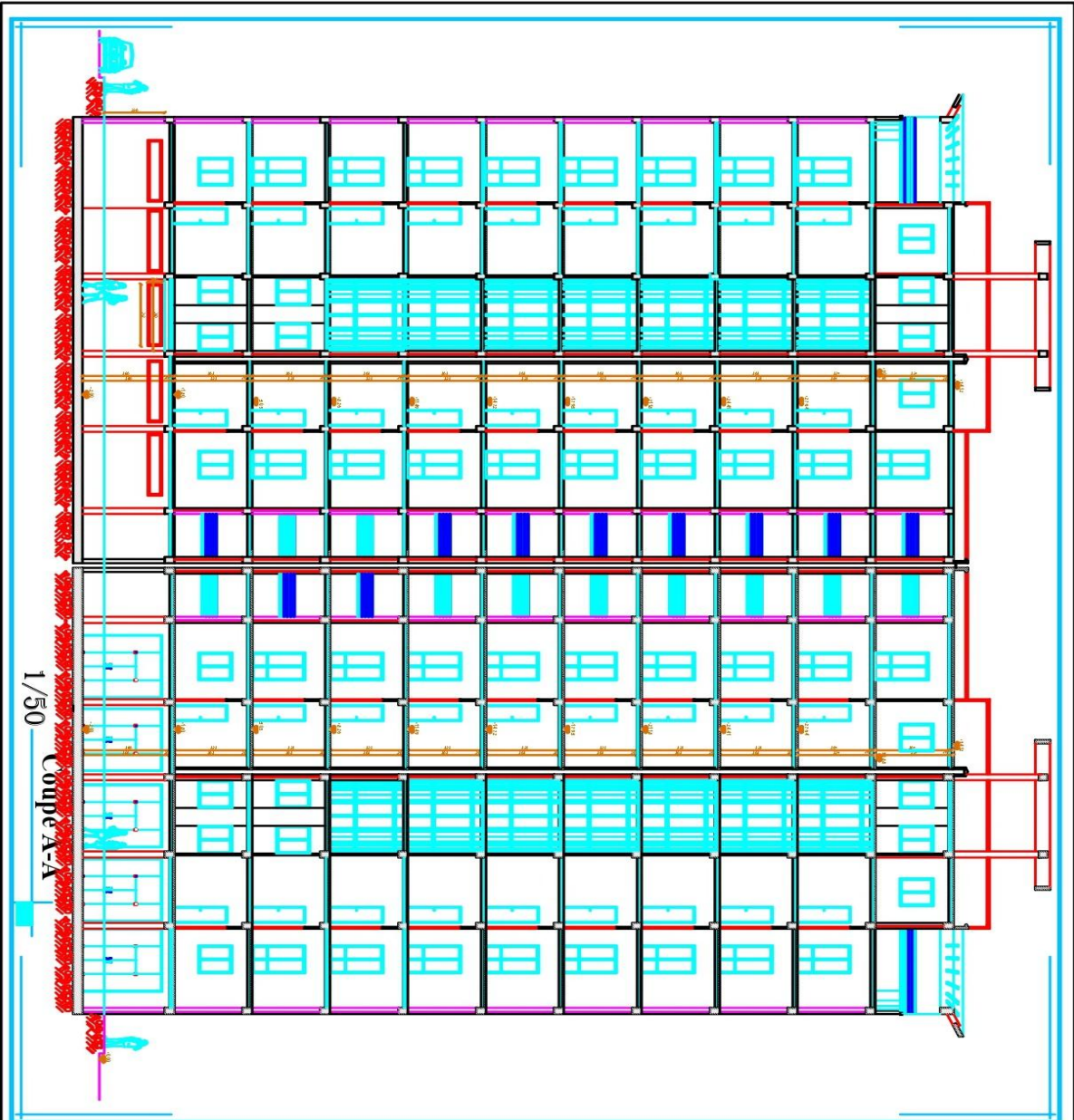
Section en cm² de 1 à 20 armatures de diamètre ϕ en mm.

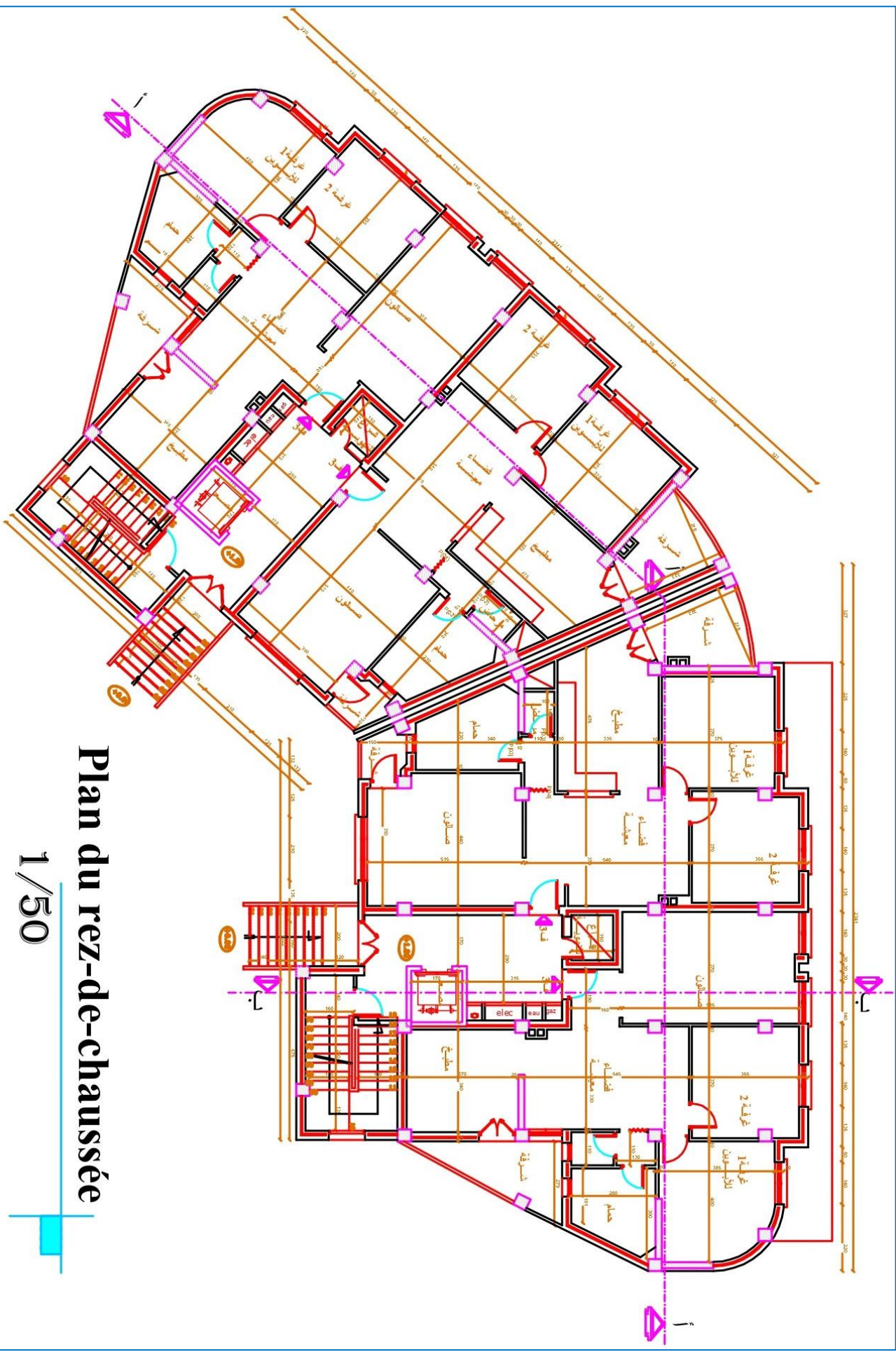
Plans architecturaux





l'arrière plan
1/50

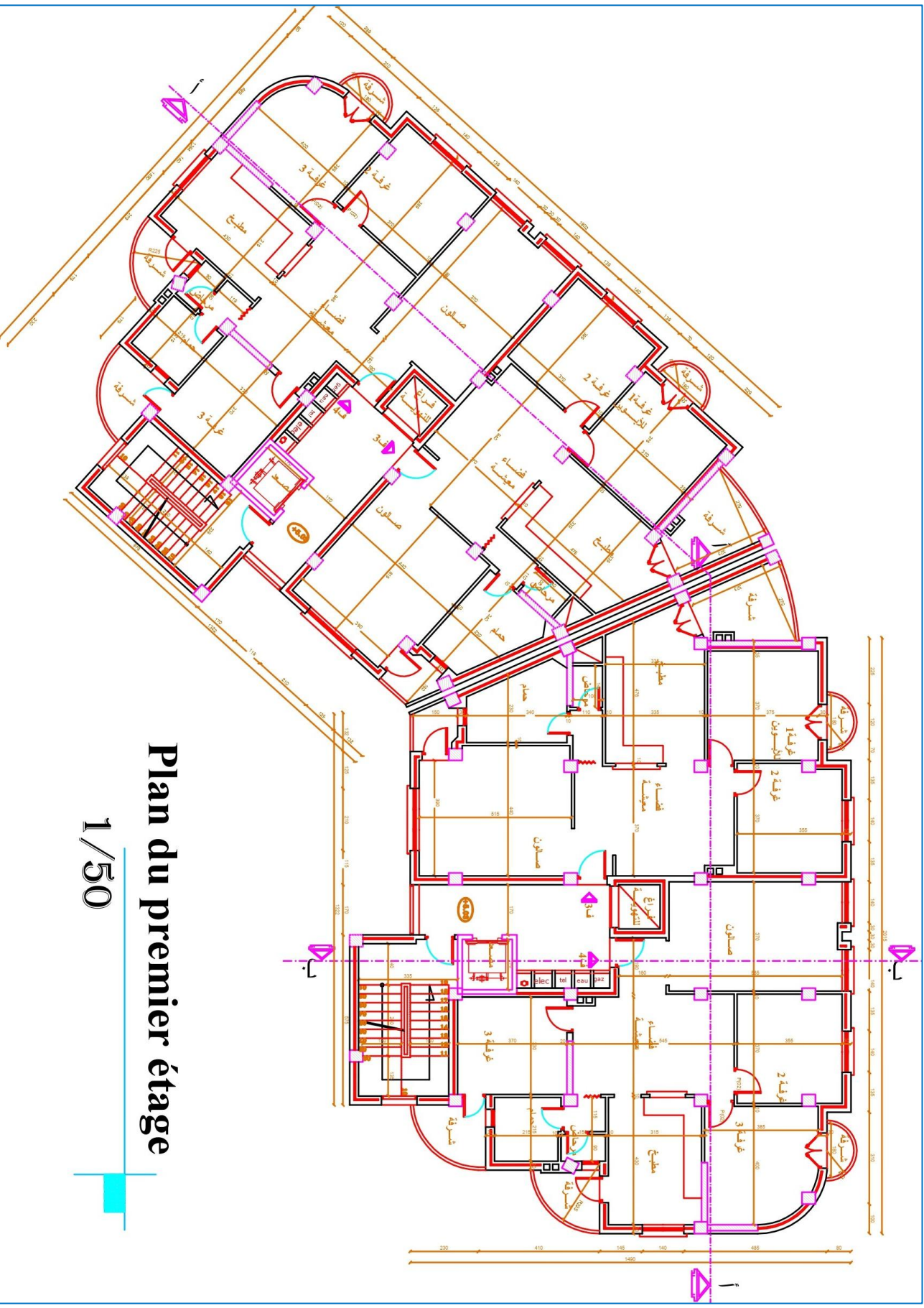




Plan du rez-de-chaussée

1/50



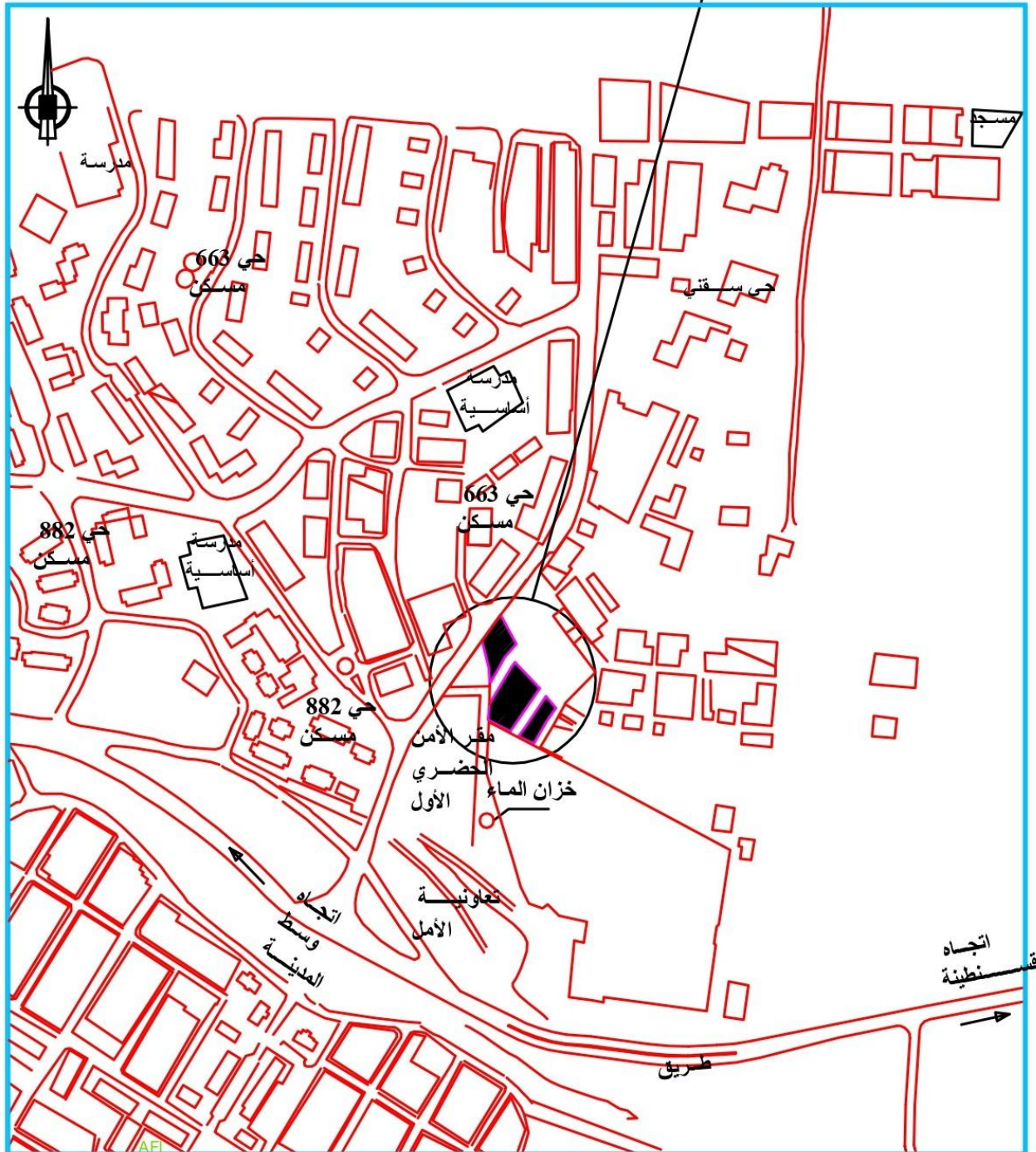


Plan du premier étage

1/50

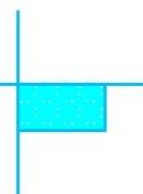


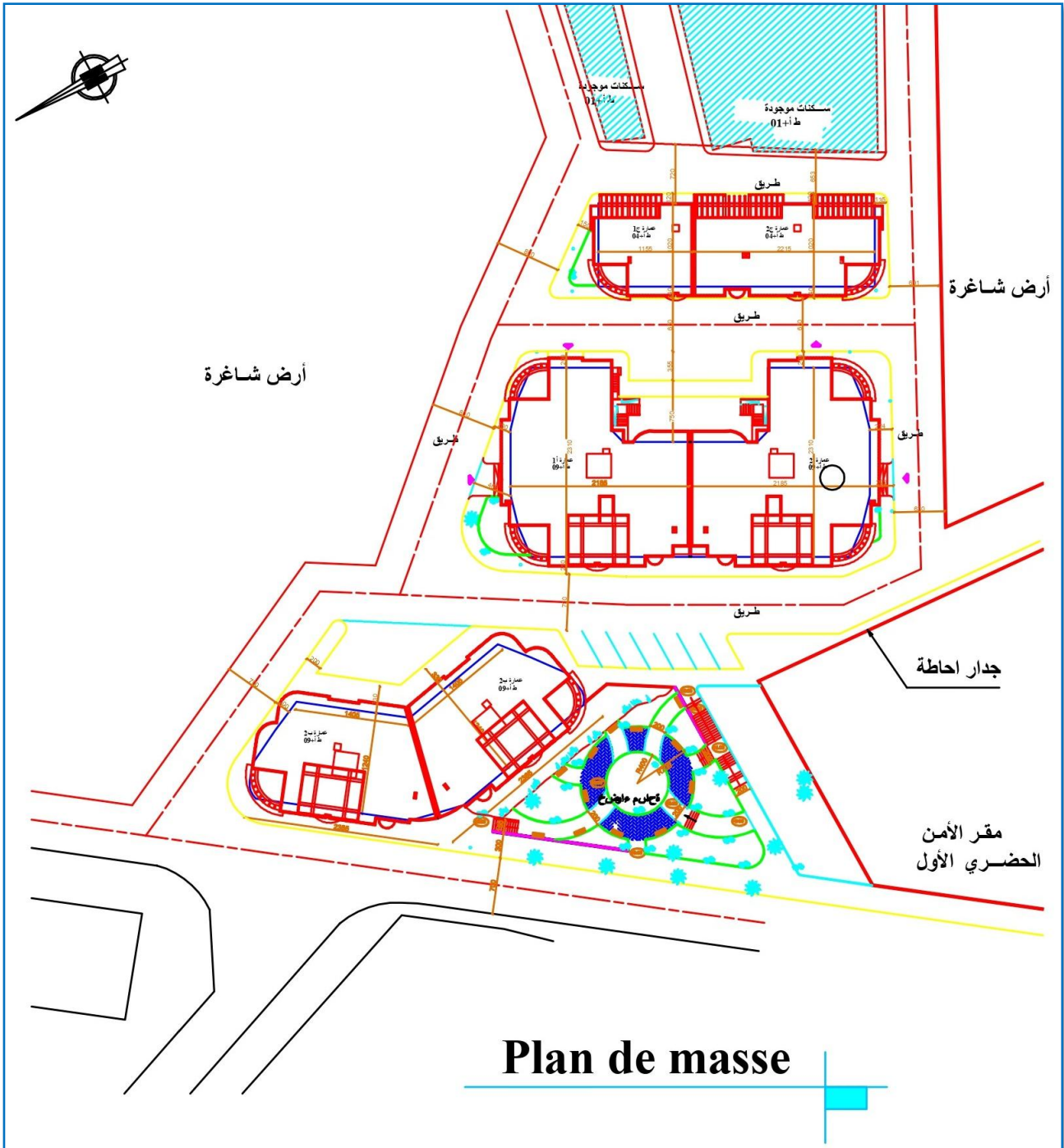
Le projet



Plan du site

1/2500

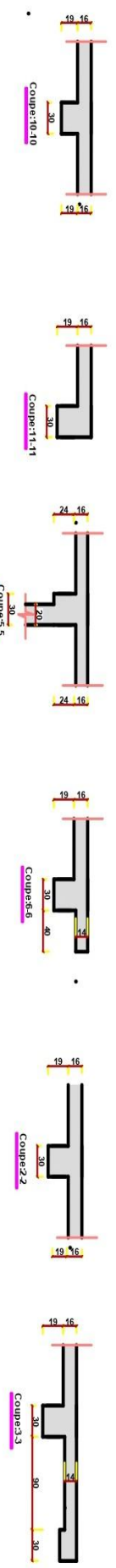
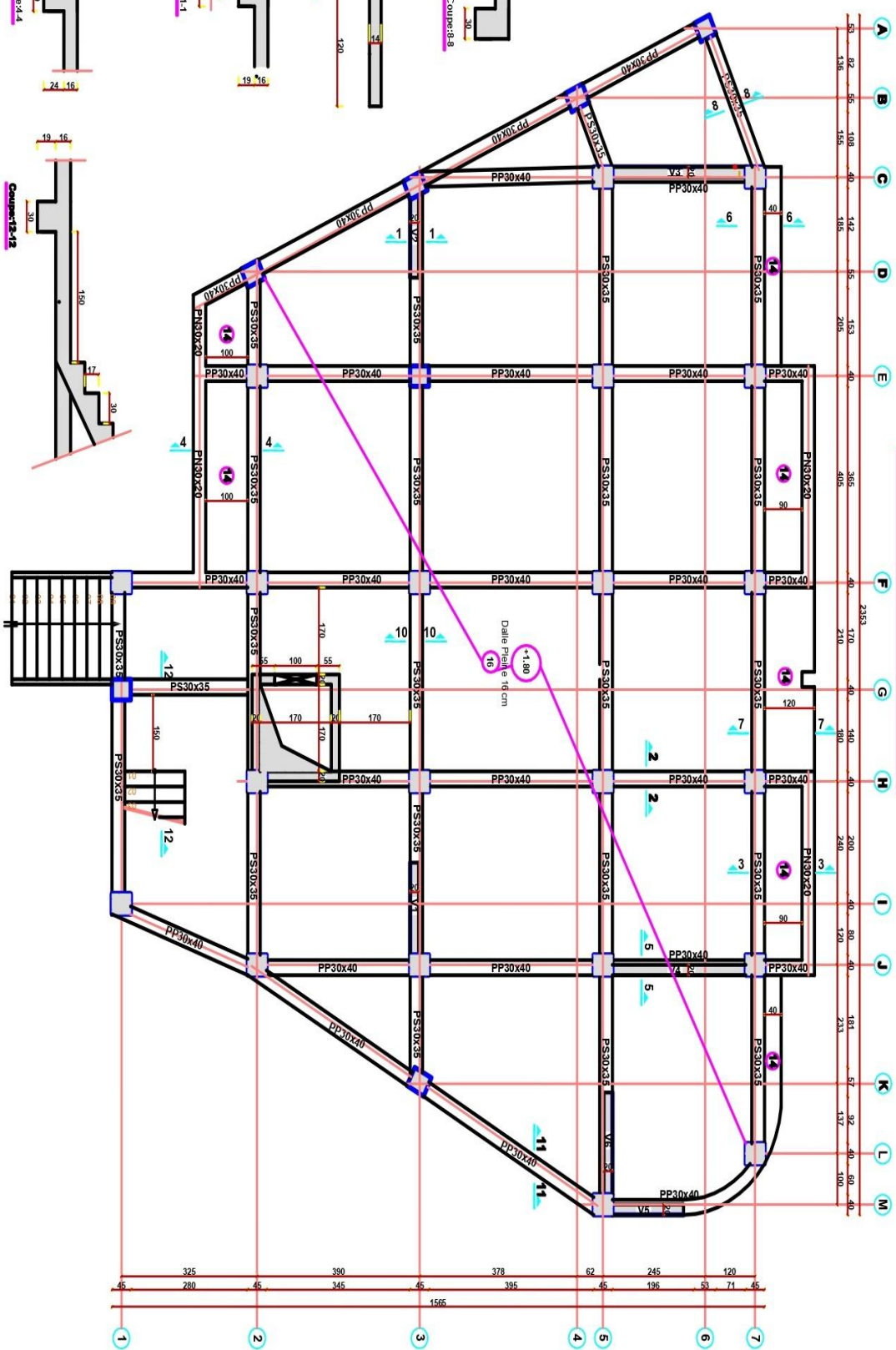




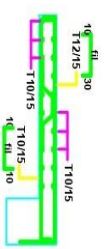
Plan de masse

Plans de Génie Civil

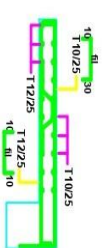
COUVRAGE PLANCHER NIV.+1.80



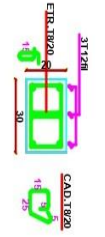
FERRAILLAGE DALE PLEINE e=14cm.



FERRAILLAGE DALE PLEINE e=18cm.



FERRAILLAGE POUR LE CHANGEMENT.



FERRAILLAGE AXES: 3 POUR 4 ETAGE

