



3^e République Algérienne Démocratique Et Populaire
Ministère De l'Enseignement Supérieur
Et De La Recherche Scientifique
Université AHMED BEN YAHIA EL-WANCHERISSI – TISSEMSILT
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie civil, Génie mécanique et Transport



Mémoire de fin d'étude pour l'obtention du diplôme de Master Académique en
Filière : Génie civil
Spécialité : Structures

Thème :

Étude d'un bâtiment à étages multiples de moyenne hauteur

Présenté par : Sahouane Soufiane
Sekkou Yahia

Encadrant (e) : Dr Ouazir Mansour

Jury de Soutenance :

Nom et prénom	Grade	Université	Rôle
Belkacem adim	Pr	Univ-Tissemsilt	Président
Ouazir Mansour	M.C.B	Univ-Tissemsilt	Encadrant
Abderrahmane besseghier	Pr	Univ-Tissemsilt	Examineur
Ouazir Amine	Dr	Univ-Tissemsilt	Invité

Soutenu le, 08/07/2026

Année Universitaire : 2025/2026



Remerciements

Au terme de ce parcours académique, nous tenons avant tout à exprimer notre profonde gratitude envers Allah le Tout-Puissant, qui nous a insufflé la volonté, la patience et la force nécessaires pour mener à bien ce travail.

Nous tenons à témoigner notre vive reconnaissance à notre encadrant, Monsieur Ouazir Mansour. Qu'il trouve ici l'expression de notre estime pour avoir accepté de guider nos pas, ainsi que pour la pertinence de ses précieux conseils et la bienveillance de ses encouragements tout au long de nos recherches.

Nos sincères remerciements s'adressent également à Monsieur Benceur Raouf, qui nous fait l'honneur de présider le jury de ce mémoire, ainsi qu'à Monsieur Bessgheir Abdelrrahman, pour avoir généreusement accepté d'examiner et d'évaluer notre modeste travail.

Nous n'oublions pas nos chers collègues, dont les encouragements constants ont été une source de motivation précieuse.

Toute notre gratitude va à nos familles, et plus particulièrement à nos parents. Leurs sacrifices, leurs prières et leur soutien indéfectible à chaque instant ont été le pilier de notre réussite.

Enfin, que toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à la concrétisation de ce mémoire trouvent ici l'expression de nos chaleureux remerciements.

Dédicace

À ma famille,

Aucune expression ne saurait traduire toute ma reconnaissance pour votre amour, votre patience et votre soutien inconditionnel. Vous avez toujours été ma source de motivation et de confiance.

À mes amis,

Je tiens à adresser une pensée particulière à mes chers amis, Sekkou Yahia et Manel benane, pour leur présence, leurs encouragements, leur soutien moral et les précieux moments partagés tout au long de ce parcours.

Je dédie également ce travail à toutes les personnes qui ont cru en moi et qui m'ont soutenu(e) de près ou de loin.

Avec mes sincères remerciements et ma profonde gratitude.

Sahouane soufiane

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à ma chère famille pour son amour, son soutien et ses encouragements tout au long de mon parcours.

À mon épouse, pour sa patience, sa compréhension et son soutien indéfectible.

À mes amis sahouane soufiane et manel benane, pour leur présence, leurs conseils et les moments partagés.

À toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce mémoire.

Avec toute ma gratitude et mon affection.

Sekkou yahia

Résumé

L'objet de ce projet consiste en l'étude et le dimensionnement d'un bâtiment à usage d'habitation de type **R+4**, contreventé par un système mixte composé de portiques et de voiles en béton armé. Le bâtiment est implanté à **Théniet El Had, wilaya de Tissemsilt**, classée en **zone de sismicité moyenne (Zone III)** selon les Règles Parasismiques Algériennes (RPA 2024).

Le pré-dimensionnement des éléments porteurs a été effectué conformément aux prescriptions du règlement **BAEL 91 modifié**, ainsi qu'aux exigences du **RPA 2024**, garantissant ainsi la sécurité structurelle et la conformité réglementaire de l'ouvrage.

L'analyse sismique de la structure a été réalisée à l'aide du logiciel de calcul **ETABS**, permettant la modélisation tridimensionnelle et l'évaluation du comportement dynamique du bâtiment sous l'effet des actions sismiques, conformément aux prescriptions du RPA 2024.

Le calcul des sollicitations — moments fléchissants, efforts tranchants et efforts normaux — dans les éléments porteurs principaux (poteaux, poutres et voiles) a été mené à l'aide du logiciel **ETABS**. Le dimensionnement et le ferrailage de ces éléments, ainsi que des éléments secondaires (dalles, escaliers), ont été effectués manuellement conformément aux règlements en vigueur.

L'infrastructure du bâtiment est constituée de **fondations superficielles**, à savoir des semelles isolées et des semelles filantes, choisies en fonction des charges transmises par la superstructure et des caractéristiques géotechniques du sol d'assise.

Mots clés :

Béton armé, Analyse sismique, Modélisation ETABS, Stabilité structurelle, États limites, RPA 2024, BAEL 91.

ملخص

يتمحور هذا المشروع حول دراسة وتصميم مبنى سكني من نوع أرضي + 4 طوابق (R+4)، مقاوم للزلازل بنظام مختلط مؤلف من إطارات وجدران خرسانية مسلحة. يقع المبنى في ثنية الحد، ولاية تيسمسيلت، المصنفة ضمن منطقة الزلزالية المتوسطة (المنطقة III) وفقاً للقواعد الزلزالية الجزائرية (RPA 2024).

تم التصميم الأولي للعناصر الحاملة وفق أحكام مدونة BAEL 91 المعدلة ومتطلبات RPA 2024، مما يضمن السلامة الإنشائية والامتثال التنظيمي للم نشأة.

أجري التحليل الزلزالي للهيكل الإنشائي باستخدام برنامج ETABS، الذي أتاح النمذجة الثلاثية الأبعاد وتقييم السلوك الديناميكي للمبنى تحت تأثير الأحمال الزلزالية وفق أحكام RPA 2024. تم حساب الإجهادات الداخلية — لحظات الانحناء، وقوى القص، والقوى المحورية — في العناصر الإنشائية الرئيسية (الأعمدة والعتبات والجدران) بواسطة برنامج ETABS، فيما أُجري التصميم وحساب التسليح للعناصر الرئيسية والثانوية (البلاطات والسلالم) يدوياً وفق المعايير المعمول بها.

يتألف نظام الأساسات من أساسات سطحية، تشمل قواعد منفردة وقواعد مستمرة، اختيرت بناءً على الأحمال المنقولة من الهيكل العلوي وخصائص التربة الجيوتقنية.

الكلمات المفتاحية:

خرسانة مسلحة، تحليل زلزالي، نمذجة ETABS، استقرار إنشائي، حالات الحد، BAEL 91، RPA 2024.

Abstract

This project focuses on the study and structural design of a **ground floor plus four-storey (G+4)** residential building, braced by a mixed structural system composed of reinforced concrete frames and shear walls. The building is located in **Théniet El Had, Tissemsilt**

Province, classified as a **moderate seismic zone (Zone III)** according to the Algerian Seismic Regulations (RPA 2024).

The preliminary sizing of structural elements was carried out in accordance with the provisions of the **BAEL 91 (revised)** code and the requirements of **RPA 2024**, ensuring both structural safety and regulatory compliance of the structure.

The seismic analysis of the structure was performed using the **ETABS** software, enabling three-dimensional modelling and evaluation of the dynamic behaviour of the building under seismic loading, in accordance with RPA 2024 provisions.

The computation of internal forces — bending moments, shear forces, and axial forces — in the main structural elements (columns, beams, and shear walls) was carried out using **ETABS**. The design and reinforcement of these elements, as well as secondary elements (slabs, staircases), were performed manually in accordance with applicable codes.

The foundation system consists of **shallow foundations**, namely isolated footings and strip footings, selected based on the loads transmitted from the superstructure and the geotechnical characteristics of the bearing soil.

Keywords:

Reinforced concrete, Seismic analysis, ETABS modelling, Structural stability, Limit states, RPA 2024, BAEL 91.

Sommaire

Remerciements

Dédicaces

Résumé

Abstract

Sommaire

Liste des figures

Liste des tableaux

Liste des symboles

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage & hypothèses de calcul

I.1	Introduction.....	1
I.2	Présentation de l'ouvrage	1
I.3	Caractéristiques géométriques de la structure	1
I.3.1	Dimensions en élévation	1
I.3.2	Dimensions en plan	2
I.4	Données du site	2
I.5	Conception de la structure.....	2
I.5.1	Ossature.....	2
I.5.2	Les Planchers.....	2
I.5.3	Terrasse.....	2
I.5.4	4. Escalier	2
I.5.5	Maçonnerie.....	2
I.5.6	Acrotère	2
I.6	Planes architecturales	3
I.7	Règlements, normes et documents techniques utilisés.....	12
I.8	Caractéristiques mécaniques des matériaux	12
I.8.1	Le béton.....	12
I.8.1.1	Résistance caractéristique à la compression f_{cj}	12
I.8.1.2	Résistance caractéristique à la traction f_{tj}	13
I.8.1.3	Contrainte limite	13
I.8.1.4	Contrainte admissible de cisaillement.....	15
I.8.1.5	Coefficient de Poisson.....	15
I.8.1.6	Coefficient de dilatation thermique du béton	16

I.8.2	Les aciers.....	16
I.8.2.1	Diagramme déformation- contrainte	16
I.8.2.2	Module d'élasticité longitudinale.....	16
I.8.2.3	Contrainte de calcul.....	17
I.8.2.4	Hypothèses de calcul.....	17
I.8.2.5	Règles des trois pivots.....	18
I.9	Combinaisons du calcul	19

Chapitre II : Pré-dimensionnement et Evaluation des charges

II.1	Introduction	21
II.2	Pré-dimensionnement des planchers	21
II.2.1	Plancher à corps creux.....	21
II.2.1.1	La condition à respecter est donnée par l'expression suivante :	21
II.2.2	Dalle pleine	22
II.2.2.1	Condition de sécurité contre l'incendie	22
II.2.2.2	Condition d'isolation acoustique	22
II.2.2.3	Condition de résistance à la flexion.....	22
II.3	Pré-dimensionnement des pouters.....	22
II.3.1	Poutres principales	23
II.3.2	Poutres secondaires	24
II.3.3	Les poutrelles	24
II.4	Descente de charge.....	25
II.4.1	Charges permanentes.....	26
II.4.1.1	Plancher terrasse inaccessible.....	26
II.4.1.2	Plancher étage courants.....	27
II.4.1.3	Mur extérieur (double cloison)	27
II.4.1.4	Mur intérieur	28
II.4.1.5	Paillasse	28
II.4.1.6	Palier de repos.....	29
II.4.1.7	Loi de dégression des charges d'exploitations.....	29
II.5	Pré-dimensionnement des poteaux.....	30
II.5.1	Exemple de calcul	30
II.5.2	Poteau le plus sollicité.....	31
II.5.2.1	Surface du poteau le plus sollicité	31
II.6	Pré-dimensionnement des voiles.....	34

II.6.1	Selon RPA 2024	34
II.7	Conclusion.....	34
Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaires		
III.1	Introduction	36
III.2	Escalier.....	36
III.2.1	Escalier droit à deux volées et un palier intermédiaire	36
III.2.2	Détermination de « g » et « h » :.....	37
Détermination des charges appliquées sur l'escalier :.....		38
III.2.3	Détermination des sollicitations ultimes :	39
III.2.3.1	Les réactions d'appuis :	39
III.2.4	Calcul des moments maximaux en travée à l'E.L. U	41
III.2.5	Ferrailage de l'escalier	42
III.2.5.1	En travée le moment ultime.....	42
III.2.5.2	Sur appuis	42
III.2.5.4	Condition de non fragilité.....	43
III.2.6	Étude de la poutre palière.....	45
III.2.6.1	Dimensionnement.....	45
III.2.6.2	Charges supportées par la poutre.....	45
III.2.6.3	Section d'armatures :	46
III.2.6.4	Vérifications de la poutre palière	47
III.2.6.5	Ferrailage des armatures transversales	47
III.2.6.6	Calcul de la fleche	48
III.2.6.7	Calcul de la poutre palière à la torsion	48
III.3	Acrotère.....	50
III.3.1	Hypotheses de calcul	51
III.3.2	Evaluation des charges et surcharges	51
III.3.3	Calcul des sollicitations :	52
III.3.4	Verifications Constraint de cisaillement.....	55
III.3.5	Verification à l'E.L. S.....	55
III.4	Dimensionnement des poutrelles	56
III.4.1	Calcul de la largeur (b) de la poutrelle	57
III.4.2	Disposition des poutrelles :	57
III.4.3	Méthodes de calcul des sollicitations dans les poutrelles	57
III.4.3.1	Méthode forfaitaire.....	57

III.4.3.2	Principe de calcul	58
III.4.4	Logiciel RDM6	59
III.4.4.1	Calcul du ferrailage Planchers étages courant.....	59
III.4.4.2	Calcul des sollicitations.....	60
III.4.4.3	Schémas de ferrailage des poutrelles RDC, étage courant.....	72
III.4.4.4	Plancher terrasse.....	72
III.4.4.5	Calcul des sollicitations Pour le calcul des sollicitations	73
III.4.4.6	Calcul du ferrailage des poutrelles (à l'ELU)	75
III.4.5	Calcul le ferrailage de la dalle de compression.....	84
III.4.5.1	Chargement.....	84
III.4.5.2	Moment isostatique	84
III.4.5.3	Moments en travée et sur appuis	84
III.4.5.4	Calcul de ferrailage	84
III.4.5.5	Les armatures sur appui.....	85
III.4.5.6	Pourcentage minimal des armatures.....	85
III.5	Conclusion.....	91

Chapitre IV : Étude sismique

IV.1	Introduction :.....	93
IV.1.1	Méthode statique équivalente.....	93
IV.1.2	Méthode dynamique modale spectrale.....	93
IV.1.3	Méthode dynamique par accélérogrammes.....	93
IV.2	Modélisation.....	94
IV.3	Application de la méthode d'analyse modale spectrale	94
IV.3.1	Les hypothèses de calcul	94
IV.3.2	Définition du spectre de réponse de calcul.....	95
IV.3.3	Nombre de mode considéré.....	95
IV.4	Dispositions des voiles.....	96
IV.5	Détermination du coefficient de comportement de la structure R :.....	96
IV.6.1.1	Pourcentage d'amortissement critique ξ	98
IV.6.1.2	Le facteur de correction d'amortissement η	98
IV.6.1.3	Représentation graphique de spectre de réponse	98
IV.7	La période fondamentale de la structure « T0 ».....	99
IV.7.1	Estimation de la période à partir de logiciel.....	99
IV.7.2	La valeur de la période fondamentale T	99

IV.7.3	Détermination du poids total de la structure	99
IV.8	Vérification du système à ossature a noyau ou à effet noyau	100
IV.8.1	Détermination des rayons de torsion (r_x et r_y) :.....	100
IV.8.2	Calcul des rigidités	101
IV.9	Justification des prescriptions du RPA	102
IV.9.1	Mode de vibration et taux de participation des masses modales.....	102
IV.9.2	Conclusion :.....	103
IV.9.3	Justification de la résultante des forces sismiques de calcul à la base	104
IV.9.4	Résultante des forces sismiques à la base V_t :.....	105
IV.9.5	Vérification de l'excentricité :.....	105
IV.9.6	Vérification de l'effort normal réduit.....	105
IV.9.7	Vérification des déplacements inter-étage	106
IV.9.8	Justification de non-effondrement.....	106
IV.9.9	Justification de limitation des dommages	106
IV.9.10	Vérification de renversement	107
IV.9.11	Vérification de l'effet P- Δ	109
IV.10	Conclusion :.....	110

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

V.1	Introduction	112
V.2	Étude des charges verticales et horizontales	112
V.3	Les combinaisons de calcul.....	112
V.3.1	Poutres	112
V.3.2	Poteaux :.....	112
V.4	Ferrailage des poutres.....	113
V.4.1	Méthode de calcul.....	113
V.4.2	Les armatures minimales.....	113
V.4.3	Poutre principale (30x40) cm^2 :.....	113
V.4.3.1	Exemple de calcul : Poutre (étage courant).....	114
V.4.3.2	Calcul de L'espace	116
V.4.3.3	Ancrage des armatures	116
V.4.3.4	Calcul des crochets.....	116
V.4.3.5	La longueur de recouvrement.	117
V.4.3.6	VI.4.3.6. Calcul des armatures transversales	117
V.4.4	Vérifications	117

V.4.4.1	Vérification de l'armature transversale minimale RPA2024 ART 7.5.2	117
V.4.4.2	Vérification des contraintes aux états limites de service	117
V.4.4.3	Justifications vis-à-vis des sollicitations tangentes BAEL91 Article A.5	118
V.4.4.4	Sheema du ferrailage pour des poutres principales.....	119
V.4.4.5	Exemple de calcul : Poutre (étage courant).....	120
V.4.4.6	Calcul de L'espacement	122
V.4.4.7	Ancrage des armatures	122
V.4.4.8	Calcul des crochets :.....	122
V.4.4.9	La longueur de recouvrement :	122
V.4.4.10	Calcul des armatures transversales.....	122
V.4.5	Vérifications :.....	123
V.4.5.1	Vérification de l'armature transversale minimale RPA2024 ART 7.5.2	123
V.4.5.2	Vérification des contraintes aux états limites de service	123
V.4.5.3	Justifications vis-à-vis des sollicitations tangentes BAEL91 Article A.5	123
V.5	Ferrailage des poteaux.....	125
V.5.1	Méthode de calcul	125
V.5.2	Ferrailage exigé par R.P.A 2024.....	125
V.5.2.1	Sollicitations de calcul	125
V.5.3	Calcul du ferrailage	126
V.5.3.1	Calcul les armatures longitudinale	126
V.5.3.2	Resulte d'analyse :	126
V.5.3.3	Calcul des armatures longitudinales.....	127
V.5.3.4	Calcul des armatures transversales.....	128
V.5.3.5	Calcul de l'espacement maximal	128
V.5.4	Ductilité pour la zone critique.....	129
V.5.5	Vérification de l'effort normal réduit.....	129
V.5.6	Vérification des sollicitations tangentes.....	130
V.5.7	Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme	131
V.5.8	Exemple de calcul	132
V.5.9	Schéma de ferrailage des poteaux :.....	133
V.5.10	Conclusion.....	133
V.6	Ferrailage des poteaux.....	134
V.6.1	Introduction	134
V.6.2	Combinaisons d'actions :.....	134

V.6.3	Représentation des voiles :	134
V.6.4	Les données de calcul pour les types des voiles :	135
V.6.5	Les étapes de calcul :	136
V.6.6	Vérifications spécifiques	136
V.6.6.1	Vérifications des Sollicitations normales	136
V.6.7	Ferraillages des voiles et des trumeaux	137
V.6.7.1	Dispositions générales	137
V.6.7.2	Évaluation de la hauteur (h_{cr}) de la zone critique du voile:	139
V.6.7.3	Évaluation des diagrammes des moments de calcul (ferraillage):	140
V.6.8	Calcul de la section des armatures longitudinales :	142
V.6.9	Ferraillage des éléments des rives :	145
V.6.9.1	Dimensionnement des éléments de rives :	145
V.6.9.2	Choix des armatures des éléments de rives :	147
V.6.9.3	Espacement vertical armatures confinement (St) :	148
V.6.10	Ferraillage de l'âme :	151
V.6.10.1	Aciers horizontaux	151
V.6.11	Vérification des contraintes limites de cisaillement :	152
V.6.12	Vérification des conditions de ductilité locale :	153
V.6.12.1	La longueur comprimée des parties de rive :	153
V.6.12.2	Le raccourcissement limite à la rupture, du béton comprimé :	154
V.6.12.3	Le rapport mécanique en volume des armatures de confinement :	154
V.6.12.4	Coefficient d'efficacité du confinement α :	155
V.6.13	Ferraillage de la zone supérieure :	157
V.6.14	Schéma de ferraillage :	158
V.7	Conclusion	160

Chapitre VI : Etude de fondation

VI.1	introduction	163
VI.2	Choix du type de fondations	164
VI.2.1	Vérification des semelles isolées	164
VI.2.2	Vérification des semelles filantes	165
VI.2.3	Vérification des radier général	165
VI.3	Définition du radier	166
VI.3.1	Calcul du radier	166
VI.3.2	Poids supporté par le radier	166

VI.3.3	Poids supporté par le radier	166
VI.3.4	Combinaison d'actions	166
VI.3.5	Calcul de l'épaisseur du radier	166
VI.3.5.1	Calcule l'épaisseur de la dalle du radier : (BAEL91/99 ; Art-B.6.8.42)	167
VI.4	Vérification de la stabilité au renversement	167
VI.5	Verification de la contrainte :	167
VI.6	Ferraillage du radier	167
VI.6.1	Méthode de calcul	167
VI.6.2	Calcul du ferraillage	168
VI.7	Calcul des poutre de libages :	169
VI.7.1	Ferraillage des poutres de libages	169
VI.7.2	Armature longitudinale	169
VI.8	Vérification de la stabilité au renversement	171
VI.9	Vérification au poinçonnement (B.A.E.L 91 modifiée 99)	171
VI.10	Détermination de la hauteur de la poutre de libage	171
VI.11	Conclusion	173
Conclusion générale		179

Bibliographie

Annexe

Liste Des Figures

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage & hypothèses de calcul

Figure I. 1 : Plan de masse	3
Figure I. 2 : Plan de situation	4
Figure I. 3 : Plan RDC.....	5
Figure I. 4 : Etage courant.....	6
Figure I. 5 : Coupe A-A.....	7
Figure I. 6 : Coupe B-B.....	8
Figure I. 7 : Façade principale du bâtiment.....	9
Figure I. 8 : Façade latérale.....	10
Figure I. 9 : Plan de Terrasse.....	11
Figure I. 10 : Diagramme parabole - rectangle du béton.....	13
Figure I. 11 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS	14
Figure I. 12 : Diagramme déformation contraintes-déformations.....	16
Figure I. 13 : Diagramme des déformations limites de la section- Règles des 3 pivots....	18

Chapitre II : Pré-dimensionnement et Evaluation des charges

Figure II. 1 : Coupe du plancher à corps creux	21
Figure II. 2 : Plancher corps creux	24
Figure II. 3 : Plancher terrasse.....	26
Figure II. 4 : Plancher étage courant, R.D.C	27
Figure II. 5 : Détail mur extérieur	27
Figure II. 6 : Détail d'un mur intérieur.....	28
Figure II. 7 : Chemin palier	29
Figure II. 8 : Dégression des charges d'exploitations	30
Figure II. 9 : le choix du poteau le plus sollicité	30
Figure II. 10 : Surface poteaux le plus sollicité.....	31
Figure II. 11 : Schéma d'un voile.....	34

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaires

Figure III. 1 : Escalier droit à deux volées et un palier intermédiaire.	36
Figure III. 2 : Les constituants des escaliers	37
Figure III. 3 : Vue en plan dans l'escalier	37
Figure III. 4 : Schéma statique de l'escalier.....	38
Figure III. 5 : RDM classique.....	38

Figure III. 6 : Méthode des sections en ELU.	39
Figure III. 7 : Diagrammes de moment fléchissant et d'effort tranchant.	41
Figure III. 8: Schéma de ferrailage l'escalier volée N°1	44
Figure III. 9 : Schéma de ferrailage l'escalier volée N°2.....	45
Figure III. 10 : Diagramme du moment pour la poutre palière.	46
Figure III. 11 : Poutre palière à la torsion.	48
Figure III. 12 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	50
Figure III. 13 : schéma de l'acrotère	50
Figure III. 14 : Section d'acrotère à ferrailier.....	53
Figure III. 15 : Schema de ferrailage d'acrotère.	56
Figure III. 16 : Dimensionnement des poutrelles.	56
Figure III. 17 : Disposition des poutrelles.	57
Figure III. 18 : Schéma d'une poutre continue.....	57
Figure III. 19 : Diagramme de l'effort tranchant.....	58
Figure III. 20 : Types de poutrelles dans le plancher pour exemple de calcul.	60
Figure III. 21 : Types de poutrelles dans le plancher pour exemple de calcul.	61
Figure III. 22 : Diagramme des efforts tranchants T [KN].....	61
Figure III. 23 : La section de la poutrelle calculée (en T).	63
Figure III. 24 : Position de l'axe neutre.....	63
Figure III. 25 : Compression de la bille d'about.	67
Figure III. 26 : Schéma de ferrailage des poutrelles de rives	72
Figure III. 27 : Schéma de ferrailage des poutrelles intermédiaires.....	72
Figure III. 28 : Diagramme des moments fléchissant M [KN.m] à ELU selon RDM6	73
Figure III. 29 : Diagramme des efforts tranchants T [KN] à ELU selon RDM6.....	73
Figure III. 30: Schéma de ferrailage des poutrelles intermédiaires.....	83
Figure III. 31: Schéma de ferrailage des poutrelles de rives.	83
Figure III. 32 Schéma ferrailage du panneau de la dalle pleine.	90

Chapitre IV : Etude sismique

Figure IV. 1: Modélisation 3D de la structure sur ETABS.....	94
Figure IV. 2 : Disposition des voiles	96
Figure IV. 3 : Organigramme du pourcentage du voile	97
Figure IV. 4 : Représentation graphique des spectres de réponse	98
Figure IV. 5 : 1er mode de vibration $T = 0.385s$	103

Figure IV. 6 : 2eme mode de vibration $T= 0.345s$	104
Figure IV. 7 : 3ème mode de vibration $T= 0.298 s$	104
Figure IV. 8 : Effet P- Δ	109

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

Figure V. 1 : Dimensionnement des poutres principales.	113
Figure V. 2 : Répartition des moments dans la zone nodale.....	116
Figure V. 3 : Poutre Secondaires (30x35) cm ²	119
Figure V. 4 : Dimensionnement des poutres secondaires.	119
Figure V. 5 : Ferrailage des poutres Secondaire (Étage courant).	124
Figure V. 6 : Ferrailages des poteaux	133
Figure V. 7 : Les types des voiles dans notre structure	134
Figure V. 8 : Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant-RPA 2024.....	138
Figure V. 9 : Zone critique à la base de voile-RPA 2024.....	138
Figure V. 10 : Enveloppe de calcul pour les efforts tranchants dans les voiles élancés. .	139
Figure V. 11 : Types des voiles selon la disposition en deux sens X et Y.....	140
Figure V. 12 : Enveloppe de calcul pour l pour Type 01.	141
Figure V. 13 : Enveloppe de calcul pour pour Type 02.	141
Figure V. 14 : Enveloppe de calcul pour pour Type 03.	142
Figure V. 15 : Section de voile à ferrailer.....	142
Figure V. 16 : Diagramme des contraintes Pour voile type 01	144
Figure V. 17 : Éléments de rive pour les voiles-RPA 2024	145
Figure V. 18 : Epaisseur minimale confinées de rive-RPA 2024.....	146
Figure V. 19 : Schéma de ferrailage l'élément de rive pour voile V1.....	150
Figure V. 20 : Schéma de ferrailage l'élément de rive pour voile V2.....	150
Figure V. 21 : Schéma de ferrailage l'élément de rive pour voile V3.....	150
Figure V. 22 : (a) Détails d'armatures longitudinales (cf. Figure (7.2a) -RPA 2024).	155
Figure V. 23 : Détail de ferrailage du voile type 01.	158
Figure V. 24 : Vérification de la condition de la ductilité locale du voile type.	158
Figure V. 25 : Détail de ferrailage du voile type 02.	159
Figure V. 26 : Vérification de la condition de la ductilité locale du voile type 02	159
Figure V. 27 : Détail de ferrailage du voile type 03, coupe horizontale.....	160
Figure V. 28 : Vérification de la condition de la ductilité locale du voile type 03	160

Chapitre VI : Etude de de Fondation

Figure VI. 2 : Schéma d'une semelle isolée.....	164
Figure VI. 3 : Sheema de la radier.....	166
Figure VI. 4 : Schéma du panneau le plus défavorable.....	168
Figure VI. 5 : Sheema du ferrailage de poutre libage	172

Liste Des Tableaux

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage & hypothèses de calcul

Tableau I. 1 : Les déformations limites des pivots	19
--	----

Chapitre II : Présentation de l'ouvrage & hypothèses de calcul

Tableau II. 1 : Charge et surcharge du plancher terrasse.....	26
Tableau II. 2 : Charge et surcharge des étages courants.....	27
Tableau II. 3 : Charge et surcharge des murs extérieurs.....	27
Tableau II. 4 : Charge et surcharge des murs intérieurs	28
Tableau II. 5 : Charge permanente due aux paillasses.....	28
Tableau II. 6 : Charge permanente due aux paliers de repos.....	29
Tableau II. 7 : Dégression des charges d'exploitations.....	29
Tableau II. 8 : Les paramètres de la formule d'effort normal ultime Nu	32
Tableau II. 9 : Dimensions des différents éléments porteurs.....	34

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaires

Tableau III. 1 : Vérification des différentes conditions (poutre palière).	47
Tableau III. 2 : différents types de poutrelles dans le plancher RDC, étages courants.....	59
Tableau III. 3 : Charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle.....	60
Tableau III. 4 : Sollicitations pour le ferrailage des poutrelles RDC, Etage courant.	63
Tableau III. 5 : Vérification des compressions	68
Tableau III. 6 : Calcul des charges et surcharges revenant aux poutrelles	72
Tableau III. 6 : Charges reviennent sur le plancher et sur la poutrelle et combinaisons ...	73
Tableau III. 6 : Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles. ...	74
Tableau III. 9 : Sollicitations optée pour le ferrailage des poutrelles.....	75
Tableau III. 9 : Sollicitations optée pour le ferrailage des poutrelles.....	79

Chapitre IV : Etude sismique

Tableau IV. 1 : La distribution de l'effort tranchant à la base selon x.....	96
Tableau IV. 2 : La distribution de l'effort tranchant à la base selon y.....	96
Tableau IV. 3 : Facteur de qualité selon RPA 2024	98
Tableau IV. 4 : Les périodes caractéristiques du site selon RPA 2024.	98
Tableau IV. 5 : La période fondamentale de la structure estimée par logiciel Etabs.....	99
Tableau IV. 6 : Le poids totale de la structure.	100
Tableau IV. 7 : Détermination des rayons de torsion rx et ry	102
Tableau IV. 8 : Vérification de l'effet noyau.	102

Tableau IV. 9 : Périodes Masse effectives et Participation massique.....	103
Tableau IV. 10 : Vérification de l'effort tranchant à la base.....	105
Tableau IV. 11 : Vérification de l'excentricité.....	105
Tableau IV. 12 : Vérification de l'effort normal réduit des poteaux.....	105
Tableau IV. 13 : Calcul des déplacements relatifs selon RPA 2024.	106
Tableau IV. 14 : Valeurs limites des déplacements inter-étages.	106
Tableau IV. 15 : Vérification des déplacements inter étages suivant y-y s	107
Tableau IV. 16 : Vérification des déplacements inter étages suivant x-x s	107
Tableau IV. 17 : Vérification de renversement suivant x-x selon RPA 2024.	108
Tableau IV. 18 : Vérification de renversement suivant y-y selon RPA 2024.	108
Tableau IV. 19 : Vérification de l'effet P- Δ suivant y-y selon RPA 2024.	109
Tableau IV. 20 : Vérification de l'effet P- Δ suivant x-x selon RPA 2024.	110
Tableau IV. 21 : Dimensions finales des éléments structuraux	110

Chapitre V : Étude sismique

Tableau V. 1 : Moments fléchissant (PP).....	114
Tableau V. 2 : Exemple de ferrailage des poutres sur appuis.	114
Tableau V. 3 : Exemple de ferrailage As des poutres en travée.....	115
Tableau V. 4 : L'effort tranchant (PP).....	115
Tableau V. 5 : Calcul des armatures longitudinales en flexion simple.	115
Tableau V. 6 : Choix des armatures.	115
Tableau V. 7 : Espacement minimal.	117
Tableau V. 8 : Contrainte admissible de compression.	117
Tableau V. 9 : Contrainte admissible de traction	118
Tableau V. 10 : Moments fléchissant (PS).....	120
Tableau V. 11 : Exemple de ferrailage des poutres sur appuis.	120
Tableau V. 12 : Exemple de ferrailage As des poutres en travée.....	121
Tableau V. 13 : L'effort tranchant (PS).....	121
Tableau V. 14 : Calcul des armatures longitudinales en flexion simple.	121
Tableau V. 15 : Choix des armatures.	121
Tableau V. 16 : Espacement minimal.	122
Tableau V. 17 : Contrainte admissible de compression.	123
Tableau V. 18 : Contrainte admissible de traction.	123
Tableau V. 19 : Sollicitations défavorables pour les poteaux.	125

Tableau V. 20 : Résultats de calcul des armatures longitudinales pour les poteaux.....	127
Tableau V. 21 : Condition des Armatures pour les poteaux.....	127
Tableau V. 22 : Choix des armatures pour les poteaux.....	127
Tableau V. 23 : L'espacement maximal	128
Tableau V. 24 : Espacement maximal pour les poteaux.	128
Tableau V. 25 : Vérifications de l'effort normal réduit pour les poteaux	129
Tableau V. 26 Vérifications des sollicitations tangentes pour les poteaux	130
Tableau V. 27 : Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme	131
Tableau V. 28 : Sollicitation de poteaux	132
Tableau V. 29 : Données de calcul pour les types des voiles.....	135
Tableau V. 30 : Vérifications de l'effort normal réduit pour les voiles.	136
Tableau V. 31 : Choix des armatures des voiles	148

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Tableau VI. 20 : Calcul de ferrailage longitudinal de la zone supérieure	157
Tableau VI. 21 : Résultats de ferrailage longitudinal des éléments de rive la zone sup	157
Tableau VI. 22 : Résultats de ferrailage longitudinal de l'âme de la zone supérieure	157

Liste Des Symboles

A : Coefficient d'accélération de zone	M₀ : Moment de flexion d'une poutre simplement appuyée
A_l : Section d'armature longitudinal	N_{ser} : Effort normal de calcul de service
A_{s min} : Section d'armature minimale	N_u : Effort normal d'état limite ultime de résistance
A_s : Section d'armature	Q : Action variable quelconque, facteur de qualité
A_{sr} : Section d'armature de répartition	R : Coefficient de comportement de la structure
A_{s'} : Section d'armature comprimée	S : Surface
A_t : Sections droites des armatures transversales	T : Période
B : Section du béton	F : Force ou action en général
B_r : Section réduite du béton	G : Action permanente, module de dé-
C : Hauteur de course, amortissement	U_c : Périmètre du contour formation transversale
C_p : Facteur de force horizontale	V : Action sismique
D : Coefficient d'amplification dynamique	H : Hauteur
E : Module de déformation longitudinale	I : Moment d'inertie
E_{ij} : Module de déformation longitudinale instantanée	K : Rigidité
E_{vj} : Module de déformation longitudinale différée	K_a : Coefficient des poussées des terres actives
E_x : Force sismique selon x	V_t : Effort sismique à la base de la structure
E_y : Force sismique selon y	W : Poids total de la structure
ELS : État limite de service	W_p : Poids de l'élément en considération
ELU : État limite ultime	b : Largeur
L : Longueur	c : Enrobage, cohésion
M : Masse de la structure	d : Hauteur utile
M_{ser} : Moment fléchissant de calcul de service	e : Excentricité ; espacement
M_t : Moment de torsion	e_a : Excentricité additionnelle
M_u : Moment fléchissant de calcul ultime	f : Flèche
M_x : Moment fléchissant du sens x-x	f_e : Limite d'élasticité de l'acier
M_y : Moment fléchissant du sens y-y	

f_{c28} : Limite d'élasticité de l'acier	q_u : Charge linéaire d'état limite ultime de résistance
g : Giron de la marche	s : Espacement
z : Bras de levier du couple de flexion	t : Période
α : Angle, coefficient sans dimension	x : Abscisse
β : Coefficient de pondération, coefficient sans dimension	y : Ordonnée
Δ : Déplacement relatif	y_{ser} : Position de l'axe neutre à l'ELS
η : Coefficient de fissuration relatif, facteur de correction d'amortissement	γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier
γ : Coefficient partiel de sécurité, rapport des moments	γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton
h : Hauteur	λ : Élancement mécanique d'un élément comprimé
h_{cc} : Hauteur du corps creux	μ : Moment réduit
h_{dp} : Hauteur de la dalle	ν : Coefficient de Poisson
h_e : Hauteur libre	ξ : Coefficient de pondération
h_t : Hauteur totale	ω : Pulsation propre
i : Rayon de giration	Ω : Surface délimitée par la fibre moyenne
l : Portée d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau	ϕ : Angle de frottement
l_f : Longueur de flambement	ψ : Pourcentage d'amortissement critique
m : Moment réduit	ρ : Rapport de deux dimensions
p : Poids de l'élément en considération	σ_{bc} : Contrainte de compression du béton
q_{ser} : Charge linéaire d'état limite de service	σ_{st} : Contrainte de traction de l'acier
	τ : Contrainte tangentielle ou de cisaillement

Introduction générale

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. La construction des ouvrages a été depuis toujours, sujet de beaucoup de questions axées principalement sur le choix du type d'ouvrage et la détermination dans chaque cas la structure la mieux adaptée parmi celles qui existent.

Cependant, si le métier de construire peut-être considéré parmi les plus anciens exercés par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décades, de s'adapter pour tenir compte de l'évolution des constructions, mais surtout des nouvelles techniques qui permettent une fiabilité ultime de la structure vis-à-vis des aléas naturels tels que le séisme.

A cet effet, l'homme a créé des méthodes de calcul précises tout en tenant compte des différents facteurs tels que l'économie, l'esthétique et la résistance. Ainsi il a imposé des règlements visant à cadrer les constructions dont le but est d'assurer la durabilité et le confort et d'offrir un seuil de sécurité qui permettra de protéger les vies humaines et de limiter les dommages lors des secousses sismiques. Or, la réglementation algérienne définit des modèles et des approches spécifiques à chaque type de bâtiment. Elle nous a permis de présenter la solution béton armé de notre projet composé de dimensionnement des éléments résistants et secondaires en béton armé, coffrage et ferrailage.

Dans le but de récapituler l'essentiel de ce que nous avons acquis durant notre formation et approfondir nos connaissances dans le domaine de génie civil, nous avons procédé au calcul et analyse sismique d'une structure en béton armé à usage d'habitation R+4 en utilisant le logiciel de calcul ETABS 2019 pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...).

Pour cela, nous avons réparti notre travail en neuf chapitres à savoir :

- Le premier chapitre consiste à la présentation de notre projet, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre consacré au pré-dimensionnement et à l'évaluation des charges.
- Le troisième chapitre consacré au calcul des éléments secondaires
- Le quatrième chapitre comporte l'étude sismique
- Le cinquième chapitre traite le calcul de ferrailage des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ETABS 2019.
- Le sixième chapitre comporte l'étude des fondations

Dans la conception de ce projet nous avons utilisé plusieurs logiciels qui permirent la fiabilité et la rapidité d'exécution.

Chapitre I

**Présentation de l'ouvrage &
hypothèses de calcul**

I.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous allons présenter notre projet de construction et expliquer les principes de base utilisés pour le calcul des éléments de structure. Lorsqu'on conçoit un bâtiment, il est très important de suivre des règles précises afin de garantir sa sécurité et sa solidité. Ces règles sont définies dans des règlements tels que le **BAEL91 modifié 99**, qui concerne les structures en béton armé, et le **RPA 2024**, qui concerne les constructions en zones sismiques.

Ces méthodes de calcul tiennent compte des caractéristiques des matériaux utilisés, notamment le **béton** et l'**acier**, qui sont les matériaux de base dans le béton armé. Grâce à ces règlements, on peut assurer la stabilité de la structure, sa durabilité, et surtout la sécurité des personnes qui vont y vivre.

Ce chapitre a donc pour but de rappeler certaines notions importantes sur les matériaux, les règlements de construction et les paramètres de base qui seront utilisés dans l'étude technique de notre projet. Il s'agit d'une étape essentielle avant de passer au calcul détaillé des différents éléments de l'ouvrage.

I.2 Présentation de l'ouvrage

Le projet concerne l'étude d'un **bâtiment en béton armé**, conçu selon les exigences du **Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024)**. Il s'agit d'un immeuble **d'habitation** comportant un **rez-de-chaussée** et **quatre étages (R+4)**. Ce type de bâtiment est courant dans les zones urbaines et vise à loger plusieurs familles ou occupants sur plusieurs niveaux.

La construction sera réalisée dans la commune de **Tissemsilt**, située dans la **wilaya de Tissemsilt**. Cette région est classée **zone de sismicité moyenne (Zone III)** selon le **RPA 2024**. Cela signifie que le bâtiment doit être capable de résister à des tremblements de terre modérés. Des mesures spéciales seront donc prises dans la conception et le dimensionnement de la structure pour garantir sa résistance aux séismes.

I.3 Caractéristiques géométriques de la structure

L'architecture de l'ouvrage à étudier est constituée d'un seul bloc irrégulier en plan, le bâtiment présent les dimensions suivantes :

I.3.1 Dimensions en élévation

- Hauteur totale avec acrotère 15,90m ;
- Hauteur totale sans acrotère 15,30m ;
- Hauteur du Rez de chaussée 3,06m ;
- Hauteur de l'étage courant 3,06m.

I.3.2 Dimensions en plan

- Dimension totale (sens longitudinal) L = 26,20 m ;
- Dimension totale (sens transversal) : L = 18,65 m.

I.4 Données du site

- La wilaya de Tissemsilt est une zone de moyenne sismicité (zone III).
- Le bâtiment est un ouvrage courant d'importance moyenne d'usage (groupe 2), car il est à usage d'habitation et la hauteur ne dépasse pas 48 m.
- Le site est considéré ferme catégorie S3.
- La contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 1,00$ bars pour un ancrage $D = 2,20$ m.
- Le poids spécifique du sol $\gamma = 1,70$ t/m³, l'angle de frottement interne du sol $\varphi = 20,53^\circ$, la cohésion $C = 0,33$ bars.

I.5 Conception de la structure

I.5.1 Ossature

C'est une ossature assurée par un système de contreventement mixte.

I.5.2 Les Planchers

Le plancher est une aire plane horizontale séparant deux niveaux d'une construction et capable de supporter des charges.

Notre structure comporte deux types de planchers : Plancher en corps creux (16+4) cm ; Plancher en dalle pleine ($e_p = 20$ cm).

Les planchers sont en corps creux, avec une dalle de compression armée d'un treillis soudé, rendant l'ensemble monolithique. Les balcons sont en dalle pleine en béton armé.

I.5.3 Terrasse

Il existe un seul type de terrasse : Terrasse inaccessible.

I.5.4 4. Escalier

Ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marche et paliers) permettant dans une construction, de passer à pied d'un étage à un autre.

On a un seul type d'escalier : Escalier droit à 2 voles droites avec un palier intermédiaire.

I.5.5 Maçonnerie

Les murs extérieurs sont réalisés en doubles parois en briques creuses de (15 cm ; 10 cm) séparées par un vide de 5 cm.

Les murs intérieurs sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

I.5.6 Acrotère

Le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur 60 cm.

I.6 Planes architecturaux

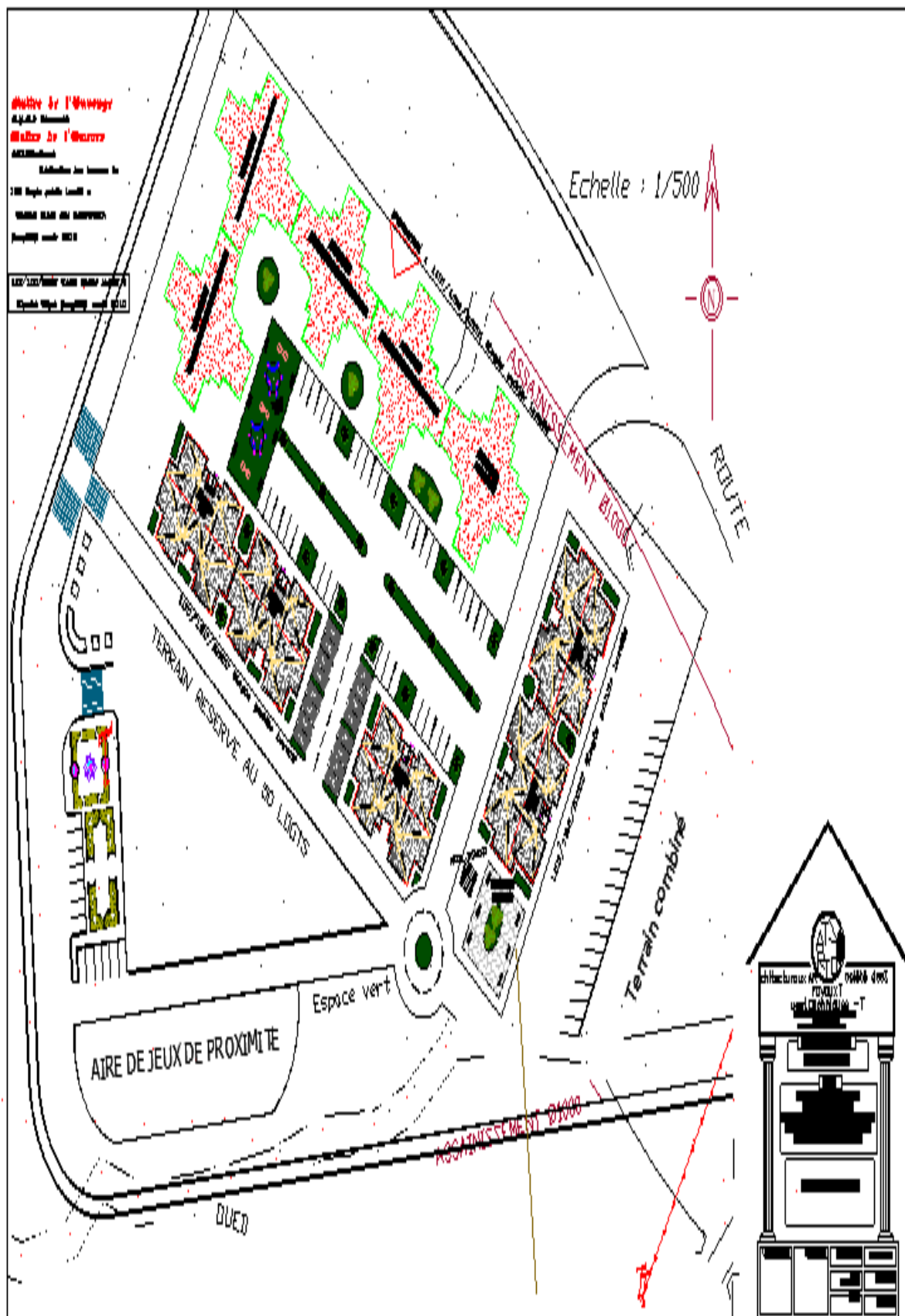


Figure I. 1 : Plan de masse

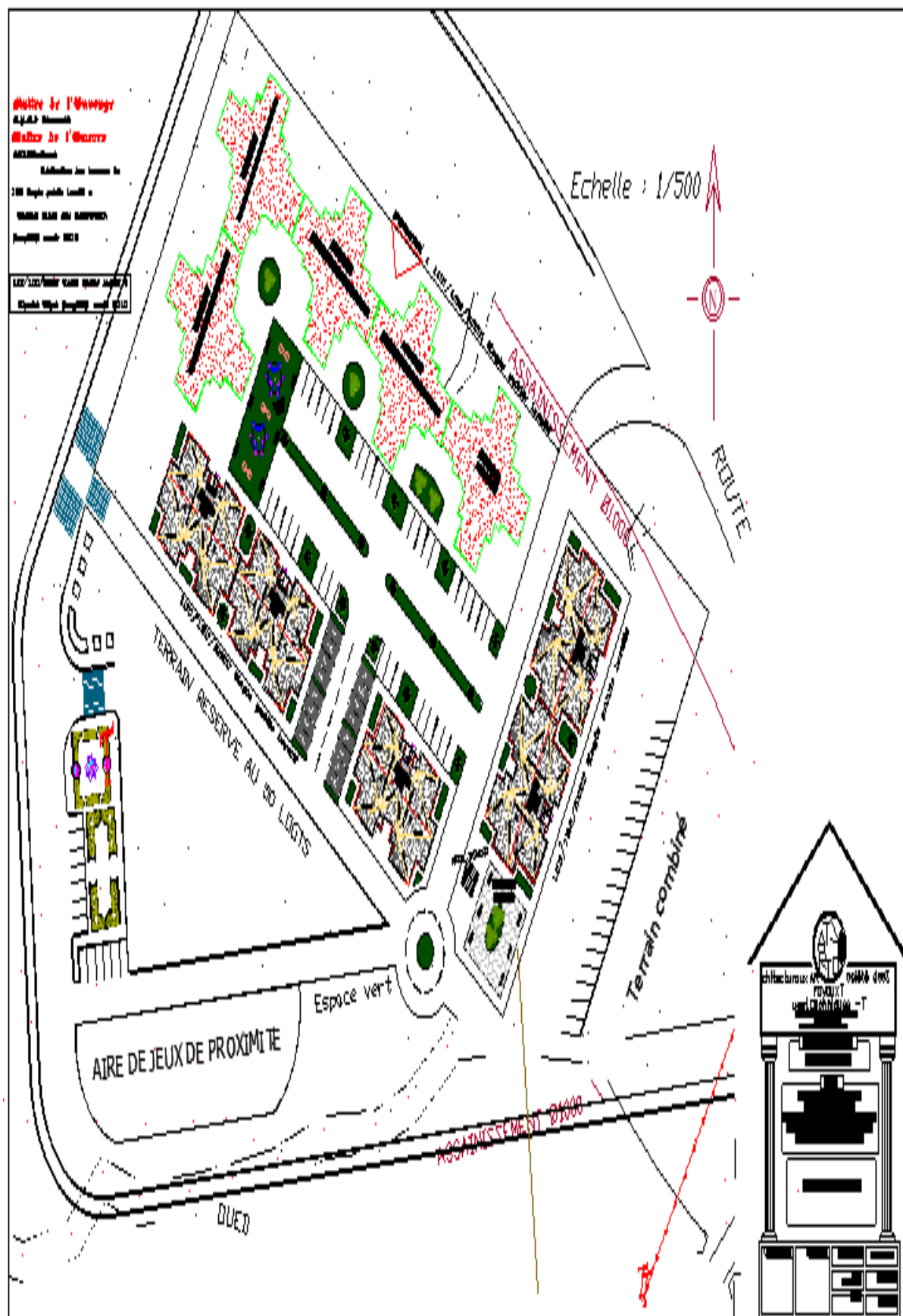


Figure I. 2 : Plan de situation

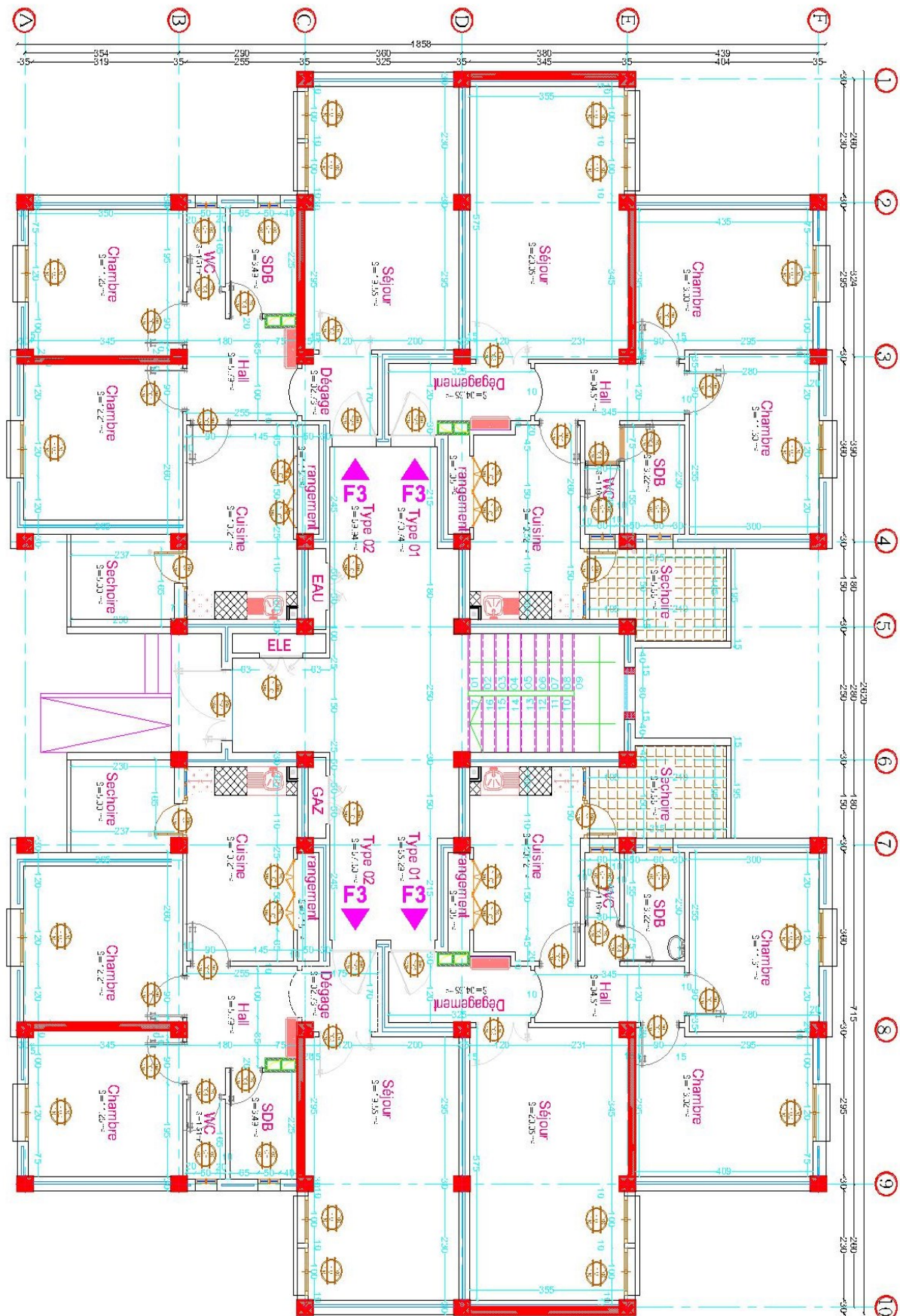


Figure I. 3 : Plan RDC

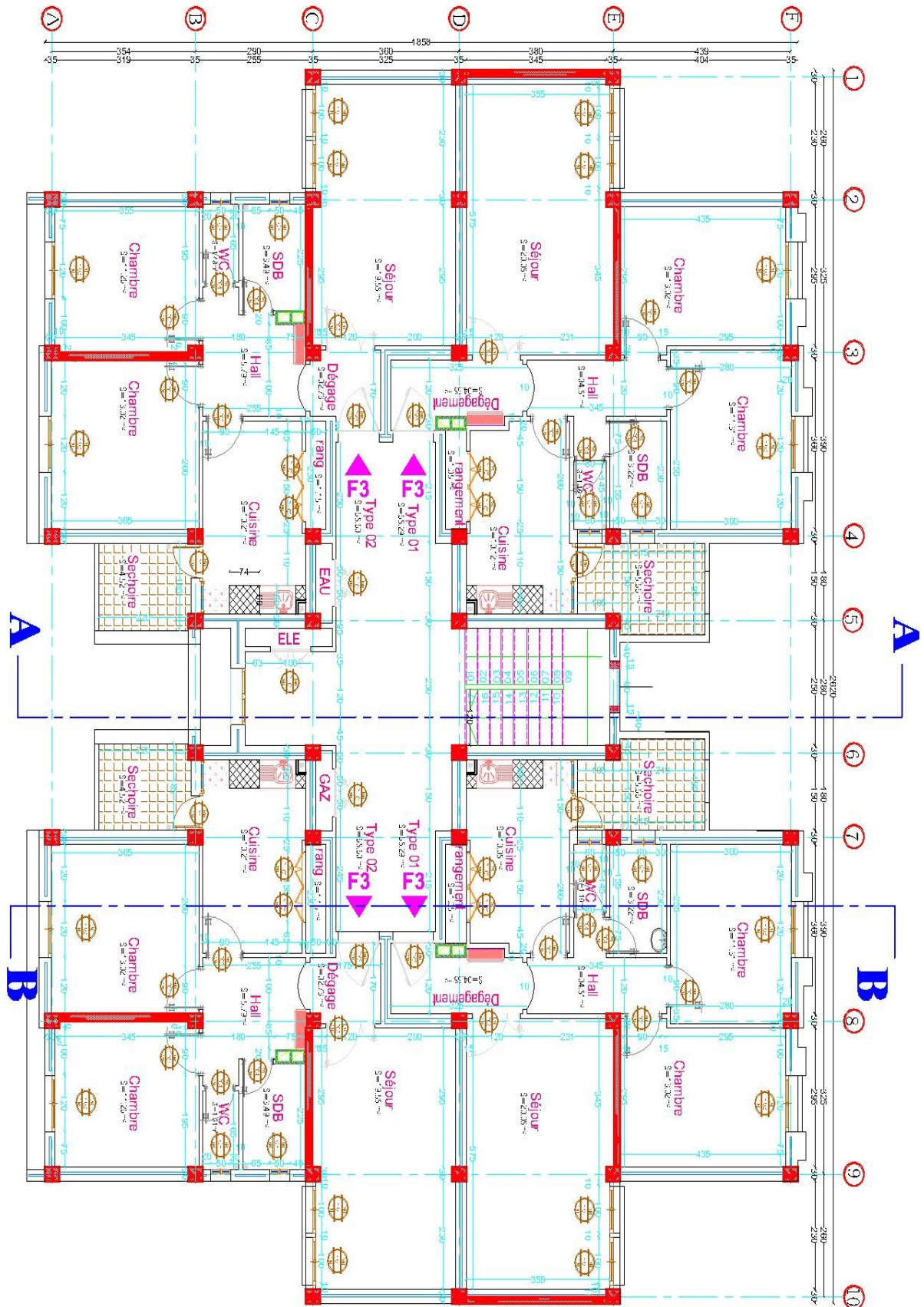


Figure I. 4 : Etage courant

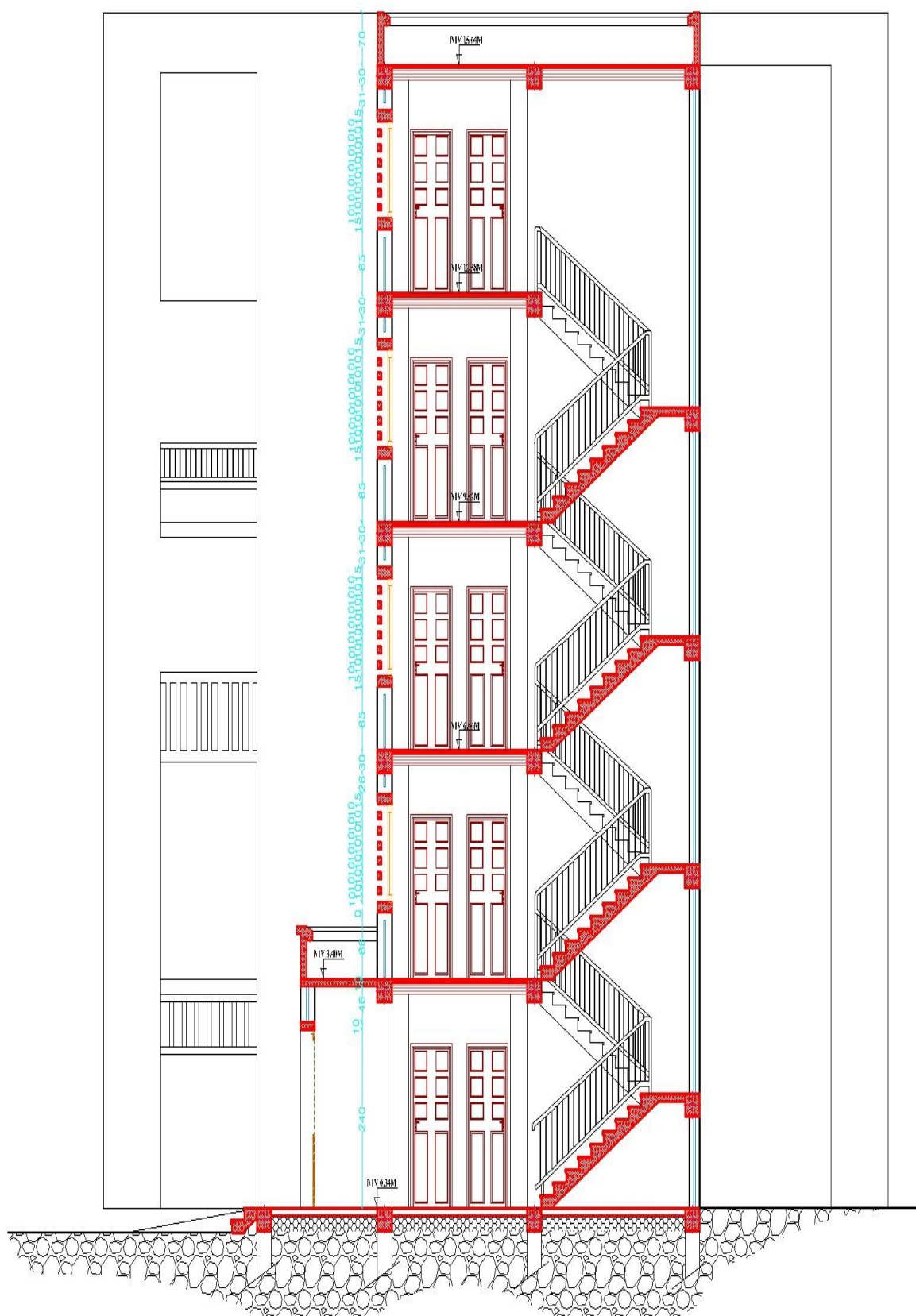


Figure I. 5 : Coupe A-A



Figure I. 6 : Coupe B-B

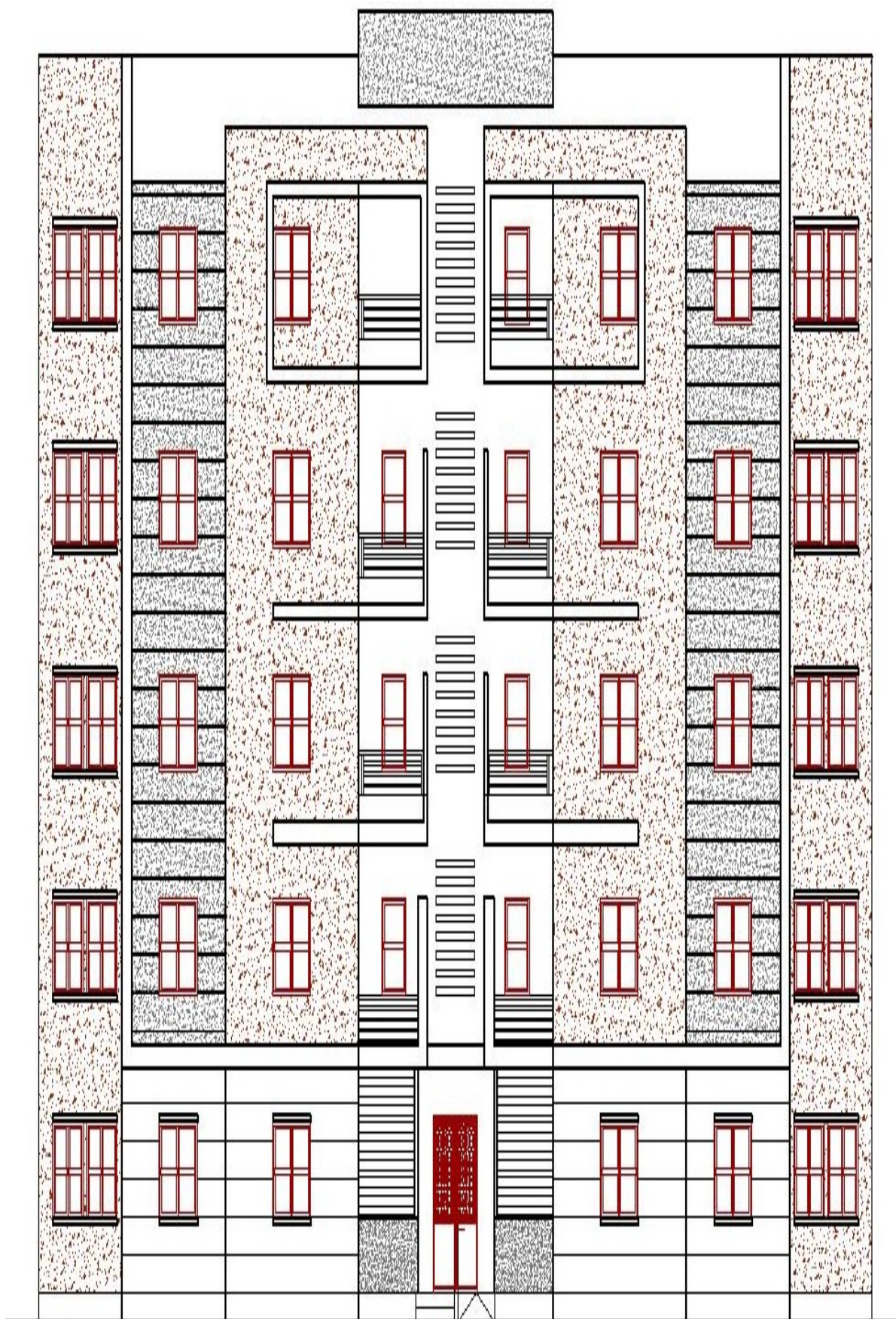
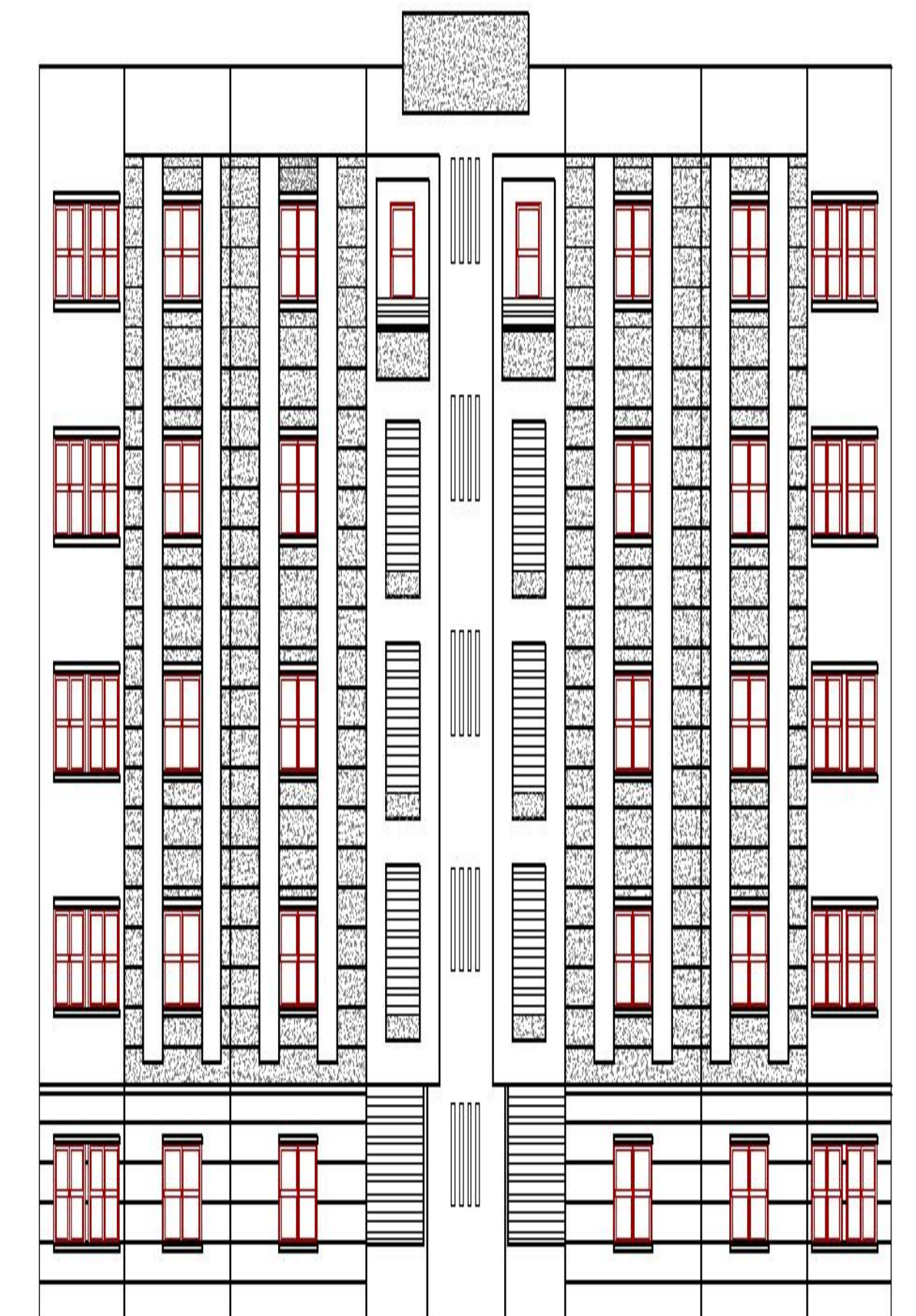


Figure I. 7 : Façade principale du bâtiment

**Figure I. 8 : Façade latérale**

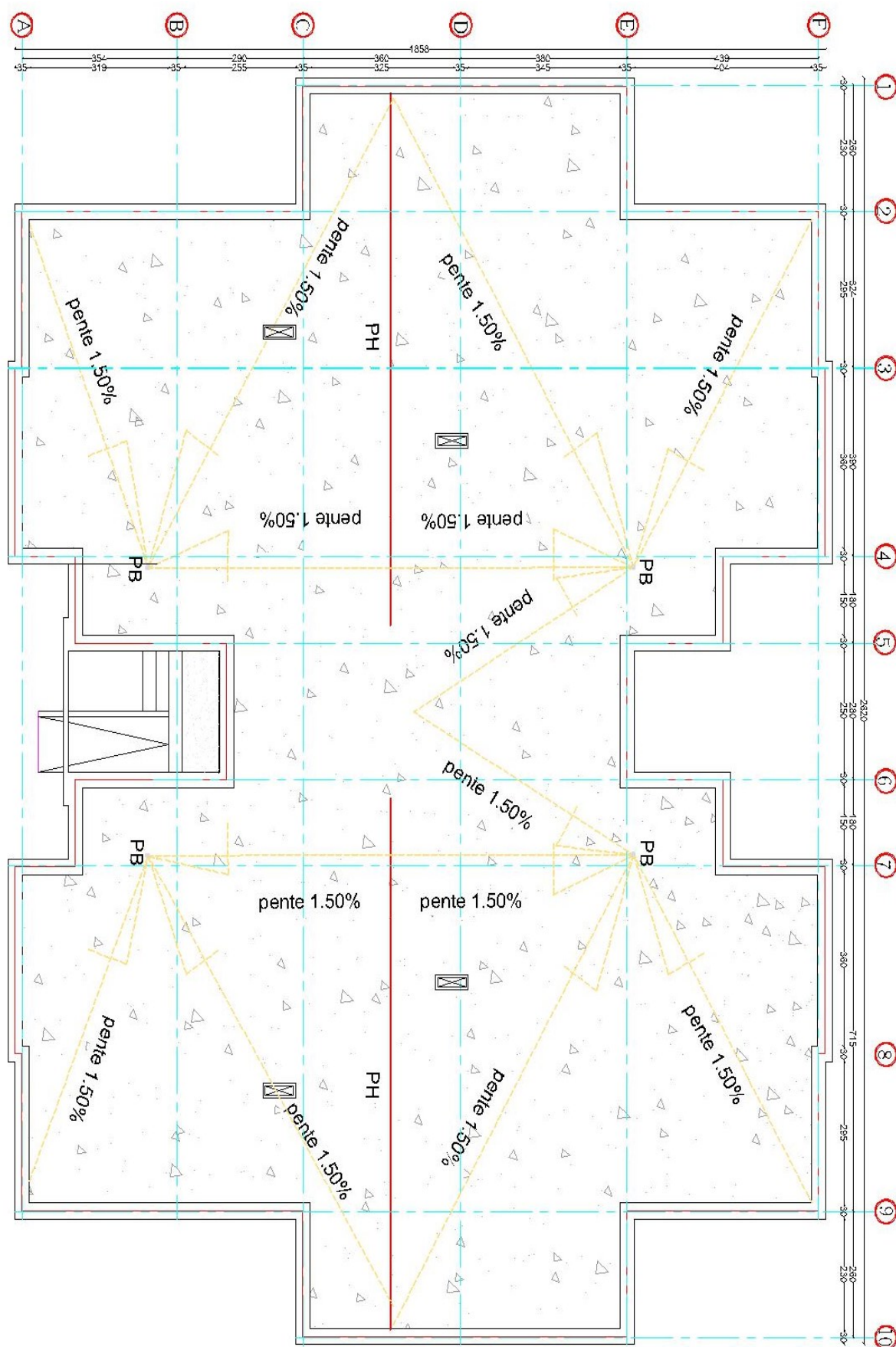


Figure I. 9 : Plan de Terrasse

I.7 Règlements, normes et documents techniques utilisés

Notre projet est étudié conformément aux règlements et documents suivants :

- DTR BC 2.2 (Document Technique Réglementaire Charges et Surcharges).
- DTR BC 2.41 (Règle de conception et de calcul des structures en béton armé :
- CBA 93).
- BAEL 91 modifié 99 (Béton armé aux états limites).
- DTR-BC2.48 (Règlement parasismique algérien RPA 2024).
- DTR-BC2.331 (Règle de calculs des fondations superficielles).
- Plans d'architectures.
- Conclusion de l'étude géotechnique.

I.8 Caractéristiques mécaniques des matériaux

I.8.1 Le béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange du ciment granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage, le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à reprendre les efforts dus à la traction.

La masse volumique du béton varie entre 2200 à 2500 kg /m³.

Dans un mètre cube de béton, on a les proportions suivantes :

- 350 kg de ciment CEM II/A-L 42.5 N.
- 400 L de sable de diamètre 0 à 5mm.
- 800 L de gravier de diam 7 à 25mm.
- 175 L d'eau de gâchage.

I.8.1.1 Résistance caractéristique à la compression f_{cj}

Le béton est défini, du point de vue mécanique, par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours noté " f_{c28} " obtenue par écrasement en compression axiale des éprouvettes cylindriques normalisées (16x32) cm² dont la hauteur est double du diamètre et leurs sections est de 200 cm².

Pour un dosage courant, on admet une résistance caractéristique à la compression à 28 jours égale à 25 MPA. ($f_{c28} = 25$ MPA). Pour un âge j inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique f_{cj} est définie les deux formules suivantes :

Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPA :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

I.8.1.2 Résistance caractéristique à la traction f_{tj}

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais, parmi ces essais on peut :

- Traction directe sur les cylindres précédents ; Traction par fendage (essai Brésilien) ;
- Traction par flexion La résistance caractéristique à la traction à « j » jours se déduit conventionnellement par la relation :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} \text{ Avec } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa}$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

I.8.1.3 Contrainte limite

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction ou bien ses éléments est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

La connaissance plus précise du comportement du matériau béton armé acquise à la suite de nombreux essais effectués dans les différents pays a permis une modification générale des principes des méthodes de calcul et à conduit à la méthode de calcul aux états limites classés en deux catégories :

➤ État limite ultime (ELU)

Correspond à la ruine de l'ouvrage ou de l'un de ces éléments par perte d'équilibre statique, rupture, flambement, c'est-à-dire :

- État limite ultime d'équilibre statique non renversement de la structure ;
- État limite ultime de résistance pour les matériaux constitues béton ou acier ;
- État limite ultime de stabilité de forme non flambement d'un poteau.

En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé

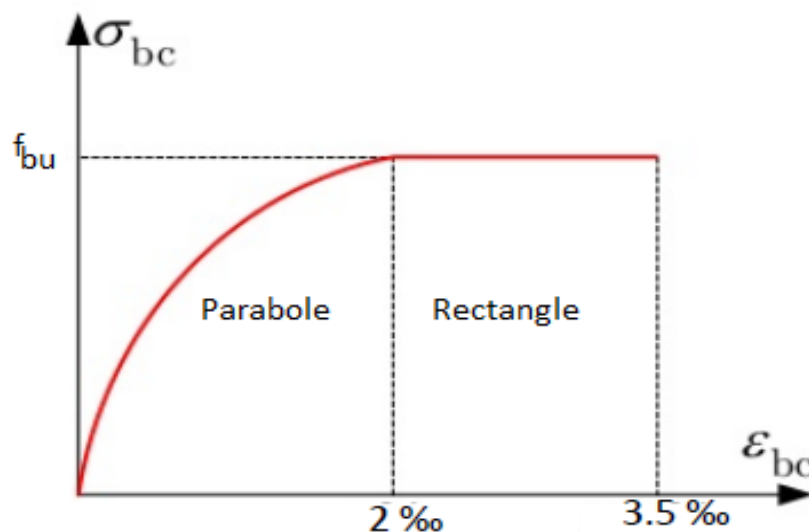


Figure I. 10 : Diagramme parabole - rectangle du béton

Dans tous les cas est le diagramme de calcul dit parabole rectangle les déformations du béton sont :

$$\varepsilon_{bcl} = \begin{cases} 3,5 \% & \text{si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.} \\ \min(4,5 ; 0,025f_{c28}) \% & \text{si } f_{c28} > 40 \text{ MPa.} \end{cases} \quad \varepsilon_{bc1} = 2\%$$

Avec :

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression ; $f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton, il vaut 1,5 pour les combinaisons normales et 1,15 pour les combinaisons accidentelles.

θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à :

$\theta = 1$ lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h ;

$\theta = 0,9$ lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h, et à 0,85 lorsqu'elle est inférieure à 1h.

➤ État limite de service (ELS)

C'est un état qui est associé à l'aptitude et à la mise en service, ils sont donc liés aux conditions normales d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage, les phénomènes correspondants sont : la fissuration, les déformations, excessives des éléments porteurs. Le bâtiment doit vérifier les trois critères suivants :

- 1) Compression du béton ;
- 2) L'ouverture des fissures ;
- 3) Déformation des éléments de la construction.

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :

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

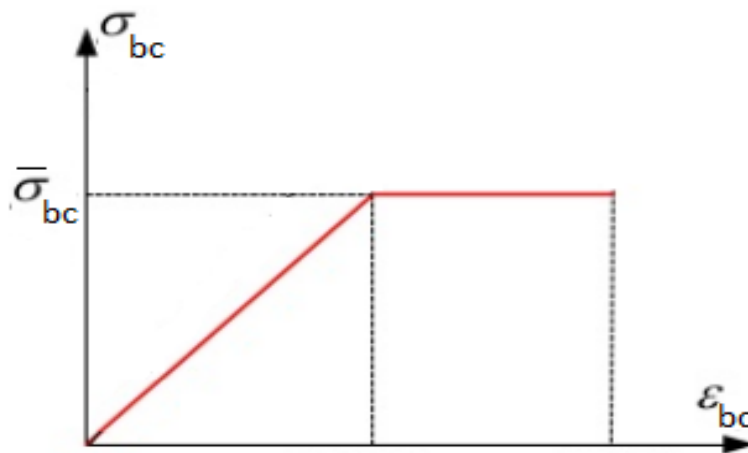


Figure I. 11 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS

I.8.1.4 Contrainte admissible de cisaillement

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton définie par rapport à l'effort tranchant ultime T_u :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} \text{ avec } \begin{cases} b_0 : \text{largeur de la pièce.} \\ d : \text{hauteur utile.} \end{cases}$$

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Fissuration peu préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\}$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\}$

- **Module de déformation longitudinale**

Ce module est connu sous le nom de module d'Young ou de module d'élasticité longitudinal, il est défini sous l'action des contraintes normale à courte et à longue durée.

- **Module de déformation instantanée**

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané E_{ij} du béton âgé de « j » jours est égale à :

$$E_{i28} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,20 \text{ MPa.}$$

- **Module de déformation différée**

Sous des contraintes de durée d'application supérieure à 24 heures, on admet qu'à l'âge de jours, le module de déformation longitudinal différée du béton E_{vj} est donné par la formule

$$E_{v28} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ MPa.}$$

- **Module de déformation transversale**

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

Avec : E : module d'Young ν : Coefficient de Poisson

I.8.1.5 Coefficient de Poisson

La déformation longitudinale est accompagnée par une déformation transversale, le coefficient de Poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{allongement relatif du côté de la section}}{\text{raccourcissement relatif longitudinal}}$$

$\nu=0,2$ pour le calcul des états limites de services (calcul des déformations).

$\nu= 0$ pour le calcul des états limites ultimes (calcul des sollicitations).

I.8.1.6 Coefficient de dilatation thermique du béton

Le coefficient de dilatation thermique du béton peut être pris égal à $10.10^{-6} \text{ K}^{-1}$.

K : Module de déformation transversale

I.8.2 Les aciers

Les aciers pour béton armé sont désignés par leur limite d'élasticité E (en MPa), leur nuance (doux, mi-dur, dur) et leur forme (lisse, haute adhérence). Les aciers utilisés en béton armé sont de trois types :

- Les ronds lisses (R.L) : nuances Fe E235 pour les armatures transversales ;
- Les barres à haute (HA) : nuances Fe E 400 pour les armatures longitudinales ;
- Treillis soudés (TS) : TLE52 $\varnothing = 5 \text{ mm}$ pour les dalles.

I.8.2.1 Diagramme déformation- contrainte

$$\sigma_s = f(\epsilon_{\text{‰}})$$

Dans les calculs relatifs aux états limites, 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.

Pour notre étude, on utilise des aciers FeE400.

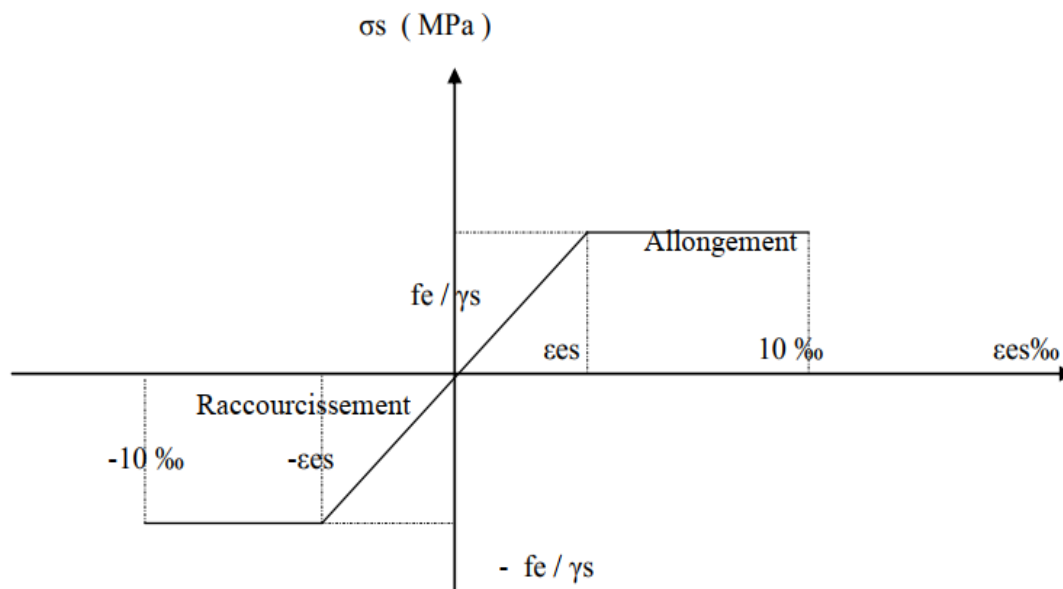


Figure I. 12 : Diagramme déformation contraintes-déformations

I.8.2.2 Module d'élasticité longitudinale

Le module d'élasticité de l'acier est la pente du diagramme contraintes – déformations ; Il sera pris égale à $E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$.

I.8.2.3 Contrainte de calcul

➤ État limite ultime ELU

Le diagramme contraintes déformation à considérer est défini à la Figure I.12.

La contrainte de calcul, notée σ_s est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec :

γ_s : est le coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur :

$$\gamma_s \begin{cases} 1,15 & \dots \dots \dots \text{situation durable ou transitoire} \\ 1,0 & \dots \dots \dots \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

Rond lisse ($f_e = 235$ MPa)

$$\begin{cases} \sigma_s = 204.35 \text{ MPa} & \dots \dots \text{situation durable ou transitoire} \\ \sigma_s = 235 \text{ MPa} & \dots \dots \dots \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

Haute adhérence ($f_e = 400$ MPa)

$$\begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa} & \dots \dots \text{situation durable ou transitoire} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} & \dots \dots \dots \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

➤ État limite de service ELS

La vérification de la contrainte dans les aciers se fait par les contraintes limites de traction des armatures :

- Fissuration peu préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} \leq f_e$ pas de limitation ;
- Fissuration préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$ MPa ;
- Fissuration très préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} = \min (0.5 f_e; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$ MPa.

Avec η : coefficient de fissuration.

$$\begin{cases} \eta = 1 & \dots \dots \dots \text{Pours ronds lisses ;} \\ \eta = 1,6 & \dots \dots \dots \text{Pour hautes adhérences avec } \emptyset \geq 6\text{mm ;} \\ \eta = 1,3 & \dots \dots \dots \text{Pour hautes adhérences avec } \emptyset < 6\text{mm.} \end{cases}$$

Allongement de rupture $\varepsilon_s =$ Allongement de l'acier à l'ELU égale à 10‰.

I.8.2.4 Hypothèses de calcul

➤ Etat limite ultime ELU

- Les sections droites planes restent planes après déformation ;
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- La résistance en traction du béton est négligée ;
- Les déformations limites du béton $\varepsilon_{bc}=3,5$ % en flexion et de 2 % en compression.
- L'allongement de l'acier est limité à $\varepsilon_{bc} = 10\text{‰}$;
- Les diagrammes déformations contraintes sont définis pour le béton en compression, et pour l'acier en traction et en compression.

➤ Etat limite de service

Les états limites de service courants concernent la limitation des contraintes, des fissurations et la limitation de la déformation, et les hypothèses sont les suivantes :

- Les sections droites restent planes avant et après la déformation.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc} \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \\ \varepsilon = \frac{\Delta L}{L} \end{cases}$$

η : rapport du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui de béton.

$$\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15 \rightarrow \text{Coefficient d'équivalence.}$$

I.8.2.5 Règles des trois pivots

- En fonction des sollicitations la rupture d'une section en béton armé peut intervenir :
- Par écrasement du béton comprimé ;
- Par épuisement de la résistance de l'armature tendue ;
- Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier ;
- La déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés pivots.

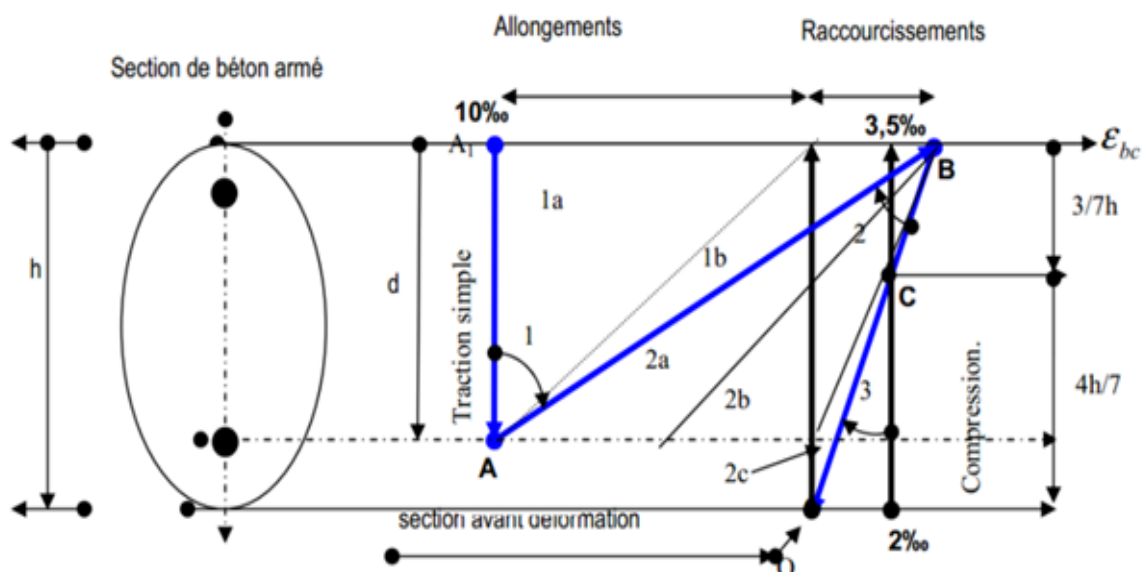


Figure I. 13 : Diagramme des déformations limites de la section- Règles des 3 pivots

Tableau I. 1 : Les déformations limites des pivots

Pivot	Domaine	Déformation limites du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire de l'acier 10 ⁰ / ₀₀
B	2	Raccourcissement unitaire du béton 3,5 ⁰ / ₀₀
C	3	Raccourcissement unitaire du béton 2 ⁰ / ₀₀

I.9 Combinaisons du calcul

Les sollicitations sont calculées en appliquant les combinaisons d'actions suivantes :

Pour l'état limite ultime « E.L.U » $1,35 G + 1,5 Q$.

Pour l'état limite service « E.L.S » $G + Q$.

Pour l'effet sismique et selon RPA 2024, on adopte les combinaisons d'actions :

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

➤ Cas de composante verticale :

$$\begin{cases} G + \psi Q + E_3 \\ G + \psi Q + E_4 \\ G + \psi Q + E_5 \end{cases} ; \text{ Avec : } \begin{cases} E_3 = \pm E_x \pm 0,3E_y \pm 0,3E_z \\ E_4 = \pm 0,3E_x \pm E_y \pm 0,3E_z \\ E_5 = \pm 0,3E_x \pm 0,3E_y \pm E_z \end{cases}$$

➤ Pour les fondations d'éléments verticaux individuels :

$$\begin{cases} G + \psi Q \pm \frac{R}{Q_F} E_1 \\ G + \psi Q \pm \frac{R}{Q_F} E_2 \end{cases}$$

➤ Pour les fondations communes à plusieurs éléments verticaux :

$$\begin{cases} G + \psi Q \pm 1,4E_1 \\ G + \psi Q \pm 1,4E_2 \end{cases}$$

I.8.Conclusion

Dans ce chapitre on a présenté les éléments suivants :

- Le type de la construction ;
- Les matériaux adoptés pour la réalisation de notre structure sont (béton, acier) ;
- La forme et les dimensions de bâtiment ;
- La résistance caractéristique du béton et l'acier.

Chapitre II

Pré-dimensionnement & évaluation des charges

II.1 Introduction

Le pré dimensionnement des éléments en béton armé et l'évaluation des charges constituent une étape essentielle dans la conception des structures, permettant d'assurer sécurité, efficacité et conformité aux normes. Ils facilitent l'optimisation des dimensions dès les premières phases, tout en anticipant les contraintes structurelles et les charges, réduisant ainsi les risques de surdimensionnement ou de sous-dimensionnement et favorisant une utilisation rationnelle des matériaux. Ils seront faits selon RPA2024, DTR-BC 2.2, CBA 93 et BAEL 91 révisée 99.

II.2 Pré-dimensionnement des planchers

Le plancher est la partie horizontale d'une construction constituant une séparation entre deux niveaux, destinés à reprendre les charges et les surcharges et les transmettre sur des éléments porteurs verticaux, tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Notre ouvrage inclut deux types de planchers, les planchers des étages courants sont conçus sous forme de corps creux, tandis que ceux des balcons sont réalisés en dalles pleines.

II.2.1 Plancher à corps creux

Les planchers de terrasse ainsi que les planchers des étages courants (destinés à l'habitation) seront réalisés sous forme de corps creux. Ces derniers doivent être dimensionnés et vérifiés la condition de la rigidité en particulier concernant la limitation de la flèche.

II.2.1.1 La condition à respecter est donnée par l'expression suivante :

$$h_t \geq (L/22.5) \text{ Avec :}$$

ht : La hauteur totale du plancher.

L : La portée maximale entre nus d'appuis des poutres secondaire.

$$\Rightarrow h_t \geq (4.4 / 22.5 = 19.55 \text{ cm})$$

Ainsi, pour satisfaire cette condition, une hauteur totale de plancher h_t de 20cm est adoptée, Composée de : 16 cm de corps creux et 4cm de la dalle de compression.

On va choisir : $h_t = 20\text{cm}$.

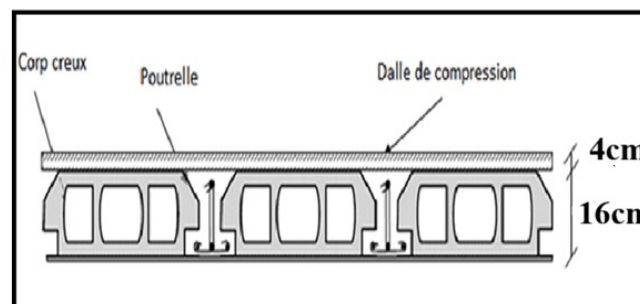


Figure II. 1 : Coupe du plancher à corps creux

II.2.2 Dalle pleine

Les planchers des balcons seront réalisés sous forme de dalles pleines. Le redimensionnement des planchers à dalles pleines se fait en se basant sur les critères suivants :

II.2.2.1 Condition de sécurité contre l'incendie

- $e \geq 7$ cm Pour une heure de coup de feu.
- $e \geq 11$ cm Pour deux heures de coup de feu.
- $e \geq 14$ cm Pour trois heures de coup de feu.

II.2.2.2 Condition d'isolation acoustique

Selon CBA 93 en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 15 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Donc : on limitera l'épaisseur dans notre cas à : 15cm.

II.2.2.3 Condition de résistance à la flexion

La hauteur de la dalle est donnée par :

- ❖ Si $(\alpha = \frac{L_x}{L_y} < 0.4)$, la dalle travaille dans un seul sens.
- ❖ Si $(0.4 \leq \alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 1)$, la dalle travaille dans les deux sens.

Avec :

- L_x : La petite portée de plancher.
- L_y : La grande portée de plancher.

$\Rightarrow \alpha = 1.8 / 2.2 = 0.8181 \Rightarrow$ La dalle travaille dans deux sens.

❖ L'épaisseur « e » des dalles est déterminée par La formule forfaitaire suivante :

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_y}{25}$$

$\Rightarrow 5,14\text{cm} \leq e \leq 7,2\text{cm}$

- ❖ Alors, l'épaisseur adoptée pour répondre à l'ensemble des critères de conception et de performance est fixée à $e = 20\text{cm}$.

II.3 Pré-dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé rectilignes, destinées à supporter les différentes

Charges, dont dimensions doivent être vérifiées les conditions suivantes :

Selon le (B.A.E. L 91 modifiée 99), et vérifiées selon le Règlement Parasismique Algérien en vigueur (R.P.A 2024), le critère de rigidité est comme suit :

➤ Selon le **B.A.E.L.91 modifiée**, le critère de rigidité :

$$\text{➤ } L/15 \leq h_t < L/10$$

$$\text{➤ } 0,3d \leq b \leq 0,4d$$

❖ h_t : hauteur totale de la poutre.

❖ b : largeur de la poutre.

❖ L : la plus grande portée libre entre nus d'appuis.

❖ d : hauteur utile.

➤ Selon le **R.P.A 2024**, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

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

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

$$\checkmark \quad b_{\max} \leq 1,5 \times h + b$$

$$\checkmark \quad h/b < 4$$

Nous avons deux types des poutres :

Poutre principale : $L_{\max} = 4,40 \text{ m}$;

Poutre secondaire : $L_{\max} = 3,90 \text{ m}$.

II.3.1 Poutres principales

Ces poutres reçoivent les charges provenant des poutrelles et les répartissent aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent. Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

$$L = 440 \text{ cm}$$

$$29,33 \leq h \leq 44$$

$$12 \leq b \leq 16$$

On vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis aux exigences du R.P.A

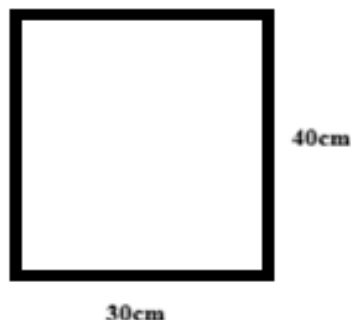
➤ $b = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

➤ $h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

➤ $h/b = 1.33 < 4$ Condition vérifiée

➤ $b_{\max} = (1,5 \times 40 + 30) = 90 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

Donc on prend la section des poutres principales $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$.



II.3.2 Poutres secondaires

Les poutres secondaires qui assurent le chaînage. Elles relient les portiques entre eux :

$$L = 440 \text{ cm}$$

$$26,00 \leq h \leq 39,00$$

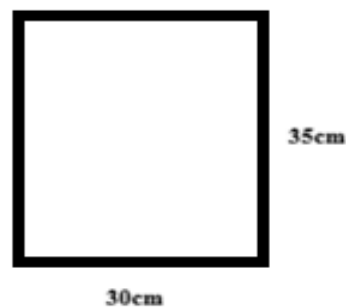
$$10,50 \leq b \leq 14,00$$

On vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis aux exigences du R.P.A

D'après le R.P.A version 2024 :

- $b=30 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$ Condition vérifiée.
- $h=35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ Condition vérifiée.
- $h/b=1, 16 < 4$ Condition vérifiée.
- $b_{\max} \leq 1,16 \times 35 + 30 = 70.60 \text{ cm}$ Condition vérifiée.
- $b_{\max} = (1,5 \times 35 + 30) = 82,50 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

Donc on prend la section des poutres secondaire principales : $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$.



II.3.3 Les poutrelles

Ce Sont les Éléments perpendiculaire par apport aux poutres principales. La section transversale des nervures est assimilée à une section en (T) de caractéristiques géométriques suivantes :

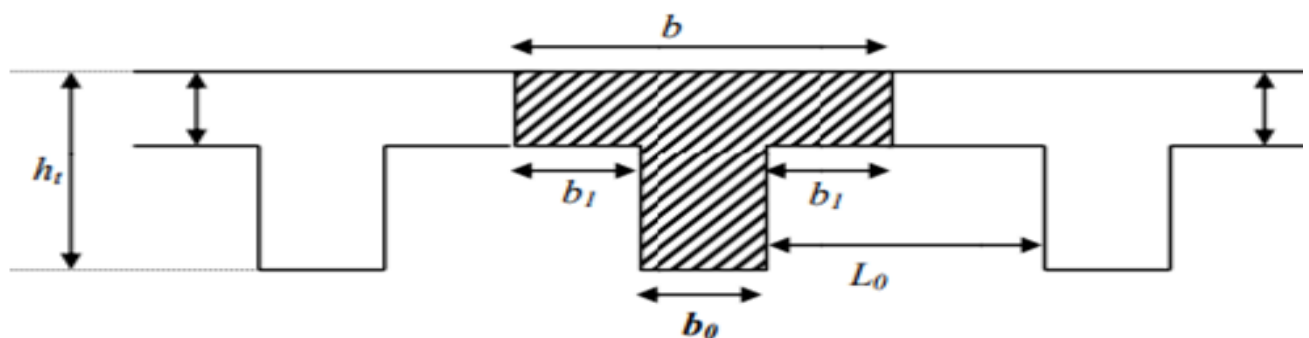


Figure II. 2 : Plancher corps creux

b_0 : largeur de la nervure.

h : hauteur de la section.

b : largeur de la table de compression.

- D'après BAEL

$$\frac{h}{3} \leq b_0 \leq \frac{h}{2} \rightarrow \frac{20}{3} \leq b_0 \leq \frac{20}{2} \rightarrow 6,33 \leq b_0 \leq 10$$

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

$$B = b_0 + 2 \times b_1$$

Le corps Creux utilisé pour ce plancher : $l_{\text{our}} = 55\text{cm}$

$$b_1 = \min \begin{cases} \frac{l_{\text{our}}}{2} \text{ cm} \\ \frac{L_x}{10} \text{ cm} \end{cases}$$

L : la portée maximale de la travée

D'où :

$$b_1 = \min \begin{cases} \frac{390}{10} = 39.00\text{cm} \\ \frac{55}{2} = 27.5\text{cm} \end{cases} \quad b_1 = 27.5 \text{ cm}$$

Donc la largeur totale de la table de compression pour une nervure est la suivante :

$$b = 2 \times b_1 + b_0$$

$$b = 2 \times 27,5 + 10$$

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

II.4 Descente de charge

Les charges permanentes sont appliquées pratiquement avec la même intensité pendant toute la durée de la vie de l'ouvrage. Celles du plancher sont déterminées à partir de sa composition. Elles sont fonction des masses volumiques ainsi que des épaisseurs de chaque constituant. Les charges permanentes pour le plancher terrasse inaccessible, les planchers courant, mur extérieurs, murs intérieurs, sont déterminées comme suite.

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale ». Pour faciliter la prise en compte de ces chargements, sans avoir à les recalculer systématiquement, le législateur a choisi de définir des charges réglementaires. Celles-ci sont présentées dans le (DTR B.C.2.2) des charges permanentes et charges d'exploitations

La descente de charge a pour but d'évaluer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher jusqu'à la fondation. Les charges réglementaires sont les charges permanentes (G) et les charges d'exploitations (Q).

La descente de charges a pour but d'évaluer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher jusqu'aux fondations.

Les charges réglementaires sont les charges permanentes (G) et les charges d'exploitations (Q).

II.4.1 Charges permanentes

Les charges permanentes sont appliquées pratiquement avec la même intensité pendant toute la durée de la vie de l'ouvrage. Celles du plancher sont déterminées à partir de sa composition. Elles sont fonction des masses volumiques ainsi que des épaisseurs de chaque constituant. Les charges permanentes pour le plancher terrasse inaccessible, les planchers courant, mur extérieurs, murs intérieurs, sont déterminées comme suite.

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale ». Pour faciliter la prise en compte de ces chargements, sans avoir à les recalculer systématiquement, le législateur a choisi de définir des charges réglementaires. Celles-ci sont présentées dans le (DTR B.C.2.2) des charges permanentes et charges d'exploitations

II.4.1.1 Plancher terrasse inaccessible

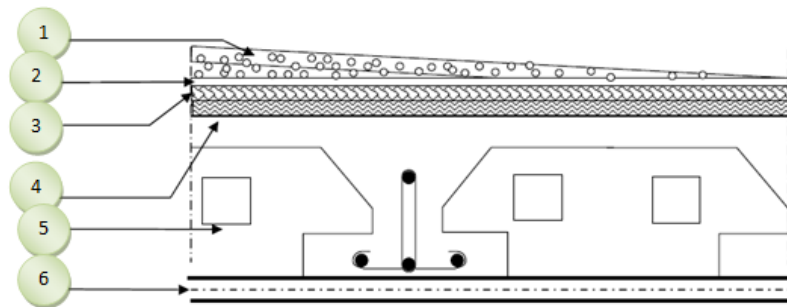


Figure II. 3 : Plancher terrasse

Tableau II. 1 : Charge et surcharge du plancher terrasse

N°	Désignation	e (m)	G (kN/m ²)
1	Protection en gravillons	0,05	1
2	Étanchéité multicouche	0,02	0,12
3	Forme de pente en béton léger	0,1	2,2
4	Isolation thermique en liège	0,04	0,16
5	Plancher à corps creux	16+4	2,80
6	Enduit en plâtre	0,02	0,20
Σ	G		6,48
Σ	Q		1

II.4.1.2 Plancher étage courants

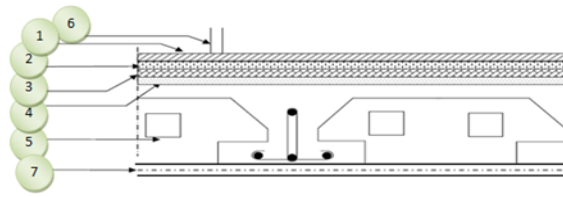


Figure II. 4 : Plancher étage courant, R.D.C

Tableau II. 2 : Charge et surcharge des étages courants

N°	Désignation	e (m)	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	0,40
2	Mortier de pose	0,02	0,40
3	Sable fin pour mortier	0,02	0,34
4+5	Plancher à corps creux	16+4	2,80
6	Cloison en briques creuses	0,1	0,90
7	Enduit en plâtre	0,02	0,20
Σ	G		5,04
Σ	Q		1,5

II.4.1.3 Mur extérieur (double cloison)

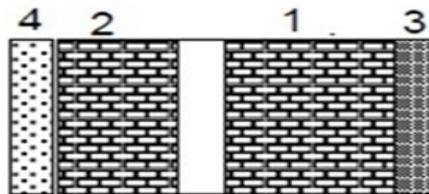


Figure II. 5 : Détail mur extérieur

Tableau II. 3 : Charge et surcharge des murs extérieurs

N°	Désignation	e (m)	G (KN/m ²)
1	Brique creuses à l'extérieur	0,15	1,35
2	Brique creuses à l'intérieur	0,10	0,90
3	Mortier de ciment extérieur	0,015	0,27
4	Enduit intérieur en plâtre	0,015	0,15
Σ	G (RDC, 1 ^{er} au 4 ^{eme} étage)		2,67

Remarque : Le mur de la façade contient ouvertures (portes, fenêtres) donc il est nécessaire d'opter un coefficient de pourcentage d'ouvertures :

Murs avec portes et fenêtres (70% G) $G = 0,7 \times 2,67 = 1,869 \text{ KN/m}^2$.

II.4.1.4 Mur intérieur

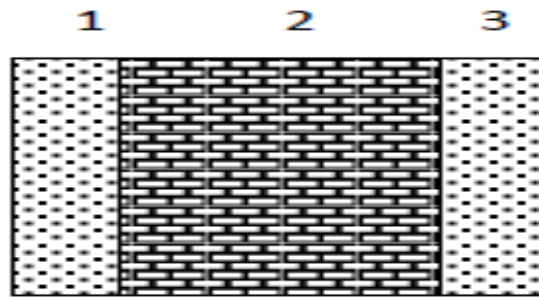


Figure II. 6 : Détail d'un mur intérieur

Tableau II. 4 : Charge et surcharge des murs intérieurs

N°	Désignation	e (m)	G (KN/m ²)
1	Enduit intérieur en plâtre	0,015	0,15
2	Brique creuses	0,10	0,90
3	Mortier de ciment extérieur	0,015	0,27
Total	G		1,32

II.4.1.5 Paillasse

Tableau II. 5 : Charge permanente due aux paillasse

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Masse volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20.00	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
3	Lit de sable	0.02	18.00	0.36
4	Marche (h/2)	/	22.00	1.87
5	Revêtement en carrelage vertical	0.02	22.00	0.23
6	Mortier de pose vertical	0.02	20.00	0.23
7	Paillasse ($e_v/\cos \alpha$)	0.15	25.00	4.45
8	Enduit en ciment	0.02	18.00	0.36
9	Garde-corps	/	/	0.10
Totale	G(KN/m²)	8.40		
	Q(KN/m²)	2.50		

II.4.1.6 Palier de repos

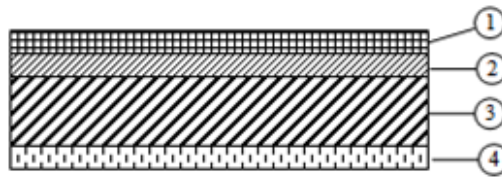


Figure II. 7 : Chemin palier

Tableau II. 6 : Charge permanente due aux paliers de repos

N°	Elément	Epaisseur (m)	Masse volumique (kN/m³)	Charges permanentes (Surfacique) (kN /m²)
1	Carrelage	0.02	20.00	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
3	Lit de sable	0.02	18.00	0.36
4	Dalle pleine	0.15	25.00	3.75
5	Enduit en ciment	0.02	18.00	0.36
Totale	G (KN/m²)	5.27		
	Q (KN/m²)	2.50		

II.4.1.7 Loi de dégression des charges d'exploitations

Sous terrasse Q_0 ;

Sous étage 1 $Q_0 + Q_1$;

Sous étage 2 $Q_0 + (Q_1 + Q_2)$;

Sous étage 3 $Q_0 + (Q_1 + Q_2 + Q_3)$;

Sous étage 4 $Q_0 + (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$;

Tableau II. 7 : Dégression des charges d'exploitations

Niveau du plancher	Charges d'exploitations	Dégression des charges par niveau	Charge (kN/m²)
4	Q_0	$\sum_0 = q_0 = 1,00$	1
3	Q_1	$\sum_1 = q_0 + q_1$	2,5
2	Q_2	$\sum_2 = q_0 + q_1 + q_2$	4,00
1	Q_3	$\sum_3 = q_0 + q_1 + q_2$	5,50
R.D.C	Q_4	$\sum_4 = q_0 + q_1 + q_2 + q_3 + q_4$	7,00

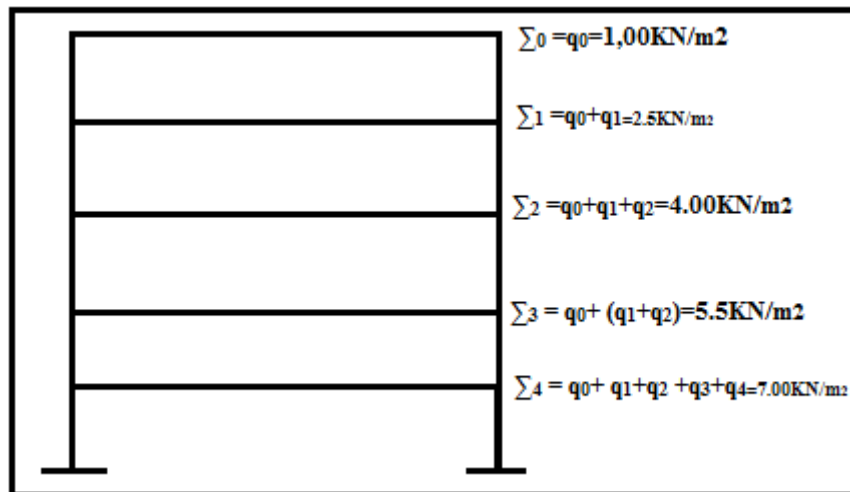


Figure II. 8 : Dégression des charges d'exploitations

II.5 Pré-dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire. Ils sont prédimensionnés en compression simple et leur résistance est notamment limitée par le risque de flambage.

Le choix se fait selon le poteau le plus sollicité de la structure, qui correspond à un poteau reprendre la surface du plancher la plus importante.

On doit dimensionner les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire $\lambda \leq 50$.

II.5.1 Exemple de calcul

On fixe notre choix au poteau axes (E, 3) ou (E, 8) comme il est motionné à la figure suivante d'où la surface hachurée c'est elle supporte par le poteau pour toute étages.

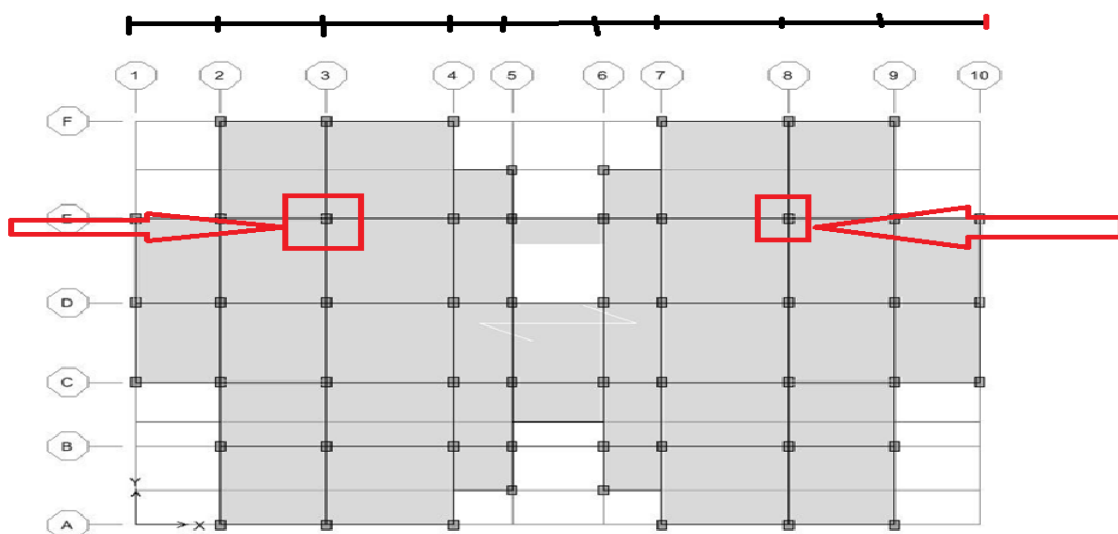


Figure II. 9 : le choix du poteau le plus sollicité

II.5.2 Poteau le plus sollicité

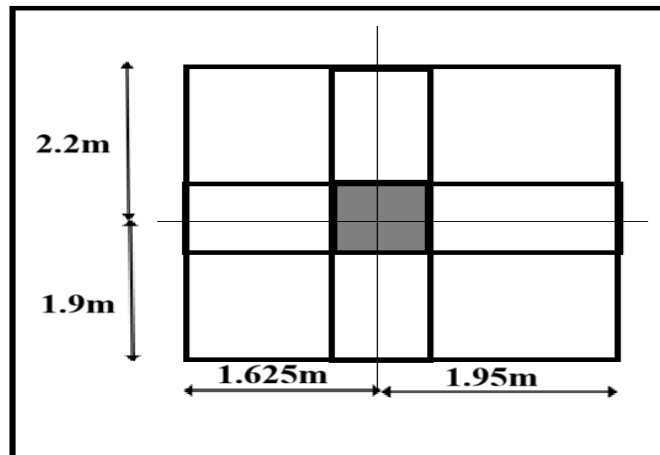


Figure II. 10 : Surface poteaux le plus sollicité

II.5.2.1 Surface du poteau le plus sollicité

a) Surface reprise par poteau à chaque étage

Soit S la surface supportée par poteau axe (E, 3)

$$S = \left(\frac{4.4}{2} + \frac{3.8}{2} \right) \times \left(\frac{3.25}{2} + \frac{3.90}{2} \right) \quad \text{Donc} \quad S = 14.6575 \text{ m}^2.$$

b) Effort normal ultime due à chaque niveau Nu

c) Les efforts de compression due aux charges permanentes NG

1) Poids propre des plancher terrasse

$$G_{\text{terrasse}} \times S = (6,48) \times 14.6575 = \mathbf{94.9806 \text{ kN.}}$$

2) Poids propre des planchers étages courants et de plancher RDC

$$G_{\text{RDC, E courants}} \times S = (5,06) \times 14.6575 = 74.1670 \text{ kN.}$$

3) Poids propre des poutres principaux

$$G_{\text{p.principale}} = \gamma_b \times (b \times h) \times L$$

$$G_{\text{p.principale}} = 25 \times 0,30 \times 0,40 \times \left(\frac{4.4}{2} + \frac{3.8}{2} \right) = 12.3 \text{ kN.}$$

4) Poids propre des poutres secondaires

$$G_{\text{p.secondeire}} = \gamma_b \times (b \times h) \times L$$

$$G_{\text{p.secondeire}} = 25 \times 0,30 \times 0,35 \times \left(\frac{3.25}{2} + \frac{3.9}{2} \right) = 9.3844 \text{ kN.}$$

5) Poids propre total

$$G_{\text{total}} = G_{\text{terrasse}} + G_{\text{RDC, E courants}} \times n + (G_{\text{p.principale}} + G_{\text{p.secondeire}}) \times (n).$$

Avec : n est le nombre de planchers d'étages courants ; n=4

$$G_{\text{total}} = 94.9806 + (74.1670 \times 4) + (12.3 + 9.3844) \times (4)$$

$$G_{\text{total}} = 478,3862 \text{ kN.}$$

d) Les efforts de compression du aux charges d'exploitation N_Q

$$Q_{\text{total}} = Q \times S = 7 \times 14.6575 \Rightarrow Q_{\text{total}} = 102,6025 \text{ kN}$$

e) Majoration des efforts

On doit majorer les efforts de 10 %

$$N_G = 1,1 \times 478,3862 = 526,2249 \text{ kN.}$$

$$N_Q = 1,1 \times 102,6025 = 112,8628 \text{ kN.}$$

$$N_U = (1,35 \times 526,2249) + (1,5 \times 112,8628) = 879,6978 \text{ kN.}$$

$$N_U = 879,6978 \text{ kN.}$$

Tableau II. 8 : Les paramètres de la formule d'effort normal ultime N_u

Notation	Paramètre	Formule
α	Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité	$\alpha = 0.6 \left(\frac{50^2}{\lambda} \right)$ si $50 < \lambda \leq 70$
λ	Élancement d'EULER	$\lambda = L_f / i$
L_f	Longueur de flambement	$L_f = 0,7L_0$
i	Rayon de giration	$i = \frac{\sqrt{I}}{B}$
I	Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement	$I = \frac{bh^2}{12}$
B	Surface de la section du béton	$B = (a \times b)$
γ_b	Coefficient de sécurité pour le béton selon BAEL 91	1.50 → pour situation durable. 1.15 → pour situation accidentelle.
γ_s	Coefficient de sécurité pour l'acier selon BAEL 91	1.15 → pour situation durable. 1.00 → pour situation accidentelle.
f_e	Limite élastique de l'acier	$f_e = 400 \text{ MPa}$
f_{c28}	La résistance du béton à la compression à 28 jours	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
A_s	Section d'acier comprimée	/
B_r	Section réduite du Poteau	$B_r = (a - 2) \times (b - 2)$

f) Détermination d'a

$$B = b.a$$

$$I = \frac{b.a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{b.a^3}{12.a.b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,289a$$

Lf : longueur de flambement,

$$L_f = 0,7L_0 = 0,7(3.06) = 214.2\text{cm}$$

On prend : $a = 40 \text{ cm}$.

$$\text{b) Détermination de « b » : } B_r = (40 - 2) \times (b - 2) = 38 \times (b - 2) \text{ cm}$$

Selon RPA 2024 :

$A_s = 9\% B_r$ Pour la zone III.

$$\Rightarrow A_s = 9\% [38 \times (b - 2)] = 0.380 \times (b - 2)$$

Donc :

$$\lambda = \frac{214,2}{0,289 \times 40} = 18,53 < 50$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{18,53}{35} \right)^2} = 0,80$$

Pour RPA 2024 :

$$879,6978 \times 10^3 \leq 0,80 \left(\frac{[38 \times 10 \times (b - 2 \times 10)] \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{0.380 \times 10 \times (b - 2 \times 10) \times 400}{1.15} \right)$$

$$879,6978 \times 10^3 \leq 6687,0208 \times (b - 20)$$

$$b \geq 14.16\text{cm}$$

Donc : on prend **b=40cm**.

II.5.1.6. Vérification selon (R.P.A 2024)

Dimensions minimaux requis par le (R.P.A 2024)

D'après l'article 7.4.1, pour une zone sismique **III**, on doit avoir au minimum :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a; b) = \min(40, 40) = 40\text{cm} \geq 25\text{cm} \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \min(a; b) = \min(40, 40) \geq \frac{306}{20} = 15.3\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < \frac{40}{40} < 4 \Rightarrow 0,25 < 1 < 4 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Avec :

he : Hauteur d'étage.

Donc on adopte pour les poteaux de **RDC** une section rectangulaire (**a×b**) = (**40×30**) **cm**

II.6 Pré-dimensionnement des voiles

Les voiles en béton armé sont des éléments structuraux essentiels, principalement conçus pour assurer le contreventement des bâtiments en résistant efficacement aux charges horizontales, tout en supportant une partie des charges verticales. Cette solution de contreventement est largement répandue en raison de la rigidité et de la capacité portante des voiles, contribuant ainsi à la stabilité et à la sécurité globale de la structure

On prend $h_e = 2.71$ m (Cas plus défavorable).

II.6.1 Selon RPA 2024 :

$$b_w \geq \max \left(15\text{cm} ; \frac{h_e}{20} \right)$$

$$L_w \geq \max \left(\frac{h_e}{3} ; 4b_w ; 1\text{m} \right)$$

$$b_w \geq \max \left(15\text{cm} ; \frac{271}{20} = 13,55\text{cm} \right) \rightarrow \text{On prend : } \mathbf{b_w = 15\text{cm.}}$$

Concernant la longueur du voile « L_w » :

$$L_w \geq \max \left(\frac{2,71}{3} = 0,90\text{m} ; 4b_w = 0.60 \text{ m} ; 1\text{m} \right) = 1\text{m} \rightarrow \text{donc : } L_w \geq 1\text{m}$$

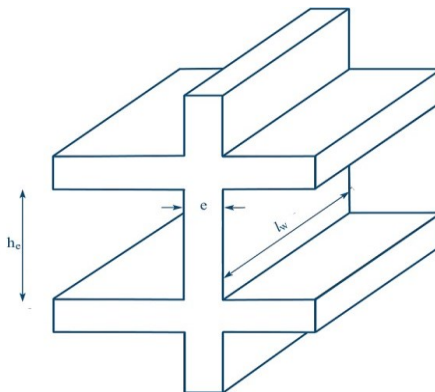


Figure II. 11 : Schéma d'un voile

II.7 Conclusion

Dans ce chapitre, le pré-dimensionnement des éléments principaux est donné dans le tableau et qui regroupe les différentes sections des éléments.

Tableau II. 9 : Dimensions des différents éléments porteurs

Eléments	Sections(cm ²)	Epaisseur(cm)
Plancher	/	16+4
Poutres principaux	30x40	/
Poutres secondaires	30x35	/
Poteaux RDC au 4 ^{ème} étage	40x30	/
Voiles	/	15

Chapitre III

Calcule des éléments secondaires

III.1 Introduction :

Il est considéré comme élément secondaire, tout élément en béton armé qui ne participe pas au contreventement de la structure, c'est-à-dire des éléments structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques. Durant ce chapitre, le calcul va concerner les éléments suivants :

- Les escaliers;
- L'acrotère;
- Plancher.

Le ferrailage de ces éléments s'effectue selon les règles **(B.A.E.L91 modifiée 99)** et les Règles Parasismiques Algériennes en vigueur **(R.P.A2024)**.

III.2 Escalier

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite régulière composée de plans horizontaux (marches et paliers) permettant le mouvement entre les étages. L'escalier adopté pour notre structure est un escalier droit à deux volées avec un palier intermédiaire. Ce type d'escalier est couramment utilisé en raison de sa simplicité de conception et de sa facilité d'exécution.

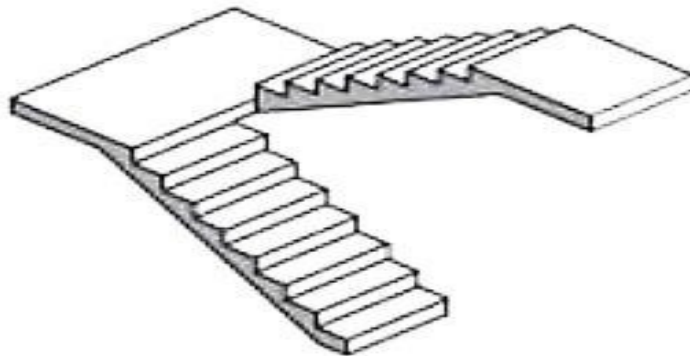


Figure III. 1 : Escalier droit à deux volées et un palier intermédiaire.

III.2.1 Escalier droit à deux volées et un palier intermédiaire

Un escalier se définit par plusieurs paramètres géométriques. Ces paramètres sont :

- ❖ **g** : Largeur de marche (giron).
- ❖ **h** : Hauteur de la marche.
- ❖ **n** : Nombre de contre marche.
- ❖ **L** : Projection horizontale de la longueur totale de volée.
- ❖ **H** : La hauteur de volée.

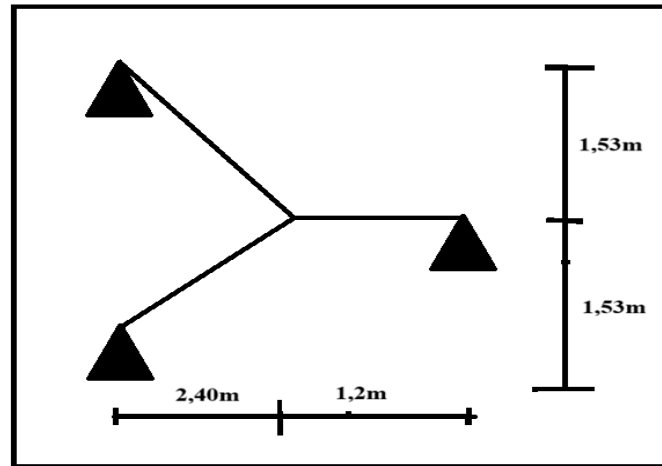


Figure III. 4 : Schéma statique de l'escalier

L'escalier est constitué de deux éléments principaux : le paillasse (ou volée) et le palier. Chaque élément est soumis à des charges spécifiques qui doivent être prises en compte dans le dimensionnement structurel.

1) Le paillasse, qui constitue la partie inclinée de l'escalier, il est soumis à :

- Son poids propre « $G = 8.40 \text{ KN/m}^2$ ».
- La charge d'exploitation « $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$ ».

2) Quant au palier, élément horizontal de repo sou de transition, lest soumis à :

- Son poids propre « $G = 5.27 \text{ KN/m}^2$ ».

3) La charge d'exploitation « $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$ ».

Détermination des charges appliquées sur l'escalier :

À ELU :

$$Q_{ult 1} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 8.40 + 1.5 \times 2.5 = 15.09 \text{ KN/m}$$

$$Q_{ult 2} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.27 + 1.5 \times 2.5 = 10.86 \text{ KN/m}$$

À ELS :

$$Q_{ult 1} = G + Q = 8.40 + 2.5 = 10.90 \text{ KN/m}$$

$$Q_{ult 2} = G + Q = 5.27 + 2.5 = 7.77 \text{ KN}$$

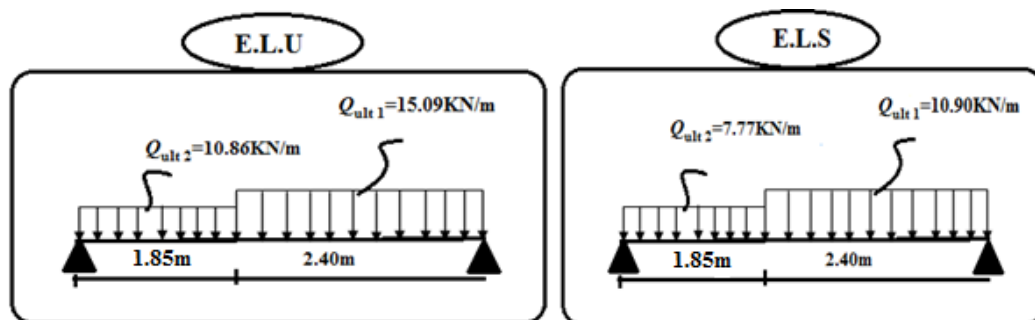


Figure III. 5 : RDM classique.

III.2.3 Détermination des sollicitations ultimes :

III.2.3.1 Les réactions d'appuis :

À ELU :

$$\sum F_y = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = (10.86 \times 1.85) + (15.09 \times 2.4) = \mathbf{56.30\text{KN}}$$

$$\sum M_A = 0$$

$$\Rightarrow R_B (4.25) = (10.86 \times 1.85) \times \left(\frac{1.85}{2}\right) + (15.09 \times 2.4) \times \left(\frac{2.4}{2} + 1.85\right)$$

$$\Rightarrow \mathbf{R_B = 30.36\text{KN}}$$

$$\sum M_B = 0$$

$$R_A (4.25) = (15.09 \times 2.4) \times \left(\frac{2.4}{2}\right) + (10.86 \times 1.85) \times \left(\frac{1.85}{2} + 2.4\right)$$

$$\Rightarrow \mathbf{R_A = 25.94\text{KN}}$$

À EL S :

$$\sum F_y = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = (7.77 \times 1.85) + (10.90 \times 2.4) = \mathbf{40.53\text{KN}}$$

$$\sum M_A = 0$$

$$R_B (4.25) = (7.77 \times 1.85) \times \left(\frac{1.85}{2}\right) + (10.90 \times 2.4) \times \left(\frac{2.4}{2} + 1.85\right)$$

$$\Rightarrow \mathbf{R_B = 21.90\text{KN}}$$

$$\sum M_B = 0$$

$$R_A (4.25) = (10.90 \times 2.4) \times \left(\frac{2.4}{2}\right) + (7.77 \times 1.85) \times \left(\frac{1.85}{2} + 2.4\right)$$

$$\Rightarrow \mathbf{R_A = 18.63\text{KN}}$$

Détermination d'équations d'effort tranchant et de moment fléchissant :

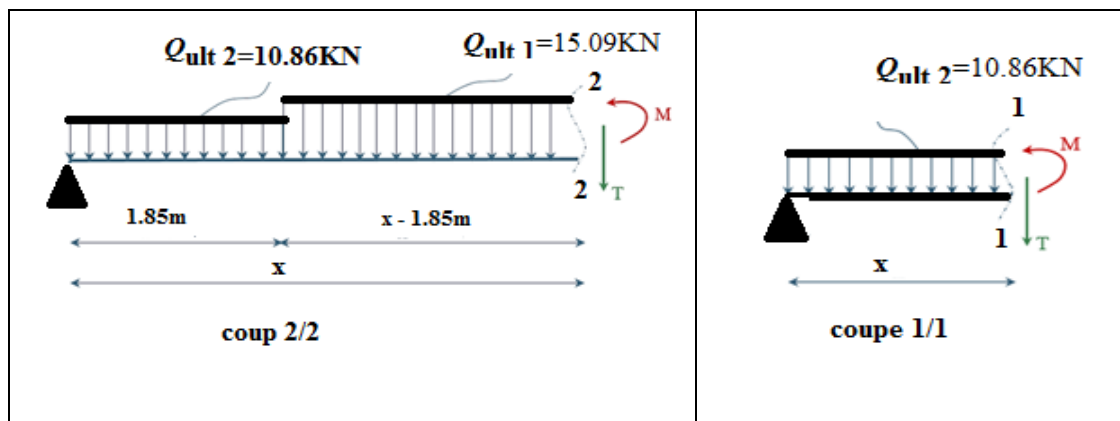


Figure III. 6 : Méthode des sections en ELU.

Coupe 1/1

$$\sum F_y = 0$$

$$\Rightarrow R_A - (10.86 \times x) - T = 0$$

$$\Rightarrow T = 25.94 - (10.86x) \Rightarrow x = 0 \text{ m} \Rightarrow T = 25.94 \text{ KN} \text{ et } x = 1.85 \text{ m} \Rightarrow T = 5.85 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow T(x) = -10.86x + 25.849$$

$$\sum M_{/1-1} = 0$$

$$M_{/1-1} + 25.94x - (10.86(\frac{x^2}{2})) = 0$$

$$\Rightarrow M_{/1-1} = -5.43x^2 + 25.94x$$

$$\Rightarrow x = 0 \text{ m} \Rightarrow M_{/1-1} = 0 \text{ KN.m} \text{ et } x = 1.85 \text{ m} \Rightarrow M_{/1-1} = 29.40 \text{ KN.m}$$

Coupe 2/2

$$\sum F_y = 0$$

$$\Rightarrow R_A - (10.86 \times 1.85) - (15.09 \times (x - 1.85)) - T = 0$$

$$\Rightarrow T = 25.94 - (20.091) - 15.09x + 27.92$$

$$\Rightarrow x = 1.85 \text{ m} \Rightarrow T = 5.85 \text{ KN} \text{ et } x = 3.6 \text{ m} \Rightarrow T = -30.36 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow T(x) = -15.09x + 33.77$$

Donc on calcule la valeur de x pour T(x) = 0 :

$$x = \frac{33.77}{15.09} \Rightarrow x = 2.24 \text{ m}$$

$$\sum M_{/2-2} = 0$$

$$M_{/2-2} + 25.94x - (15.09(\frac{x-1.85}{2})^2) - 10.86 \times 1.85 \times (x - 0.925) = 0$$

$$\Rightarrow M_{/2-2} = 25.94x - 7.545x^2 - 25.82 + 27.92x - 20.091x + 18.58$$

$$\Rightarrow M_{/2-2} = -7.545x^2 + 33.77x - 7.24$$

$$\Rightarrow x = 1.85 \text{ m} \Rightarrow M_{/1-1} = 29.40 \text{ KN.m} \text{ et } x = 4.25 \text{ m} \Rightarrow M_{/1-1} = 0 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow x = 2.238 \text{ m} \Rightarrow M_{/1-1} = 30.55 \text{ KN}$$

❖ Avec la même méthode, on calcule M_{ser}

Coupe 1/1

$$\sum F_y = 0$$

$$\Rightarrow R_A - (10.86 \times x) - T = 0$$

$$\Rightarrow T = 18.63 - (7.77x) \Rightarrow x = 0 \text{ m} \Rightarrow T = 18.63 \text{ KN} \text{ et } x = 1.85 \text{ m} \Rightarrow T = 4.26 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow T(x) = -7.77x + 18.63$$

$$\sum M_{/1-1} = 0$$

$$M_{/1-1} + 18.63x - (7.77(\frac{x^2}{2})) = 0$$

$$\Rightarrow M_{/1-1} = -3.885x^2 + 18.63x$$

$$\Rightarrow x=0\text{m} \Rightarrow M_{/1-1}=0\text{KN.m} \text{ et } x=1.85\text{m} \Rightarrow M_{/1-1}=21.17\text{KN.m}$$

Coupe 2/2

$$\sum F_{/y}=0$$

$$\Rightarrow R_A - (7.77 \times 1.85) - (10.90 \times (x - 1.85)) - T = 0$$

$$\Rightarrow T = 18.63 - (14.37) - 10.90x + 20.17$$

$$\Rightarrow x=1.85\text{m} \Rightarrow T=4.26\text{KN} \text{ et } x=4.25\text{m} \Rightarrow T=-21.90\text{KN}$$

$$\Rightarrow T(x) = -10.90x + 24.43$$

Donc on calcule la valeur de x pour $T(x) = 0$:

$$X = \frac{24.43}{10.90} \Rightarrow X = 2.24\text{m}$$

$$\sum M_{/2-2}=0$$

$$M_{/2-2} + 18.63x - (10.90 \left(\frac{x-1.85}{2}\right)^2) - 7.77 \times (x-0.925) = 0$$

$$\Rightarrow M_{/2-2} = 18.63x - 5.45x^2 - 18.65 + 20.17x - 7.77x + 7.19$$

$$\Rightarrow M_{/2-2} = -5.45x^2 + 31.03x - 11.46$$

$$\Rightarrow x=1.85\text{m} \Rightarrow M_{/2-2}=15.126\text{KN.m} \text{ et } x=4.25\text{m} \Rightarrow M_{/1-1}=0\text{KN.m}$$

$$\Rightarrow x=1.856\text{m} \Rightarrow M_{/2-2}=16.5\text{KN}$$

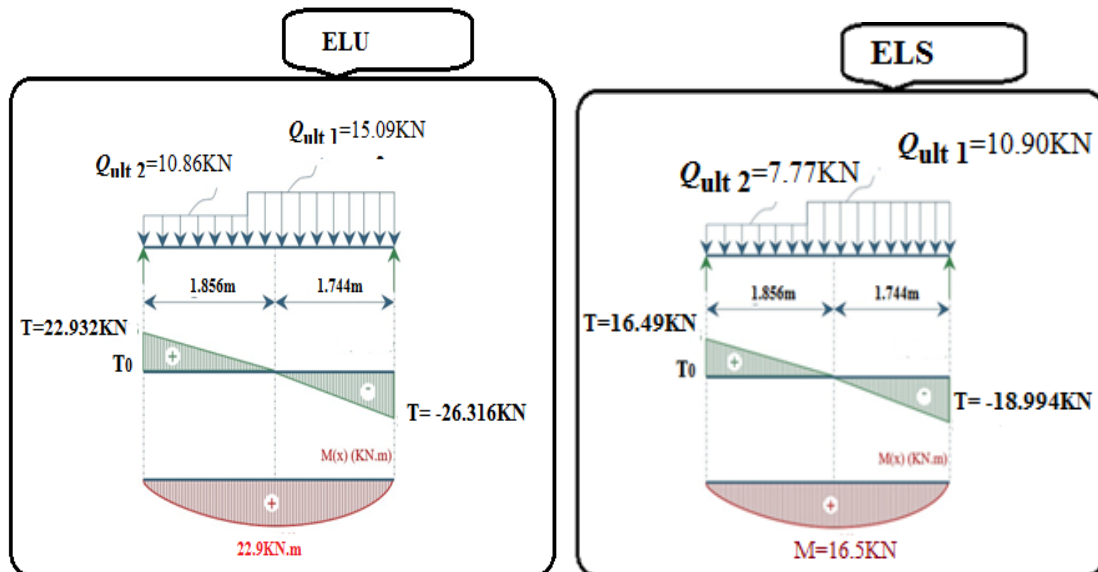


Figure III. 7 : Diagrammes de moment fléchissant et d'effort tranchant.

III.2.4 Calcul des moments maximaux en travée à l'E.L. U

On a:

$$M_{max} = 22.90 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 \times M_{max} = 19.465 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.40 \times M_{max} = 9.16 \text{ KN.m}$$

III.2.5 Ferrailage de l'escalier**III.2.5.1 En travée le moment ultime**

$$M_t = 19.465 \text{ KN.m}$$

$$h = 15 \text{ cm} ; d = 0.9 \times h = 13.5 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

❖ Le moment réduit

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{19.465 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 14.17} = 0.075 < \mu_l \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.075}) = 0.0976.$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.0976 = 0.961$$

$$\text{on a : } \beta = 0.961$$

❖ La section d'acier

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{19.465 \times 10^3}{0.961 \times 13.5 \times 348} = 4.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte: 5T 12 avec : $A_{adm} = 5.65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $St = 15 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{5} = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte: 4T 10 avec : $A_{adm} = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $St = 15 \text{ cm}$

III.2.5.2 Sur appuis

$$M_a = 5.55 \text{ KN.m}$$

$$h = 15 \text{ cm} ; d = 0.9 \times h = 13.5 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

❖ Le moment réduit

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{9.16 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 14.17} = 0.035 < \mu_l \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.035}) = 0.045$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.045 = 0.982$$

On a :

$$\beta = 0.982$$

❖ La section d'acier

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9.16 \times 10^3}{0.982 \times 13.5 \times 348} = 1.99 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte: 4T 12 avec : $A_{adm} = 4.52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $St = 20 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte: 4T 10 avec : $A_{adm} = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $St = 20 \text{ cm}$

III.2.5.3 Vérifications

III.2.5.4 Condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13,5 \times 2.1}{400} = 1.63 \frac{cm^2}{ml}$$

$$A_s = 4,13 \frac{cm^2}{ml} > A_{min} = 1.63 \frac{cm^2}{ml} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

III.2.5.5 Justification vis-à-vis de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \times 10 = \frac{26,316 \times 10}{100 \times 13,5} = 0.194 Mpa$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = \min(0.13 \cdot f_{c28}; 5 Mpa) = \min(3.25 Mpa; 5 Mpa) = 3.25 Mpa$$

$$\tau_u = 0.194 Mpa < \overline{\tau_u} = 3.25 Mpa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

III.2.5.6 Vérification au niveau des appuis

$$A_{min} = \frac{1.15}{f_e} \left(T + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right) = \frac{1.15}{400} \times 10 \times \left(26,316 + \frac{9,16 \times 10^2}{0.9 \times 13.5} \right) = 2,924 cm^2$$

$$A_{adm} = 4,52 cm^2 > A_{min} = 2,924 cm^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

III.2.5.7 Les vérifications des contraintes à l'E.L.S

$$M_{max} = 16,5 KN.m;$$

$$M_{tser} = 0.85 \times M_{tmax} = 14,025 KN.m$$

$$M_{aser} = 0.4 \times M_{tmax} = 6,6 KN.m$$

➤ En travée

$$M_t = 14,025 KN.m$$

$$A_s = 3,071 cm^2/ml$$

➤ Détermination de la position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2} y^2 - 15 A_s (d - y) = 50 y^2 + 46.065 y - 621.88 = 0 \rightarrow y = 3.09 cm$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

➤ Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y^3 + A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 3.09^3}{3} + (15 \times 3.07)(13.5 - 3.09)^2 = 5973.80 cm^4$$

➤ Détermination de contrainte dans le béton comprimé

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{14.025 \times 10^3}{5973.80} \times 3.09 = 7.25 Mpa$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 Mpa$$

$$\sigma_b = 7.25 Mpa < \overline{\sigma_{bc}} = 15 Mpa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Sur appuis**

$$M_a = 6,6 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 3,071 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Détermination de la position de l'axe neutre**

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 46.05y - 621.675 = 0 \rightarrow y = 3.09 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

➤ Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3}y^3 + A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3.09^3}{3} + (15 \times 3.07)(18 - 3.09)^2 = 11220.74 \text{ cm}^4$$

➤ Détermination de contrainte dans le béton comprimé

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{6.6 \times 10^3}{11220.74} \times 3.09 = 1.81 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 1.81 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

III.2.5.8 Vérification de la flèche

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{30} \Rightarrow \frac{17}{280} = 0.06 \geq 0.033 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0.002 \leq 0.005 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

VOLEE N°01 : ep=15cm

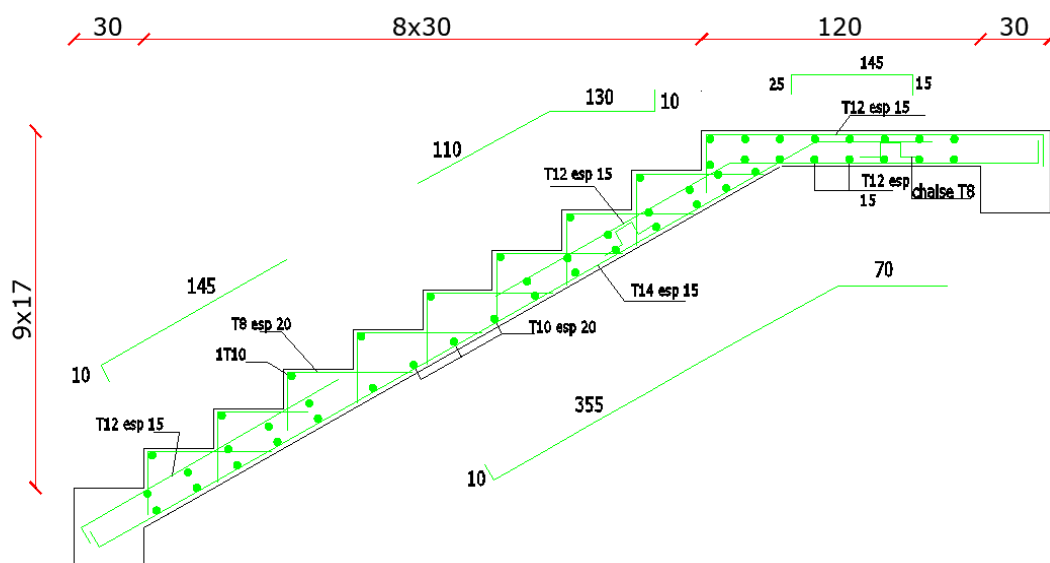


Figure III. 8: Schéma de ferrailage l'escalier volée N°1

VOLLE N°02: ep=15cm

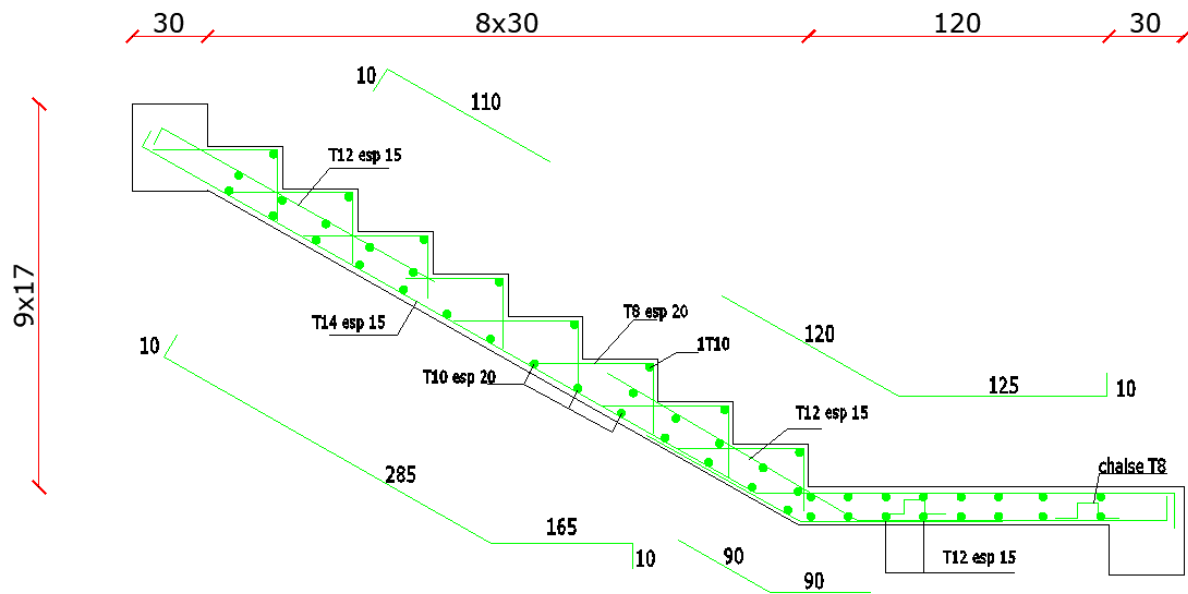


Figure III. 9 : Schéma de ferrailage l'escalier volée N°2

III.2.6 Étude de la poutre palière

III.2.6.1 Dimensionnement

Selon le B.A.E.L 91/1999, le critère de rigidité est :

$$L/15 \leq h \leq L/10 \quad \Rightarrow \quad 280/15 \leq h \leq 280/10 \quad \Rightarrow \quad 18.66 \text{ cm} \leq h \leq 28 \text{ cm}$$

On prend : $h=35$ cm donc $d=0,9 \times h=31.5$ cm

$$0,3d \leq b \leq 0,4d \Rightarrow 9.45 \text{ cm} \leq b \leq 12.6 \text{ cm}$$

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

Les vérifications des conditions D'après le R.P.A 24 :

$h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

$b = 30 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

$h/b = 1.16 \leq 4$ Condition vérifiée.

III.2.6.2 Charges supportées par la poutre

- Poids propre de la poutre : $G_p = 0,30 \times 0,35 \times 25 = 2,62 \text{ KN/m}$

- Poids du mur situé sur la poutre (enduit y compris) (25 cm):

$$G_m = 3,06 \times 2 = 6,12 \text{ kN/m}$$

➤ **Réaction du palier :**

$$R_b(\text{ELU}) = 26.316 \text{ kN/ml}$$

$$Q_u = (1,35 \times (2,25 + 6,12)) + 26.316 = 37.61 \text{ kN/m}$$

$$R_b(\text{ELS}) = 26.316 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{\text{ser}} = 2,25 + 6,12 + 18,99 = 34,68 \text{ kN/m}$$

➤ Calcul des sollicitations à l'E.L.U

$$M_0 = \frac{Q_U \times l^2}{8} = \frac{37.6 \times 2.8^2}{8} = 36.84 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85M_u = 31.31 \text{ kN.m},$$

$$M_a = 0,40M_u = 14.73 \text{ kN.m}$$

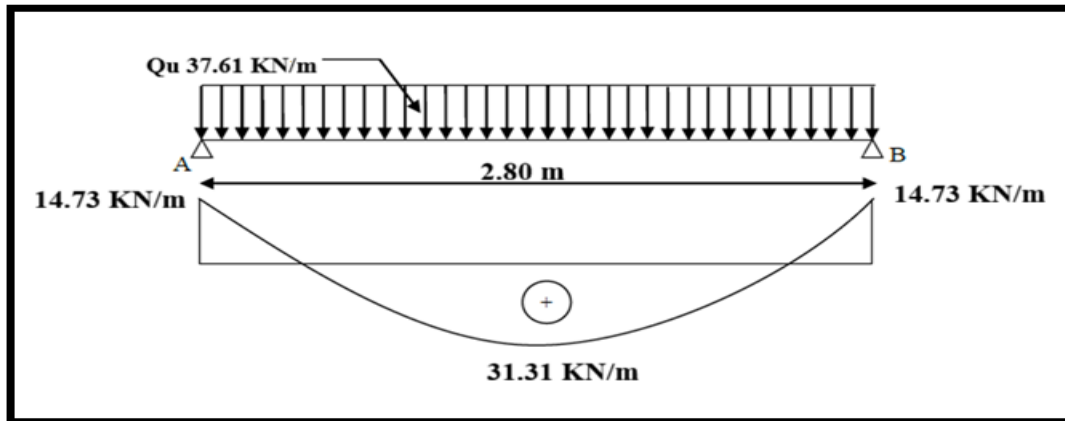


Figure III. 10 : Diagramme du moment pour la poutre palière.

III.2.6.3 Section d'armatures :

On a : $b = 30 \text{ cm}$; $h = 35 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 31.5 \text{ cm}$

➤ En travée

A l'E.L.U : $M_t = 31.31 \text{ KN.m}$

➤ Le moment ultime

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$$

$$\mu = \frac{31.31 \times 10^3}{100 \times 31.5^2 \times 14.17} = 0.022 < \mu_l \rightarrow A' = 0$$

On a :

$$\beta = 0.99$$

➤ La section d'acier

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{31.31 \times 10^3}{0.99 \times 31.5 \times 348} = 2.88 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte :

$$3T14 + 3T12 \text{ avec : } A_{adm} = 8.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

III.2.6.4 Vérifications de la poutre palière

Tableau III. 1 : Vérification des différentes conditions (poutre palière).

Condition	Verification	
Condition de non fragilité (travée)	$A_{min} = 0.97 \text{ cm}^2$	$A = 8.01 \text{ cm}^2$ $A > A_{min}$ Condition vérifiée
Condition de non fragilité (appuis)	$A_{min} = 0.97 \text{ cm}^2$	$A = 4.62 \text{ cm}^2$ $A > A_{min}$ Condition vérifiée
Vérification des contrainte a L'ELS (travée)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y$ $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$	$\sigma_b = 9.70 < \sigma_{bc}$ Condition vérifiée
Vérification des Contrainte a L'ELU (Appui)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y$ $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$	$\sigma_b = 4.56 < \sigma_{bc}$ Condition vérifiée
Justification vis à Vis de l'effort tranchant	$\tau = \frac{T}{b \cdot d}$ $\tau = \min(0.13 \times f_{c28}; 5 \text{ Mpa})$ $= 3.25 \text{ Mpa}$	$\tau_u = 0.83 < \tau_u$ Condition vérifiée

III.2.6.5 Ferrailage des armatures transversales

a) Détermination du diamètre des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right\} \Rightarrow \phi_t = \min\{10\text{mm}; 30\text{mm}; 10\text{mm}\}$$

$$\Rightarrow \phi_l = 10 \text{ mm}$$

b) L'espacement

$$S_t \leq \min\{0.9d; 40 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq \min\{27; 40 \text{ cm}\}$$

$$\Rightarrow S_t \leq 27 \text{ cm}$$

D'après le RPA 2024 : zone III

$$\text{Zone nodale: } S_t \leq \min\{12.5 \text{ cm}; 10\phi_l \text{ cm}\} = \min\{12.5 \text{ cm}; 10 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante: } S_t \leq \phi_l \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm on prend : } S_t = 15 \text{ cm}$$

c) La longueur de scellement droit l_s

$$\tau_s = 0.6 \times \psi^2 \times f_{tj} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{\phi_l \times f_e}{4 \times \tau_e} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.83} = 61.83 \text{ cm}$$

On adopte une courbure égale à : $r = 5.5\phi_l = 7.7 \text{ cm}$

$$L_2 = d - \left(c - \frac{\phi}{2} + r \right) = 31.5 - \left(3 - \frac{1.4}{2} + 7.7 \right) = 20.1 \text{ cm}$$

$$L_1 = \frac{L_s - 2.19r - L_2}{1.87} = \frac{61.83 - 16.86 - 20.1}{1.87} = 13.29 \text{ cm}$$

III.2.6.6 Calcul de la fleche

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.09 \geq 0.062 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{tser}}{10 \times M_{0ser}} \Rightarrow 0.09 \geq 0.21 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.009 \leq 0.0084 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

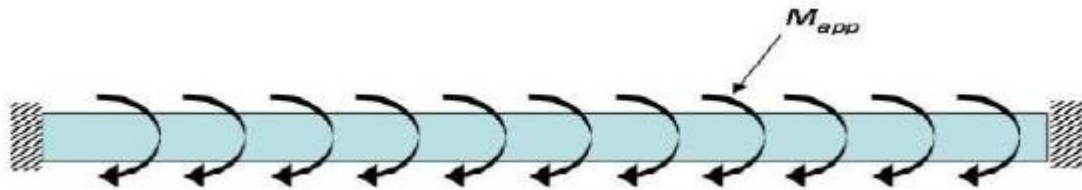
III.2.6.7 Calcul de la poutre palière à la torsion

Figure III. 11 : Poutre palière à la torsion.

La torsion de la poutre palière est provoquée par la flexion de l'escalier

$$M_{torsions} = M_a(\text{escalier}) = 9.16 \text{ KN.m}$$

a) Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\text{On a pour une section pleine } \tau_f^2 + \tau_r^2 \leq \tau_u^2$$

b) Contrainte de cisaillement due à la torsion

$$\tau_{torsions} = \frac{M_T}{2 \times \Omega \times e}$$

Dans le cas d'une section pleine à l'état limite ultime (E.L.U.), la section ne joue aucun rôle vis-à-vis de la torsion. La section réelle est alors remplacée par une section creuse Équivalente, où l'épaisseur de la paroi est égale à 1/6 du diamètre du plus grand cercle pouvant être inscrit dans le contour extérieur de la section. Cela résume bien l'idée sans perdre les éléments importants

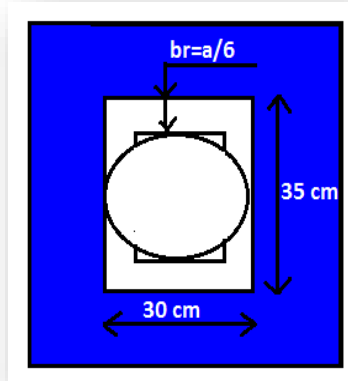
Mt : moment de torsion

$$M_t = 9.16 \text{ KN.m}$$

$$e = (a/6) = (30/6) = 5 \text{ cm.}$$

Ω: Aire du contour à mi-épaisseur.

$$\Omega = (h - e) \times (b - e) \simeq 900 \text{ cm}^2.$$



D'après le **B.A.E.L 91 modifier 99**

$$\tau_{torsion} = \frac{M_t}{2 \times \Omega \times e} = \frac{9.16 \times 10^6}{2 \times 90000 \times 50} = 1.017 \text{ Mpa}$$

Les contraintes tangentes sont limitées par la valeur suivante :

Pour un fissuration **très préjudiciable** ou préjudiciable

$$\tau_{ul} = \frac{\min(0.2 \times f_{c28})}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa}) = 3.33 \text{ Mpa}$$

c) Contraintes

De cisaillement due à l'effort tranchant Les contraintes dues à l'effort tranchant et à la torsion doivent être combinées et comparées aux contraintes limite données précédemment.

$$\tau_f = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{26.316 \times 10}{30 \times 31.5} = 0.27 \text{ Mpa}$$

➤ Résistance en torsion et flexion

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 \leq \tau_{ulimite}^2$$

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 = (0.27)^2 + (1.017)^2 = 1.10 \text{ Mpa}$$

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 = 1.10 \text{ Mpa} < 11.08 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

IV.3.5.9. Schéma de ferrailage de la poutre palière

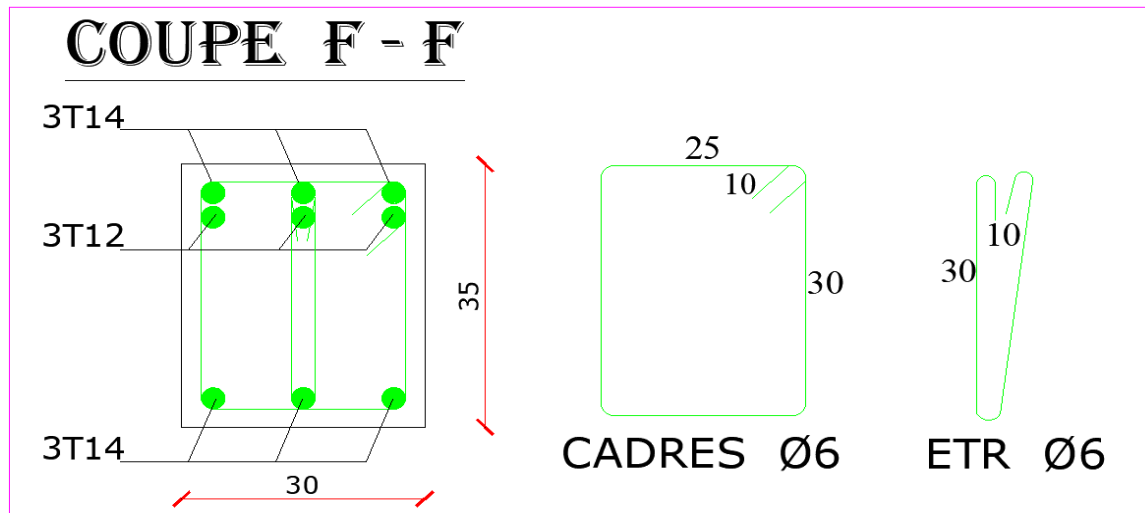


Figure III. 12 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.3 Acrotère

L'acrotère se modélise en une console verticale encastré à sa base dans la poutre du plancher terrasse, son rôle est d'assurer

La sécurité des personnes circulant au niveau de la terrasse ainsi que la protection de l'étanchéité. Il est aussi un élément protecteur contre l'attaque des eaux pluviales par le biais de la forme en pente.

Il est réalisé en béton armé soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal N_G vertical et à une surcharge d'exploitation horizontale en on pondérée due à une main courante ($N_Q=Q=1\text{KN/m}$).

Un séisme génère également un moment de renversement sur l'acrotère

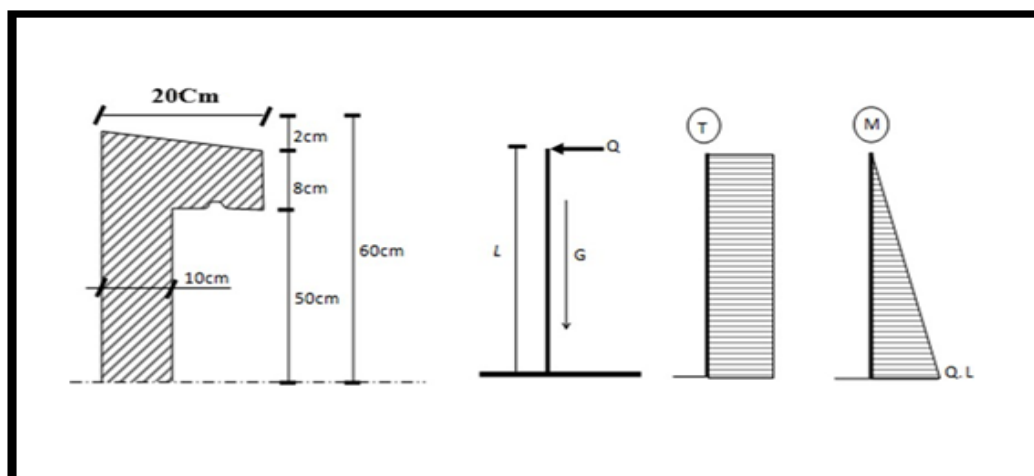


Figure III. 13 : schéma de l'acrotère

III.3.1 Hypotheses de calcul

- ❖ L'acrotère est sollicité en flexion composée ;
- ❖ La fissuration est considérée comme préjudiciable ;
- ❖ Le calcul se fera pour une bande de 1m.

III.3.1.1.1 Géométrie	
La surface	$S=0,067\text{m}^2$
L'épaisseur	$h_0 = 10\text{cm}$
La hauteur	$h = 60\text{cm}$
L'enrobage	$C=C' = 2\text{cm}$
III.3.1.1.2 Matériaux	
Béton	$f_{c28}=25\text{MPa}$
Acier	$f_e=400\text{ MPa}$

III.3.2 Evaluation des charges et surcharges

1) Poids propre de l'acrotère

$$G=W_p=S_e.\gamma_b=0,067\times 25=1,675\text{KN}.$$

2) Surcharge d'exploitation

$$N_Q=Q=1\text{KN. m}$$

D'après le (RPA2024 Article 6.3) :

$$F_{pk}=(A\times I\times S) \times C_p\times\left(1+\frac{3h_z}{H}\right)\times W_p$$

$$F_{pk}=(0,15 \times 1 \times 1,55) \times 0,8 \times \left(1+\frac{3\times 0,6}{15,3}\right)1,675=0,348\text{KN}$$

$$F_{pk}=0,348 < 1,5Q=1,5\text{KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Avec :

- ✓ **A** : Coefficient d'accélération de zone III $A=0,15 \rightarrow$ Selon la zone sismique (cf. Tableau (3.2) RPA2024).
- ✓ **I**: Coefficient d'importance $I=1$ (cf. Tableau (3.10) RPA2024).
- ✓ **S** : Coefficient de site $S=1,55$ (cf. Tableaux (3.3) & (3.4) RPA2024).
- ✓ **C_p** : Facteur de force horizontale variant entre 0,4 et 0,8 $C_p=0,8 \rightarrow$ (cf. Tableau (6.1) RPA2024).
- ✓ **W_p**: Poids de l'élément considéré **W_p**.
- ✓ **H**: Hauteur total du battement à partir de la base.
- ✓ **h_z**: Hauteur, du niveau "k", à partir de la base.

III.3.3 Calcul des sollicitations :

a) État limite ultime (E.L.U.):

-1 Effort normal de compression:

$$N_u = 1,35.G = 1,35.W_p = 1,35 \times 1,675 = 2,261 \text{ KN.ml.}$$

-2 Moment de flexion:

$$M_u = 1,5 \times Q \times h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m.}$$

-3 Effort tranchant:

$$V_u = 1,5 \times V = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN.}$$

b) État limite de service (E.L.S) :

1 Effort normal de compression:

$$N_{ser} = N_G = 1,675 \text{ KN/ml.}$$

-2 Moment de flexion:

$$M_{ser} = M_Q = Q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6.$$

-3 Effort tranchant:

$$V_u = V = 1 \text{ KN.}$$

c) Calcul de l'excentricité:

$$e_0 = e_1 + e_a + e_2$$

❖ L'excentricité de 1^{er} ordre :

$$\text{III.3.3.1.1.1} \quad e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,261} = 0,4 \text{ m}$$

III.3.3.1.1.2 L'excentricité additionnelle:

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm} - \frac{L}{250} \right\} = \max \{ 2 \text{ cm} - 0,24 \} = 2 \text{ cm}$$

❖ L'excentricité de 2^{ème} ordre :

$$e_2 = \frac{3.Lf^2}{h.10^4} (2 + a.0)$$

$$L_f = 2 \times L = 1,2 \text{ m}$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5 M_s} \right) = 0;$$

$$\alpha = 0$$

$$\rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1,2^2}{0,6 \times 10^4} \times 2 = 0,00144 \text{ m}$$

$$e_0 = e_1 + e_a + e_2 = 0,4 + 0,02 + 0,00144 = 42 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} e_0 = 0,42 \text{ m} \\ \frac{h_0}{2} - c' = \frac{0,10}{2} - 0,02 = 0,03 \text{ m} \end{cases} e_0 > \frac{h_0}{2} - c'$$

d) Sollicitation au centre de gravité de l'acier tendue

❖E.L.U

$$e_u = e_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.42 + \left(0.09 - \frac{10 \times 10^{-2}}{2} \right)$$

$$e_u = 0.46m$$

$$M_u = N_u \times e_u = 2.261 \times 0.46 = 1.040KN.m$$

❖E.L.S

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{1.675} = 0.36m$$

$$e_s = e_0 + \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.36 + \left(0.09 - \frac{10 \times 10^{-2}}{2} \right) = 0.40$$

$$\Rightarrow e_s = 0.40m$$

$$M_{ser} = N_{ser} \times e_s = 1.675 \times 0.40 = 0.67KN.m$$

e) Vérification si la section est partiellement ou entièrement comprimée :

$$(d - c')N_{UA} - M_{UA} < (0.337h - 0.18c')f_{cb} \times b \times h$$

$$(d - c') N_{UA} - M_{UA} = (0.09 - 0.02) \times 2.261 - 1.040 = -0.882KN.m.$$

$$(0.337 h - 0.18c') f_{cb} \times b = (0.337 \times 0.1 - 0.18 \times 0.02) \times 14.17 \times 10^3 \times 0.1 \times 1$$

$$= 24.79 KN.m$$

$$-0.877 KN.m < 24.79 KN.m$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire: $(b \times h) = (100 \times 10) cm^2$

f) Calcul du ferrailage (E. L. U.)

$$M_u = N_u \times e_u = 2.261 \times 0.46 = 1.04KN.m$$

$$B = 100 \text{ cm} ; \quad d = 0.9 \times 10 = 9cm ; \quad h = 10cm.$$

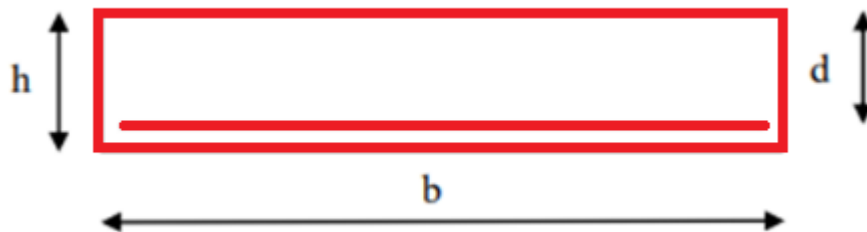


Figure III. 14 : Section d'acrotère à ferrailier.

g) État limite de compression du béton**❖ Calcul des moments réduits**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1.04 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14.17} = 0.009$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4\alpha_l)$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_{sl}} = \frac{3.5}{3.5 + 1.74} = 0.668$$

$$1000 \varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \times \gamma_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1.15} = 1.74$$

$$\mu_l = 0.8 \times 0.668(1 - 0.4 \times 0.668) = 0.391 > \mu = 0.009 \rightarrow A' = 0$$

Armatures comprimées non nécessaires.

h) Calcul des paramètres caractéristiques de la section**❖ Coefficient de la fibre neutre**

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.009}) = 0.023$$

❖ Ordonnée de la fibre neutre

$$y = \alpha \times d = 0.023 \times 0.09 = 0.003m$$

❖ Bras de levier du couple interne

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) = 0.09(1 - 0.4 \times 0.023) = 0.089m$$

i) Détermination de la section théorique des aciers tendus**❖ Section d'armatures en flexion simple**

$$A_u = \frac{M_{UA}}{Z_b \times \sigma_s} = \frac{1.04}{0.089 \times 348} = 0.045cm^2$$

❖ Section d'armatures en flexion composée

$$A_{sl} = A_u \frac{N_u}{100 \times \sigma_s} = 0.045 - \frac{2.261 \times 10^3}{100 \times 348} = -0.02cm^2$$

j) Condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times 0.23 = \frac{9 \times 10 \times 2.1}{400} \times 0.23 = 1.09 cm^2/ml$$

k) principales Armatures

$$A_s = \max(A_u; A_{sl}; A_{min}) = \max(0.045; -0.02; 1.09) = 1.09cm^2/ml$$

❖ Espacement

$$D'après le B.A.E.L 91 : e \geq \min(3h; 33cm) = 30 cm$$

On prend : e = 30cm

Nous avons adopté : 4T8 soit : $A_s = 2.01 cm^2/ml$

Armatures de repartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

❖Espacement

D'après le **B.A .E.L 91** : $e \geq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$

On prend : e = 40cm

Nous avons adopté : 4T8 soit: $A_s = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

III.3.4 Verifications Constraint de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$T = 1.5 Q = 1.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1.5}{0.09 \times 1} = 16.67 \text{ KN/m}^2 = 0.017 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0.1 f_{c28} ; 4 \text{ Mpa}) \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(2.5 \text{ Mpa}; 4 \text{ Mpa}) = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.017 \text{ Mpa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

III.3.5 Verification à l'E.L. S**❖Position de l'axe neutre**

$$\frac{b}{2} y_1^2 - \eta A_s (d - y_1) = 0$$

$$50 y_1^2 + 30.15 y_1 - 271.35 = 0 \rightarrow y_1 = 2.05 \text{ cm}$$

❖Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta A_s (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 2.05^3}{3} + 15 \times 2.01 \times (9 - 2.05)^2$$

$$I = 1524.65 \text{ cm}^4$$

Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1$$

$$\sigma_b = \frac{0.651 \times 10^3}{1524.65} \times 2.05 = 0.875 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 0.875 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st}

$$\sigma_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \rightarrow \text{fissuration préjudiciable}$$

Avec :

η : Coefficient de fissuration pour HA $\phi \geq 6$ mm ; $\eta=1.6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \{333,33 ; 201,63\} = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \frac{651}{1524,65} (9 - 2.05) = 44,51 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 44,51 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

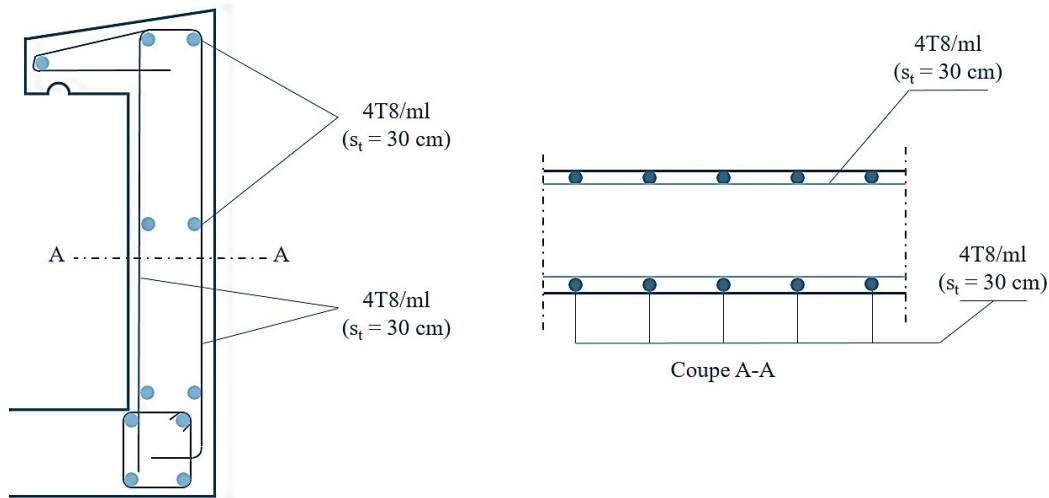


Figure III. 15 : Schema de ferrailage d'acrotère.

III.4 Dimensionnement des poutrelles

Avec : $\begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{corps creux;} \\ 4 \text{ cm} : \text{dalle de compression.} \end{cases}$

$\begin{cases} b_0 = 12 \text{ cm} : \text{largeur de la nervure} \\ h_0 = 4 \text{ cm} : \text{épaisseur de la nervure} \\ h_t = 20 \text{ cm} : \text{hauteur du plancher} \end{cases}$

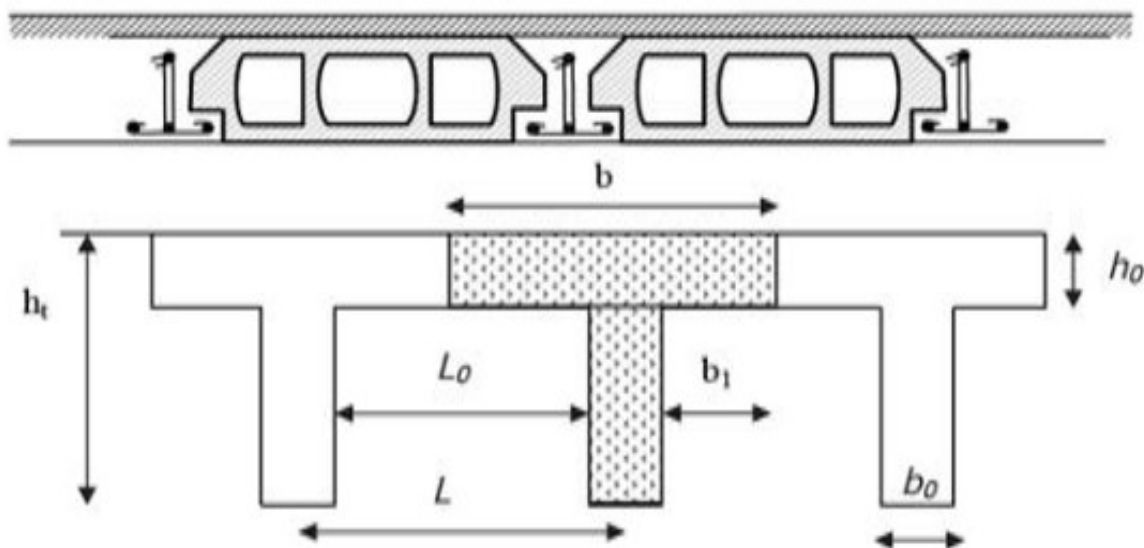


Figure III. 16 : Dimensionnement des poutrelles.

III.4.1 Calcul de la largeur (b) de la poutrelle

$L = 3,25$ m et $l_1 = 65$ cm.

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{(l_1 - b_0)}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b_1 \leq \frac{(65 - 12)}{2} = 26,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{325}{10} = 32,5 \text{ cm} \\ 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{cases}$$

Soit : $b_1 = 26,5$ cm

Pour avoir : $b = 2b_1 + b_0 \Rightarrow b = 53 + 12 = 65$ cm

III.4.2 Disposition des poutrelles :

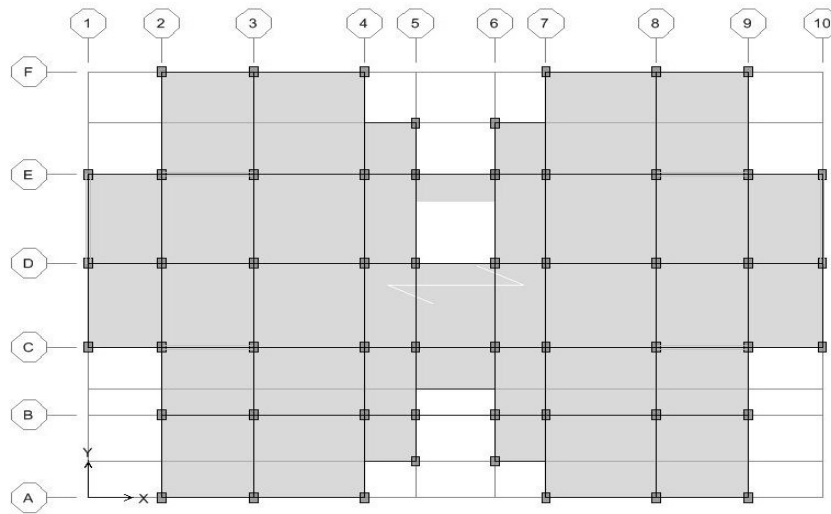


Figure III. 17 : Disposition des poutrelles.

III.4.3 Méthodes de calcul des sollicitations dans les poutrelles

III.4.3.1 Méthode forfaitaire

Le plancher est soumis à une surcharge d'exploitation modérée, telle que

$$Q \leq \max \left(2G; \frac{5 \text{ KN}}{\text{m}^2} \right)$$

Le rapport entre deux travées successives vérifie la condition suivante :

$$0,8 \leq \frac{l_i}{L(i+1)} \leq 1,25 ;$$

Les moments d'inertie des sections transversales sont identiques dans l'ensemble des travées ;

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable

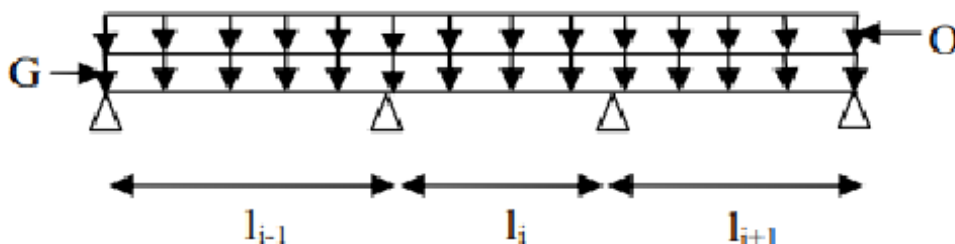


Figure III. 18 : Schéma d'une poutre continue

III.4.3.2 Principe de calcul

Selon le **BAEL 91**, les valeurs de M_w , M_t , M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\textcircled{1} \left\{ M_t \geq \max[1,05M_0; (1 + 0,3\alpha)M_0] - \frac{m_w + M_e}{2} \right.$$

$$\textcircled{2} \begin{cases} m_t \geq \frac{(1+0,3\alpha)}{2} M_0 & \Rightarrow \text{Travée intermédiaire} \\ m_t \geq \frac{(1,2+0,3\alpha)}{2} M_0 & \Rightarrow M_0 \text{ Travée de réeve} \end{cases}$$

M_0 : Le moment maximal dans la travée indépendante
 M_t : Le moment maximal dans la travée étudiée
 M_w : Le moment sur l'appui gauche de la travée
 M_e : Le moment sur l'appui droit de la travée

α : $Q/(G+Q)$ Le rapport de la charge d'exploitation à la somme des charges Permanentes et d'exploitations.

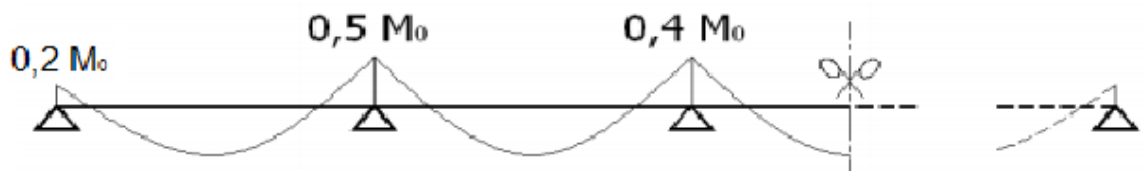
Les valeurs des moments aux appuis



Poutre contenue a deux travées



Poutre contenue a trois travées



Effort tranchant

$$\begin{cases} T_w = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2} \end{cases}$$

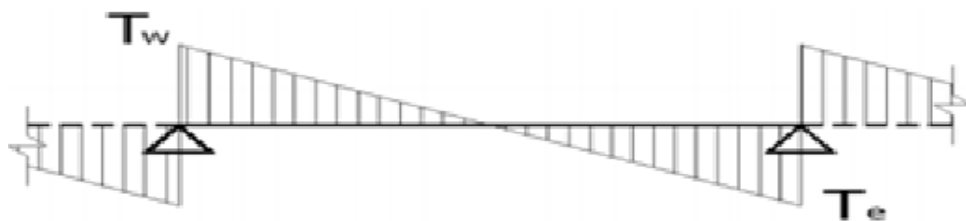


Figure III. 19 : Diagramme de l'effort tranchant

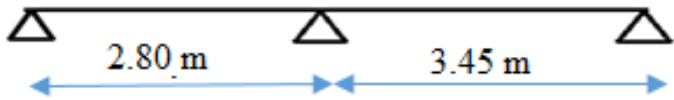
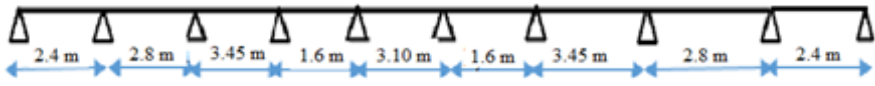
III.4.4 Logiciel RDM6

III.4.4.1 Calcul du ferrailage Planchers étages courant

Etude des poutrelles Planchers RDC, étages courants

On a trois (03) types des poutrelles par chaque niveau selon le nombre et des Longueurs des travées.

Tableau III. 2 : différents types de poutrelles dans le plancher RDC, étages courants.

Type	Schémas statiques des poutrelles
Type 1 : B-C-D	
Type 2 : A-B-C-D-E-F-G-H-I-J	
Type 3:	

Types de Poutrelles	Conditions D'application De La méthode forfaitaire		Méthode adoptée
Type 1, 2 et 3	vérifiées	$Q=1,5 \text{ KN/m}^2 < 10,40 \text{ KN/m}^2$ Inertie constante ($I = \text{Cet}$) - Fissuration peu préjudiciable $0,8 < \left(\frac{L_i}{L_{(i+1)}}\right) \leq 1,25$	méthode forfaitaire

Calcul des charges et surcharges revenant aux poutrelles

$$\begin{cases} ELU: q_u = (1,35G + 1,5Q) \times b \\ ELS: q_s = (G + Q) \times b \end{cases} \quad \text{Avec } b=0,65\text{m}$$

Tableau III. 3 : Charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle et combinaisons d'actions.

Désignation	G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	Qu(KN/m)	Qs(KN/m ²)
Etage courant, RDC	5,06	1.5	9,081	6 ,56

III.4.4.2 Calcul des sollicitations

Pour le calcul des sollicitations, on exposera un exemple pour illustrer la méthode forfaitaire, pour la poutrelle type 1 du plancher étage courant



Figure III. 20 : Types de poutrelles dans le plancher pour exemple de calcul.

- **E.L.U**
- $\alpha = \frac{G}{(G+Q)} = \frac{5,06}{5,06+1,50} = 0,77$
- $(1 + 0,3\alpha) \Rightarrow 1,05$
- Travée de rive $(1,2+0,3\alpha)\frac{1}{2} = 0,63$
- Travée intermédiaire $(1+0,3\alpha)\frac{1}{2} = 0,7155$

Moments fléchissant (isostatiques) :

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8}$$

a) Travée AB, BC

$$M_0^{AB} = \frac{9,081 \times 3,60^2}{8} = 14,711 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{9,081 \times 3,60^2}{8} = 9,878 \text{ KN.m}$$

✓ **Moments sur appuis**

$$M_A = 0,2M_0^{AB} = 2,942 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5\text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = 7,355 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,2M_0^{BC} = 1,975 \text{ KN.m}$$

✓ **Moments En travées**

$$\begin{cases} M_T^{AB} \geq 1,05M_0^{AB} - \frac{M_A + M_B}{2} = 10,298 \text{ KN.m} \Rightarrow M_T^{AB} = 10,298 \text{ KN.m} \\ M_T^{AB} \geq 0,63M_0^{AB} = 9,267 \text{ KN.M} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_T^{BC} \geq 1,05M_0^{BC} - \frac{M_B + M_C}{2} = 5,70 \text{ KN.m} \Rightarrow M_T^{BC} = 5,70 \text{ KN.m} \\ M_T^{BC} \geq 0,53M_0^{BC} = 5,235 \text{ KN.M} \end{cases}$$

✓ Efforts tranchants

Les valeurs des efforts tranchants de chaque travée étant calculées selon la formule suivant :

$$\begin{cases} T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{q_u l}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{q_u l}{2} \end{cases} \text{ avec: } \begin{cases} T_w: \text{effort tranchant droit} \\ T_e: \text{effort tranchant a gauche} \end{cases}$$

$$AB \Rightarrow \begin{cases} \frac{2,942 - 7,355}{3,60} + \frac{9,018 \times 3,6}{2} = 15,006 \text{ KN} \\ \frac{2,942 - 7,355}{3,60} - \frac{9,018 \times 3,6}{2} = -17,45 \text{ KN} \end{cases}$$

$$BC \Rightarrow \begin{cases} \frac{7,355 - 1,975}{2,95} + \frac{9,018 \times 2,95}{2} = 15,125 \text{ KN} \\ \frac{7,355 - 1,975}{2,95} - \frac{9,018 \times 2,95}{2} = -11,477 \text{ KN} \end{cases}$$

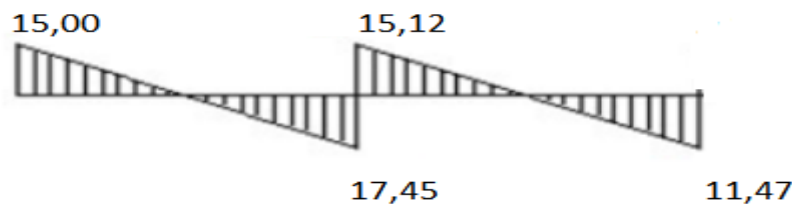


Figure III. 21 : Types de poutrelles dans le plancher pour exemple de calcul.

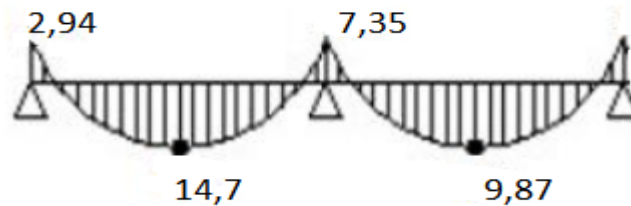
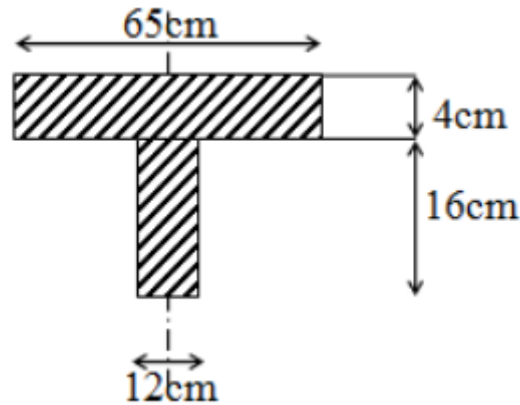


Figure III. 22 : Diagramme des efforts tranchants T [KN]

type	travé	L m	ELU						ELS					
			M_0	M_w	M_e	M_t	T_w	T_e	M_0	M_w	M_e	M_t	T_w	T_e
1	A-B	3,6	14,7 1	2,94	11,2 8	7,8 9	18,6 6	14,0 2	10,6 2	2,1 2	8,1 5	5,7	10,1 3	13,4 8
	B-C	2,9 5	9,87	11,2 8	11,7 9	3,7 9	10,2 4	16,5 5	7,13	8,1 5	1,4 2	2,7 4	11,9 5	7,39
2	A-B	1,5	2,55	0,51	7,81	0,2	11,6 8	1,93	1,84	0,3 6	5,6 5	2,1 2	6,42	8,84
	B-C	3,6	14,7 1	7,81	9,18	6,2 1	16,7 2	15,9 6	10,6 2	5,6 5	6,6 3	4,4 9	8,73	10,6 1
	C-D	2,9 5	9,87	9,18	5,33	2,7 1	12,0 9	14,6 9	7,13	6,6 3	3,8 5	1,9 5	12,0 8	11,5 3
	D-E	2,3	6,00	5,33	1,2	2,9 1	8,64	12,2 4	4,33	3,8 5	0,8 6	2,1 0	8,44	1,39
3	A-B	2,3	6,00	1,2	5,30	2,9 2	12,2 2	8,65	4,33	0,8 6	3,8 3	2,1 1	8,83	6,25
	B-C	2,9 5	9,87	5,30	9,30	2,6 5	14,7 5	12,0 3	7,13	3,8 3	6,7 2	1,9 3	10,6 5	8,69
	C-D	3,6	14,7 1	9,30	7,40	6,3 7	15,8 1	16,8 7	10,6 2	6,7 2	5,3 4	4,6 0	11,4 2	12,1 9
	D-E	1,5	2,55	7,40	3,05	2,2 0	3,90	9, 71	1,84	5,3 4	2,2 0	1,5 9	2,82	7,01
	E-F	2,5 0	7,09	3,05	3,05	1,0 4	11,3 5	11,3 5	5,1 2	2,2 0	2,2 0	2,9 2	8,20	8,20
	F-G	1,5 0	2,55	3,05	7,43	2,2 0	9,71	3,90	1,84	2,2 0	5,3 4	1,5 9	7,01	2,82
	G-H	3,6 0	14,7 3	7,4 3	9,30	6,3 7	16,8 7	15,8 1	10,6 2	5,3 4	6,7 2	4,6 0	12,1 9	11,4 2
	H-I	2,9 5	9,87	9,30	5,30	2,6 7	12,0 3	14,7 5	7,13	6,7 2	3,8 3	1,9 3	8,69	10,6 5
	I-J	2,3 0	6,00	5,3	1,2	2,9 2	8,65	12, 22	4,33	3,8 3	0,8 6	2,1 1	6,25	8,83

Calcul du ferrailage des poutrelles (à l'ELU)**Figure III. 23 :** La section de la poutrelle calculée (en T).

Pour le calcul de ferrailage on prend les sollicitations maximales suivantes à l'ELU:

Tableau III. 4 : Sollicitations adoptées pour le ferrailage des poutrelles RDC, Etage courant.

NIVEAUX	Sollicitation les plus défavorables				
	ELU				
	$M_{0\ max}$	$M_{t\ max}$	$M_{a(rive)\ max}$	$M_{a(inter)\ max}$	$T_{\ max}$
RDC, Etage courant	14,71	7,89	2,94	11,28	18,66

$$M_{tab} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

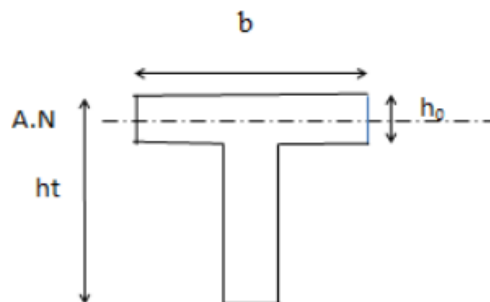
$$M_{tab} = 65 \times 4 \times 14.17 \left(18 - \frac{4}{2} \right) \times 10^{-3} = 58.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{t\ max} = 7.89 \text{ KN.m} < M_{tab} = 58.95 \text{ KN.m}$$

$$M_t^u < M_0$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion Simple comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h_t) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$ soumise à

$$M_{t\ max} = 7.89 \text{ KN.m}$$

**Figure III. 24 :** Position de l'axe neutre.

➤ Vérification de l'existante des armatures comprimées (A')

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{7.89 \times 10^3}{14,17 \times 18^2 \times 65} = 0,026 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,026 < 0,392 \Rightarrow \text{pivot } A = \varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,033$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,98$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,826 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7,89 \times 10^3}{0,99 \times 18 \times 348} = 1,272 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_s = 1,272$$

➤ Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 art A.4.2.1)

$$A_{min} \geq \max \left[\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right]$$

$$= \max \left[\frac{65 \times 20}{1000}; 0,23 \cdot 65 \times 18 \cdot \frac{2,1}{400} \right]$$

$$\Rightarrow A_{min} \geq \max(1,3; 1,41)$$

$$\Rightarrow A_{min} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{adoptif} = \max(A_{min}; A_{cal}) = \max(1,41; 1,27) = 1,41 \text{ cm}^2$$

Le choix :

$$\boxed{A_s = 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2}$$

Ferraillage sur appuisa) Appuis intermédiaire

$$M_{a \max(inter)}^u = 11,28 \text{ KN.m}$$

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension :

$$(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$$

$$\mu = \frac{M_{a(inter)}^u}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{11,28 \times 10^3}{14,17 \times 18^2 \times 12} = 0,204 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,204 < 0,392$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,288$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,884$$

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

$$A_s = \frac{M_{a(inter)}^u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11,28 \times 10^3}{0,884 \times 18 \times 348} = 2,037 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_s = 2,037 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 art A.4.2.1)

$$A_{min} \geq \max \left[\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right] = \max \left[\frac{12 \times 20}{1000}; 0,23 \cdot 12 \times 18 \cdot \frac{2,1}{400} \right]$$

$$\Rightarrow A_{min} \geq \max[0,26; 1,02]$$

$$\Rightarrow A_{min(inter)} = 1,02 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{a \text{ doptif}} = \max(A_{min}; A_{cal}) = \max(1,02; 2,037) = 2,037 \text{ cm}^2$$

Le choix :

$$\boxed{A_s = 2T10 = 1,58 \text{ cm}^2}$$

Appuis de rive

$$M_{a \max(rive)}^u = 2,94 \text{ KN.m}$$

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension :

$$(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$$

$$\mu = \frac{M_{a(rive)}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{2,94 \times 10^3}{14,17 \times 18^2 \times 12} = 0,053 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,053 < 0,392$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,068$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,972$$

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

$$A_s = \frac{M_{a(rive)}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2,94 \times 10^3}{0,972 \times 18^2 \times 348} = 0,026 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_s = 0,026 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 art A.4.2.1)

$$A_{min} \geq \max \left[\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right]$$

$$= \max \left[\frac{12 \times 20}{1000}; 0,23 \cdot 12 \times 18 \cdot \frac{2,1}{400} \right]$$

$$\Rightarrow A_{min} \geq \max[0,24; 0,26]$$

$$\Rightarrow A_{min(rive)} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{a \text{ doptif}} = \max(A_{min}; A_{cal}) = \max(0,26; 0,026) = 0,26 \text{ cm}^2$$

Le choix :

$$A_s = 1T10 = 0,79cm^2$$

Les vérifications

L'influence de l'effort tranchant

D'après le BAEL91 (art A.5.1 ,211) :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{d \times b_0} = \frac{18.66 \times 10^3}{12 \times 18 \times 100} = 0.86MPa$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(0.2 \frac{25}{1.5} ; 5MPa \right) = 3.33 MPa$$

$$\tau_u = 0.86MPa < \overline{\tau_u} = 3.33 MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement.

b) Section et écartement des armatures transversales At

- Diamètre des armatures transversales

$$\varphi_t < \min \left[\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \varphi_{min} \right] = \varphi_t < \min \left[\frac{200}{35} ; \frac{120}{10} ; 10 \right] = 5,71 \approx 8mm.$$

On prend :

$$\varphi_t = 8 \text{ mm} \quad A_t = 1\varphi 8 = 0.5cm^2$$

Calcul des espacements

$$S_t \leq \min (0,9 \times d ; 40) \text{ cm}$$

$$S_t \leq \text{Min} (16,2 ; 40) \text{ cm}$$

$$S_t \leq 16,20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm.}$$

➤ **La section des armatures transversales**

$$\frac{A_t}{b_0 \times s_t} = \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3kf_{ij})}{0.9 \times f_e \times (\sin\alpha + \cos\alpha)}$$

K=1 (fissuration non préjudiciable)

$$f_e = 235MPa$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$A_t \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 kf_{tj})}{0.9 \times f_e} \cdot b_0 \times s_t$$

$$A_t \geq \frac{1.15 (0.86 - 0.3 \times 1 \times 2.1)}{0.9 \times 235} \cdot 0.12 \times 0.15$$

$$A_t = -2.25 \times 10^{-5}$$

➤ **Pourcentage minimal des armatures transversales**

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0.4 MPa \right)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0.4 \text{ MPa} \right)$$

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b_0 \times s_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.12 \times 0.15}{235} = 3.06 \times 10^{-5} \text{ m}^2 \approx 0.31 \text{ cm}^2$$

Alors on adopte :

$$\varphi_t = 8 \text{ mm} \quad A_t = 1 \varphi 8 = 0.5 \text{ cm}^2$$

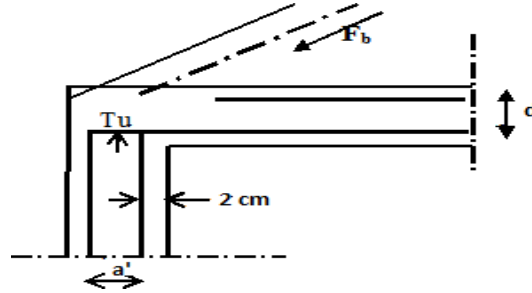


Figure III. 25 : Compression de la bille d'about.

$$\sigma_b = \frac{f_b}{S}$$

avec : $f_b = T_u \times \sqrt{2}$

$$S = \frac{a \times b_0}{\sqrt{2}}$$

$$\sigma_b = \frac{2T_u}{a \times b_0}$$

a : la longueur d'appui de la biellette $\leq 0.9 \times d$

On doit avoir $\sigma_b < f_{c28}/\gamma_b$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la biellette est légèrement

Différente de 45° donc on doit vérifier que

$$\sigma_b \leq 0.8 f_{c28} / \gamma_b$$

$$\frac{2T_u}{a \times b_0} \leq \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T_u \times \gamma_b}{0.8 \times b_0 \times f_{c28}} \Rightarrow a \geq \frac{2 \times 18.66 \times 1.5}{0.8 \times 12 \times 25 \times 10} = 0.023 \text{ cm}$$

$$A = \min(a' ; 0.9 \times d);$$

$$a' = c - c' - 2 \text{ cm} = 40 - 2 - 2 = 36 \text{ cm}$$

$$a = \min(36 \text{ cm} ; 16.2 \text{ cm}) = 16.20 \text{ cm} > 0.01 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification à L'E. L. S

a) Au niveau des travées

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st}

Section rectangulaire Acier **Fe400**

$$A \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

b) Vérification des compressions dans le béton à l'E.L.S

Si la condition ci-dessous est vérifiée la vérification des contraintes de compression dans le béton est inutile (sur appuis et en travées)

$$\alpha \leq \left(\frac{\gamma-1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100} ; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Tableau III. 5 : Vérification des compressions

/	M_u	M_{ser}	α	$\left(\frac{\gamma-1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
Appui	11.79	8.15	0,068	0.47	Condition vérifiée
Travée	7.89	5.7	0.033	0.44	Condition vérifiée

Les armatures calculées à L'ELU seront maintenues

c) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que l'on a :

$$V_u \leq V_u \leq 0.267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28} \rightarrow \frac{0.75 \cdot V_u}{b_0 f_{c28}} \leq \alpha \leq d$$

Lorsque « a » n'est pas donnée on utilise la formule suivant :

$$V_u = 0.267(8.31 \times 12) 25 \times 10^1 = 66,56 \text{ KN}$$

18.66 KN ≤ 66,56 KN.....**Condition vérifiée.**

d) Vérification des armatures longitudinales

Au droit d'un appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être telle que l'on ait

$$A_s \geq \frac{V_u}{f_e / \gamma_s} \Rightarrow A_s = \frac{1.15 \times 18.66 \times 10}{400} = 0.53 \text{ cm}^2$$

$A_s = 2.36 \text{ cm}^2 \geq 0.53 \text{ cm}^2$**condition vérifiée.**

e) Vérification de la contrainte d'adhérence limite

Il faut vérifier que : $\tau_s \leq \bar{\tau}_s$

$$\tau_s = \frac{V_u}{0.9 \times 0.23 \Sigma u} \quad \Sigma u : \text{Étant la somme des périmètres utiles des barres}$$

$$\tau_s = 0.6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{tj} \quad \text{Pour les armatures à H.A} \Rightarrow \psi_s = 1.5$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = 0.6 \cdot 1.5^2 \cdot 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$\Sigma u = 3 \times 2 \times \pi \times R = 3 \times 2 \times 3.14 \times 0.8 = 15.07 \text{ cm}$$

$$\tau_s = \frac{18.66 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.23 \times 0.151} = 0.60 \text{ Mpa}$$

Donc $\tau_s = 0.60 \text{ MPa} < \bar{\tau}_s = 2.84 \text{ MPa}$**Condition vérifiée**

d) Vérification de la flèche

D'après B.A.E.L 91 modifier 99 : $f \leq f_{adm}$

$$\text{Avec : } f_{adm} = \frac{L_{max}}{400}$$

L_{max} : la portée maximale

Dans notre cas, on a $L_{max}=3.60$

$$f_{adm} = \frac{360}{400} = 0.009 \text{ m}$$

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{360} = 0.055 < \frac{1}{16} \Rightarrow \dots \dots \dots \text{Condition non vérifié}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{10 \times M_{ser}} \geq \Rightarrow \frac{20}{360} < \frac{5.7}{10 \times 5.7} \Rightarrow \dots \dots \dots \text{Condition non vérifié}$$

$$\frac{A_s}{b_0 \times d} \geq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.36}{12 \times 18} < \frac{4.2}{400} \Rightarrow \dots \dots \dots \text{Condition non vérifié}$$

Vu que les conditions ne sont pas vérifiées ; on procédera donc au calcul de la flèche.

Donc on passe au calcul pratique de la flèche

On va calculer

$$F_i = \frac{M_i L^2}{10 E_i I_{fi}} \quad F_v = \frac{M_v L^2}{10 E_v I_{fv}}$$

F_i : Flèche due aux charges de faible durée d'application

F_v : Flèche due aux charges de longue durée d'application

Avec :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 32164,19 \text{ MPa}$$

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu_i} \quad I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu_g}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section total rendue homogène /à l'axe passant par son C.D.G

I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées

I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée

Détermination du centre de gravité

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \cdot \left(\frac{h_0}{2} + h - h_0\right) + [(h - h_0) b_0 (h - h_0) / 2] + \eta \cdot A_s \cdot c}{(b \cdot h_0) + (h - h_0) b_0 + \eta \cdot A_s}$$

$$y_G = \frac{(65 \times 4)(2 + 20 - 4) [(20 - 4) 12 (20 - 4) / 2] + 15 \times 2,36 \times 3}{(65 \times 4) + (20 - 4) 12 + 15 \times 2,36}$$

$$y_G = 12,92 \text{ cm}$$

e) Détermination du moment d'inertie

$$I_g = \frac{by_G^3}{3} - \frac{(b-b_0)(y_G-h_0)^3}{3} + \frac{b_0(h_t-y_G)^3}{3} + 15 A_s (d - y_G)^2$$

$$I_g = \frac{by_G^3}{3} - \frac{(b-b_0)(y_G-h_0)^3}{3} + \frac{b_0(h_t-y_G)^3}{3} + 15 A_s (d - y_G)^2$$

$$I_g = 36409,54 \text{ cm}^4$$

f) Charges prises en comptes

Charge avant mise de revêtement : $j = 2.80 \times 0.65 = 1,82 \text{ KN/m}^2$

Charge après mise de revêtement : $G = 5,06 \times 0,65 = 3,28 \text{ KN/m}^2$

Charge total à l'E.L.S : $P(G+Q)$; $P = (5,06 + 1,5) \times 0,65 = 4,26 \text{ KN/m}^2$.

g) Calcul des moments correspondants

$$M_j = 0,85 \times J \times L^2 / 8 = [0,85 \times 1,82 \times (3,6)^2] / 8 = 2,5 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0,85 \times G \times L^2 / 8 = [0,85 \times 3,28 \times (3,6)^2] / 8 = 4,52 \text{ KN.m.}$$

$$M_p = 0,85 \times P \times L^2 / 8 = [0,85 \times 4,26 \times (3,6)^2] / 8 = 5,87 \text{ KN.m}$$

h) Calcul des contraintes

$$\sigma_{SJ} = \frac{M_j}{A_{s,Z}} = \frac{2,5 \times 10^3}{2,36 \times 16,2} = 65,4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{SG} = \frac{4,52 \times 10^3}{2,36 \times 16,2} = 118,22 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{SP} = \frac{5,87 \times 10^3}{2,36 \times 16,2} = 153,54 \text{ MPa}$$

i) Calcul des coefficients

$$F = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2,36}{12,18} = 0,011$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right) \cdot f} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{(2 + 3(12)/65) \cdot 0,011} = 3,72$$

$$\lambda_v = (2/5) \cdot \lambda_i = 1,488$$

j) Calcul des coefficients (μ_i)

$$\mu_i = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{(4 \cdot F \cdot \sigma_{Si}) + f_{t28}}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,011 \times 65,4) \times 2,1} = 0,261$$

$$\mu_G = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,011 \times 118,24) \times 2,1} = 0,49$$

$$\mu_P = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,011 \times 153,54) \times 2,1} = 0,58$$

k) Calcul des moments d'inertie après fissuration

$$If_i = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_i} I_0 = I_G$$

Avec :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15[A_S (h/2 - d'')^2 + A'_S (\frac{h}{2} - d')^2]$$

Avec :

$$d'' = h - (\Phi + c) = 20 - (0,10 + 2) = 17,9 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{65 \times 20^3}{12} + 15[2.36(20/2 - 17.9)^2 + 0]$$

$$I_0 = 45542.65$$

$$If_J = \frac{1.1 \times 45542.65}{1 + 3.72 \times 0.261} = 25418.03 \text{ cm}^4$$

$$If_G = \frac{1.1 \times 45542.65}{1 + 3.72 \times 0.49} = 17747.24 \text{ cm}^4$$

$$If_P = \frac{1.1 \times 45542.65}{1 + 3.72 \times 0.58} = 15865.50 \text{ cm}^4$$

➤ Calcul des valeurs de la flèche correspondante

$$F_i = \frac{M_i \times L^2}{10 \times E_i \times I_{Fi}}$$

$$M_J = 0,85 \times J \times L^2 / 8 = [0,85 \times 1,82 \times (3,6)^2] / 8 = 2,5 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0,85 \times G \times L^2 / 8 = [0,85 \times 3,28 \times (3,6)^2] / 8 = 4,52 \text{ KN.m.}$$

$$M_P = 0,85 \times P \times L^2 / 8 = [0,85 \times 4,26 \times (3,6)^2] / 8 = 5.87 \text{ KN.m}$$

$$F_J = \frac{2.5 \times 3.6^2 \times 10^7}{10 \times 32164.2 \times 25418.03} = 0.038 \text{ cm}$$

$$F_G = \frac{4.52 \times 3.6^2 \times 10^7}{10 \times 32164.2 \times 17747.24} = 0.102 \text{ cm}$$

$$F_P = \frac{5.87 \times 3.6^2 \times 10^7}{10 \times 32164.2 \times 15865.50} = 0.149 \text{ cm}$$

$$F_g = \frac{4.52 \times 3.6^2 \times 10^7}{10 \times 32164.2 \times 36409,54} = 0.050 \text{ cm}$$

$$F_{total} = F_{vg} - F_{ij} + F_{ip} - F_{ig}$$

$$F_{total} = 0.050 - 0.038 + 0.149 - 0.102$$

$$F_{total} = 0.059$$

Calcul des valeurs de la flèche correspondante

$$F_{totale} = 0.059 \text{ cm} < f_{adm} = 0,65 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

III.4.4.3 Schémas de ferrailage des poutrelles RDC, étage courant

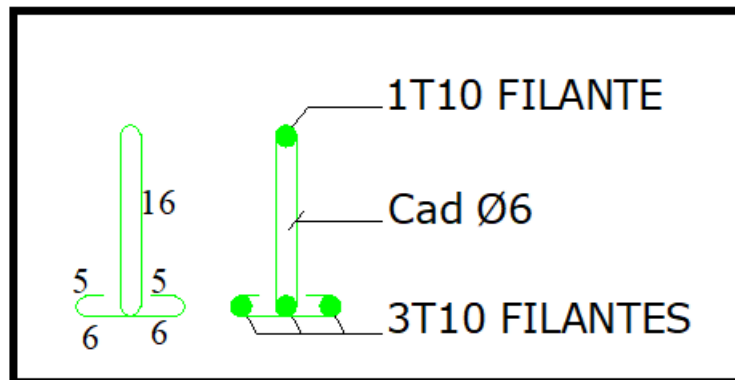


Figure III. 26 : Schéma de ferrailage des poutrelles de rives

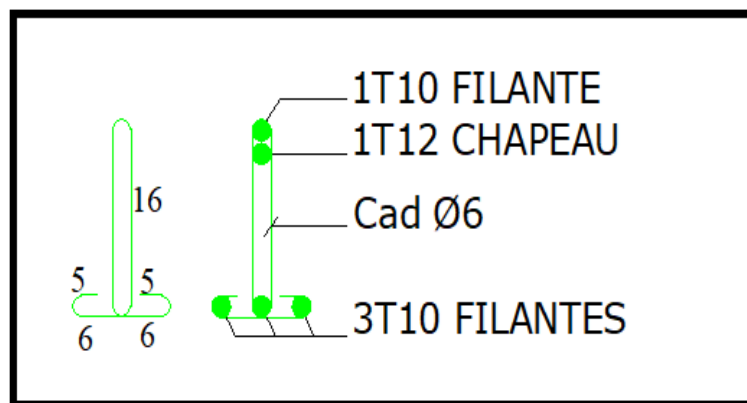


Figure III. 27 : Schéma de ferrailage des poutrelles intermédiaires.

III.4.4.4 Plancher terrasse

Etude des poutrelles Plancher terrasse On a deux (03) types des poutrelles selon le nombre et des longueurs des travées

Choix de la méthode de calcul des sollicitations Le choix de la méthode de calcul à suivre est défini dans le tableau suivant

Tableau III. 6 : Calcul des charges et surcharges revenant aux poutrelles

T1	
T2	
T3	

$$E. L. U \ q_u = (1,35G + 1,5Q) \times b$$

$$E. L. S \ q_s = (G + Q) \times b$$

Avec : $b = 0,65\text{m}$

Tableau III. 7 : Charges reviennent sur le plancher et sur la poutrelle et combinaisons

Désignation	$G(\text{KN}/\text{m}^2)$	$Q(\text{KN}/\text{m}^2)$	$Q_u(\text{KN}/\text{ml})$	$Q_s(\text{KN}/\text{ml})$
Etage courant, RDC	6.48	1	6.66	4.86

Tableau :

III.4.4.5 Calcul des sollicitations Pour le calcul des sollicitations

On exposera un exemple pour illustrer la méthode des trois moments pour la poutrelle type 1 du plancher terrasse.

Types de poutrelles dans le plancher pour exemple de calcul.

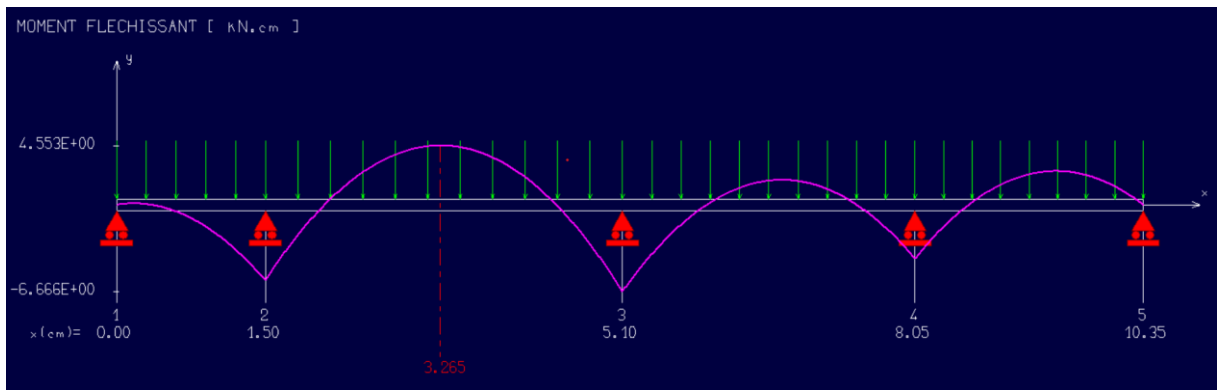


Figure III. 28 : Diagramme des moments fléchissants M [KN.m] à ELU selon RDM6



Figure III. 29 : Diagramme des efforts tranchants T [KN] à ELU selon RDM6

Tableau III. 8 : Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles.

Type	travée	L m	ELU						ELS					
			M0	Mw	Me	Mt	Te	Tw	M0	Mw	Me	Mt	Te	Tw
1	A - E	3.6	10.7	2.1	8.2	10.2	10.2	13.6	7.8	1.5	6.0	4.2	7.5	9.9
	B - C	2.9 5	7.24	8.2 7	1.4 4	12.1 4	12.1 4	7.5	5.2 8	6.0 4	1.0 5	2.0 3	8.8 6	5.4 7
2	A - E	1.5	1.12	0.3 7	5.8 1	0.09	1.19	8.87	1.3 6	0.2 7	4.1 8	1.5 9	1.0 3	6.2 5
	B - C	3.6	10.7 8	5.8 1	6.6 6	4.55	11.7 2	12.2 2	1.4 0	4.1 8	4.9 1	3.3 2	8.5 4	8.9 5
	C - E	2.9 5	7.24	6.6 6	4.1 2	1.90	10.6 8	8.96	1.7 9	4.9 1	2.8 5	1.4 5	7.8 6	6.4 7
	D - E	2.3	1.12	4.1 2	0.2 2	0.09	9.48	5.86	3.2 1	2.8 5	0.6 4	1.5 6	6.5 5	4.6 2
3	A - E	2.3	4.40	0.8 8	3.8 9	2.14	6.35	8.96	3.2 1	0.6 4	2.8 3	1.5 6	4.6 3	6.5 4
	B - C	2.9 5	7.24	3.8 9	6.8 2	1.96	8.82	10.8 1	5.2 8	2.8 3	4.9 8	1.4 3	6.4 4	7.8 9
	C - E	3.6	10.7 8	6.8 2	5.4 2	4.67	12.3 7	11.6 0	7.8 7	4.9 8	3.9 6	3.4 1	9.0 3	8.4 6
	D - E	1.5	1.87	5.4	2.2	1.62	7.12	2.86	1.3	3.9	1.6	1.1	5.1	2.0
	E - E	2.5	5.20	2.2 3	2.2 3	2.96	8.32	8.32	3.7 9	1.6 3	1.6 3	2.1 6	6.0 7	6.0 7
	F - C	1.5	1.87	2.2 3	5.4 9	1.62	2.86	7.12	1.3 6	1.6 3	3.9 6	3.4 1	2.0 9	5.1 9
	G - E	3.6	10.7 8	5.4 9	6.8 2	4.67	11.6 0	12.3 7	7.8 7	3.9 6	4.9 8	3.4 1	8.4 6	9.0 3
	H - I	2.9 5	7.24	6.8 2	3.8 9	1.96	10.8 1	8.82	5.2 8	4.9 8	2.8 3	1.4 3	7.8 9	6.4 4
	I - J	2.3	4.40	3.8 9	0.8 8	2.14	8.96	6.35	3.2 1	2.8 3	0.6 4	1.5 6	6.5 4	4.6 3

III.4.4.6 Calcul du ferrailage des poutrelles (à l'ELU)

Le ferrailage des poutrelles se fait pour une section en T soumise à la flexion simple à l'E.L.U.R. En suit la vérification du béton et les sections d'armatures se fait à l'E.L.S. Pour le calcul de ferrailage on prend les sollicitations maximales suivantes :

Tableau III. 9 : Sollicitations optée pour le ferrailage des poutrelles.

NIVEAUX	Sollicitation les plus défavorables				
	ELU				
	$M_0 \max$	$M_t \max$	$M_{a(rive)} \max$	$M_{a(inter)} \max$	$T_{\max}$
Terrasse	10.78KN.m	10.28KN.m	2.15KN.m	8.27 KN.m	13.69KN

III.4.4.7 Ferrailage en travée

➤ **Vérification de l'étendue de la zone comprimée**

Ferrailage en travée

➤ **Vérification de l'étendue de la zone comprimée**

$$M_{tab} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{tab} = 65 \times 4 \times 14.17 \left(18 - \frac{4}{2} \right) \times 10^{-3} = 58.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{t \max} = 12.87 \text{ KN.m} < M_{tab} = 58.95 \text{ KN.m}$$

$$M_t^u < M_0$$

➤ **Vérification de l'existante des armatures comprimées (A')**

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{10.78 \times 10^3}{14.17 \times 18^2 \times 65} = 0.036 < 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.036 < 0.392 \Rightarrow \text{pivot } A = \varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.046$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.98$$

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

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10.78 \times 10^3}{0.98 \times 18 \times 348} = 1.75 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_s = 1.75 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 art A.4.2.1)**

$$A_{min} \geq \max \left[\frac{b \cdot h}{1000}; 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right] = \max \left[\frac{65 \times 20}{1000}; 0.23 \cdot 65 \cdot 18 \cdot \frac{2.1}{500} \right]$$

$$\Rightarrow A_{min} \geq \max(1.3; 1.13)$$

$$\Rightarrow A_{min} = 1.3 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{adoptif} = \max(A_{min}; A_{cal}) = \max(1.3; 1.75) = 1.75 \text{ cm}^2$$

➤ **Le choix :**

$$A_s = 3T10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

Ferraillage sur appuis

a) Appuis intermédiaire

$$M_{a \max(inter)}^u = 10.28 \text{ KN.m}$$

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension :

$$(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$$

$$\mu = \frac{M_{a(inter)}^u}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{10.28 \times 10^3}{14.17 \times 18^2 \times 12} = 0.186 < 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.186 < 0.392$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.26$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.89$$

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

$$A_s = \frac{M_{a(inter)}^u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10.28 \times 10^3}{0.89 \times 18 \times 348} = 1.84 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_s = 1.84 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 art A.4.2.1)**

$$A_{min} \geq \max \left[\frac{b \cdot h}{1000}; 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right] = \max \left[\frac{12 \times 20}{1000}; 0.23 \cdot 12 \cdot 18 \cdot \frac{2.1}{400} \right]$$

$$\Rightarrow A_{min} \geq \max[0.24; 0.26]$$

$$\Rightarrow A_{min(inter)} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{adoptif} = \max(A_{min}; A_{cal}) = \max(0.26; 1.84) = 1.84 \text{ cm}^2$$

➤ **Le choix :**

$$A_s = 2T12 = 1.57 \text{ cm}^2$$

III.5.1.7. Appuis de rive

$$M_{a \max(rive)}^u = 2.15 \text{ KN.m}$$

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension :

$$(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$$

$$\mu = \frac{M_{a(rive)}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{2.15 \times 10^3}{14.17 \times 18^2 \times 12} = 0.039 < 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.039 < 0.392$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.049$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.98$$

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

$$A_s = \frac{M_{a(rive)}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2.15 \times 10^3}{0.98 \times 18 \times 348} = 0.35 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_s = 0.35 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 art A.4.2.1)**

$$A_{min} \geq \max \left[\frac{b \cdot h}{1000}; 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right] = \max \left[\frac{12 \times 20}{1000}; 0.23 \cdot 12 \cdot 18 \cdot \frac{2.1}{400} \right]$$

$$\Rightarrow A_{min} \geq \max[0.24; 0.26]$$

$$\Rightarrow A_{min(rive)} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{a \text{ adoptif}} = \max(A_{min}; A_{cal}) = \max(0.26; 0.35) = 0.35 \text{ cm}^2$$

➤ **Le choix :**

$$A_s = 2 \text{ T } 8 = 1 \text{ cm}^2$$

III.5.1.8. Les vérifications

a) L'influence de l'effort tranchant

D'après le BAEL91 (art A.5.1 ,211) :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{d \times b_0} = \frac{13.69 \times 10^3}{12 \times 18 \times 100} = 0.63 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min \left(0.2 \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.63 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement.

b) Section et écartement des armatures transversales At

- Diamètre des armatures transversales

$$\varphi_t < \min \left[\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \varphi_{min} \right] = \varphi_t < \min \left[\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 10 \right] = 5.71 \approx 8 \text{ mm.}$$

On prend:

$$\varphi_t = 8 \text{ mm} \quad A_t = 1 \varphi 8 = 0.5 \text{ cm}^2$$

Calcul des espacements

$$S_t \leq \min (0,9 \times d ; 40) \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min (16,2 ; 40) \text{ cm } S_t \leq 16,20 \text{ cm } \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm.}$$

►La section des armatures transversales

$$\frac{A_t}{b_0 \times s_t} = \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3k f_{ij})}{0.9 \times f_e \times (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

K=1 (fissuration non préjudiciable)

$$f_e = 235 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$A_t \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3k f_{tj})}{0.9 \times f_e} \cdot b_0 \times s_t$$

$$A_t \geq \frac{1.15(0.63 - 0.3 \times 1 \times 2.1)}{0.9 \times 235} \cdot 0.12 \times 0.15$$

$$A_t = -2,93 \times 10^{-6}$$

Pourcentage minimal des armatures transversales

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right)$$

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b_0 \times s_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.12 \times 0.15}{235} = 3.06 \times 10^{-5} \text{ m}^2 \approx 0.31 \text{ cm}^2$$

Alors on adopte :

$$\varphi_t = 8 \text{ mm } A_t = 1 \varphi 8 = 0.5 \text{ cm}^2$$

Compression de la bille d'about

$$\sigma_b = \frac{f_b}{S} \text{ avec : } f_b = T_u \times \sqrt{2}$$

$$S = \frac{a \times b_0}{\sqrt{2}}$$

$$\sigma_b = \frac{2T_u}{a \times b_0}$$

A : la longueur d'appui de la bielle $\leq 0.9 \times d$

On doit avoir $\sigma_b < f_{c28} / \gamma_b$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45° donc on doit vérifier que

$$\sigma_b \leq 0.8 f_{c28} / \gamma_b$$

$$\frac{2T_u}{a \times b_0} \leq \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T_u \times \gamma_b}{0.8 \times b_0 \times f_{c28}} \Rightarrow a \geq \frac{2 \times 13.69 \times 1.5}{0.8 \times 12 \times 25 \times 10} = 0.017 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9 \times d);$$

$$a' = c - c' - 2\text{cm} = 40 - 2 - 2 = 36\text{cm}$$

$$a = \min(36\text{ cm}; 16,2\text{ cm}) = 16,20\text{ cm} > 0,017\text{ cm} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

III.5.1.9. Vérification à L' E .L .S

a) Au niveau des travées

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st}

Section rectangulaire

Acier FE400

$$\alpha \leq \left(\frac{\gamma-1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}.$$

c) Vérification des compressions dans le béton à l'E.L.S

Si la condition ci-dessous est vérifiée la vérification des contraintes de compression dans le béton est inutile (sur appuis et en travées)

$$\alpha \leq \left(\frac{\gamma-1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100} ; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Tableau III. 10 : Sollicitations optée pour le ferrailage des poutrelles.

/	M_u	M_{ser}	α	$\left(\frac{\gamma-1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
Appui	8.27	6.04	0,20	0,43	Condition vérifiée
Travée	10.28	4.22	0,26	0,96	Condition vérifiée

Les armatures calculées à L'ELU seront maintenues

c) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que l'on a :

$$V_u \leq V_u \leq 0.267 \cdot a b_0 \cdot f_{c28} \frac{0.75 V_u}{b_0 f_{c28}} \leq \alpha \leq d$$

$$V_u = 0,267(8,31 \times 12) 25 \times 10^1 = 66,56\text{KN}$$

$$13.69\text{ KN} \leq 66,56\text{KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

d) Vérification des armatures longitudinales

Au droit d'un appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être telle que l'on ait

$$A_s \geq \frac{V_u}{f_e / \gamma_s} \Rightarrow A_s = \frac{1.15 \times 14.35 \times 10}{400} = 0.412\text{cm}^2$$

$$A_s = 2.36\text{ cm}^2 \geq 0.412\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

e) Vérification de la contrainte d'adhérence limite

Il faut vérifier que : $\tau_s \leq \tau_s$

$$\tau_s = \frac{V_u}{0.9 \times 0.23 \Sigma u} \Sigma u : \text{Étant la somme des périmètres utiles des barres}$$

$$\tau_s = 0.6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{tj} \text{ Pour les armatures à H.A } \Rightarrow \psi_s = 1.5$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = 0.6 \cdot 1.5^2 \cdot 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$\Sigma u = 3 \times 2 \times \pi \times R = 3 \times 2 \times 3.14 \times 0.8 = 15.07 \text{ cm}$$

$$\tau_s = \frac{13.6910^{-3}}{0.9 \times 0.23 \times 0.151} = 0.434$$

$$\text{Donc } \tau_s = 0.437 \text{ MPa} < \tau_s = 2.84 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

l) Vérification de la flèche

D'après **B.A.E.L 91 modifier 99**: $f \leq f_{adm}$

Avec :

$$f_{adm} = \frac{L_{max}}{400}$$

L_{max} : la portée maximale

Dans notre cas, on a $L_{max} = 360$

$$f_{adm} = \frac{360}{400} = 0.9 \text{ m}$$

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{360} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.055 < 0.0625 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifié}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{10 M_{ser}} \Rightarrow \frac{20}{360} \geq \frac{4.22}{10 \times 4.22} \Rightarrow 0.055 < 0.1 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifié}$$

$$\frac{A_s}{b_0 \cdot d} \geq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.36}{12 \times 18} \geq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.011 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifié}$$

Vu que les conditions ne sont pas vérifiées ; on procédera donc au calcul de la flèche.

Donc on passe au calcul pratique de la flèche

On va calculer

$$F_i = \frac{M_i L^2}{10 E_i I f_i}$$

$$F_v = \frac{M_v L^2}{10 E_v I f_v}$$

F_i : Flèche due aux charges de faible durée d'application

F_v : Flèche due aux charges de longue durée d'application

Avec

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 32164,19 \text{ MPa}$$

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1+\lambda_i \cdot \mu_i} I_{fv} = \frac{1.1I_0}{1+\lambda_v \cdot \mu_g}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section total rendue homogène /à l'axe passant par son C.D.G

I_{fi} :Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées

I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée

Détermination du centre de gravité

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \cdot \left(\frac{h_0}{2} + h - h_0\right) + [(h - h_0) b_0 (h - h_0) / 2] + \eta \cdot A_s \cdot c}{(b \cdot h_0) + (h - h_0) b_0 + \eta \cdot A_s}$$

$$y_G = \frac{(65.4)(2 + 20 - 4) [(20 - 4) 12 (20 - 4) / 2] + 15.2 \cdot 36.3}{(65.4)(20 - 4) 12 + 15.2 \cdot 36}$$

$$y_G = 12,92 \text{ cm}$$

Détermination du moment d'inertie

$$I_g = \frac{b y_G^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y_G - h_0)^3}{3} + \frac{b_0 (h_t - y_G)^3}{3} + 15 A_s (d - y_G)^2$$

$$I_g = \frac{b y_G^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y_G - h_0)^3}{3} + \frac{b_0 (h_t - y_G)^3}{3} + 15 A_s (d - y_G)^2$$

$$I_g = 36409,54 \text{ cm}^4$$

Charges prises en comptes

Charge avant mise de revêtement : $j = 2,80 \times 0,65 = 1,82 \text{ KN/m}^2$

Charge après mise de revêtement : $G = 5,20 \times 0,65 = 3,38 \text{ KN/m}^2$

Charge total à l'E.L.S : $P(G+Q)$; $P = (5,20 + 1,5) \times 0,65 = 4,35 \text{ KN/m}^2$.

Calcul des moments correspondants

$$M_j = 0,85 \times J \times L^2 / 8 [0,85 \times 1,82 \times (3,6)^2] / 8 = 2,506 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0,85 \times G \times L^2 / 8 [0,85 \times 3,38 \times (3,6)^2] / 8 = 4,65 \text{ KN.m}$$

$$M_p = 0,85 \times P \times L^2 / 8 [0,85 \times 4,35 \times (3,6)^2] / 8 = 6,79 \text{ KN.m}$$

Calcul des contraintes

$$\sigma_{sj} = \frac{M_j}{A_{s,Z}} = \frac{2.506}{2.36 \times 16.2} = 65.54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{SG} = \frac{4.65}{2.36 \times 16.2} = 121.62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{SP} = \frac{6.79}{2.36 \times 16.2} = 177.59 \text{ MPa}$$

Calcul des coefficients

$$F = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2.36}{12.18} = 0,011$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right) \cdot f} = \frac{0.05 \cdot 2.1}{(2 + 3(12)/65) \cdot 0.011} = 3.72$$

$$\lambda_v = (2/5) \cdot \lambda_i = 1.488$$

Calcul des coefficients (μ_i)

$$\mu_i = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{(4 \cdot F \cdot \sigma_{Si}) + f_{t28}}$$

$$\mu_J = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.011 \times 65.4) \times 2.1} = 0.608$$

$$\mu_G = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.011 \times 121.62) \times 2.1} = 0.327$$

$$\mu_P = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.011 \times 177.59) \times 2.1} = 0.223$$

Calcul des moments d'inertie après fissuration

$$If_i = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_i} I_0 = I_G$$

AVEC

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15[A_s (h/2 - d'')^2 + A'_s (\frac{h}{2} - d')^2]$$

Avec :

$$d'' = h - (\Phi + c) = 20 - (0.10 + 2) = 17.9 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{65 \cdot 20^3}{12} + 15[2.36 \left(\frac{20}{2} - 17.9 + 0\right)^2]$$

$$I_0 = 13758.35 \text{ cm}^2$$

$$I_{FJ} = \frac{1.1 \cdot 13758.35}{(1 + 3.72 \cdot 0.71)} = 13758.35 \text{ cm}^2$$

$$If_J = \frac{1.1 \times 13758.35}{1 + 3.72 \times 0.608} = 4639.88 \text{ cm}^4$$

$$If_G = \frac{1.1 \times 13758.35}{1 + 3.72 \times 0.327} = 6828.150 \text{ cm}^4$$

$$If_P = \frac{1.1 \times 13758.35}{1 + 3.72 \times 0.223} = 8272.035 \text{ cm}^4$$

Calcul des valeurs de la flèche correspondante

$$F_i = \frac{M_i \times L^2}{10 \times E_i \times I_{Fi}}$$

$$M_J = 0.85 \times J \times L^2 / 8 [0.85 \times 1.82 \times (3.6)^2] / 8 = 2.506 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0.85 \times G \times L^2 / 8 [0.85 \times 3.38 \times (3.6)^2] / 8 = 4.65 \text{ KN.m.}$$

$$M_P = 0.85 \times P \times L^2 / 8 [0.85 \times 4.35 \times (3.6)^2] / 8 = 6.79 \text{ KN.m}$$

$$F_J = \frac{2.5 \times 3.6^2 \times 10^7}{10 \times 32164.2 \times 4639.88} = 0.217 \text{ cm}$$

$$F_G = \frac{4.65 \times 3.6^2 \times 10^7}{10 \times 32164.2 \times 6828.150} = 0.274 \text{ cm}$$

$$F_p = \frac{6.79 \times 3.6^2 \times 10^7}{10 \times 32164.2 \times 8272.035} = 0.330 \text{ cm}$$

$$F_g = \frac{4.65 \times 3.6^2 \times 10^7}{10 \times 32164.2 \times 31404.79} = 0.059 \text{ cm}$$

$$F_{total} = F_{vg} - F_{ij} + F_{ip} - F_{ig}$$

$$F_{total} = 0.059 - 0.217 + 0.330 - 0.274$$

$$F_{total} = 0.102$$

Calcul des valeurs de la flèche correspondante

$$F_{totale} = 0.102 \text{ cm} < f_{adm} = 0,65 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

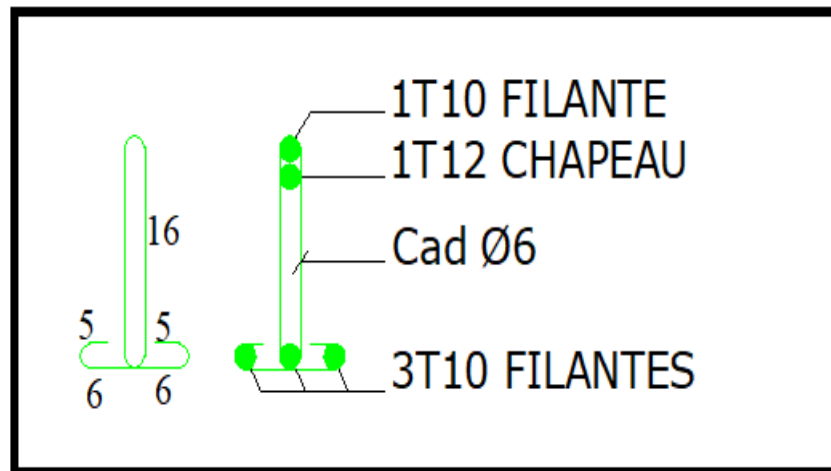


Figure III. 30: Schéma de ferrailage des poutrelles intermédiaires.

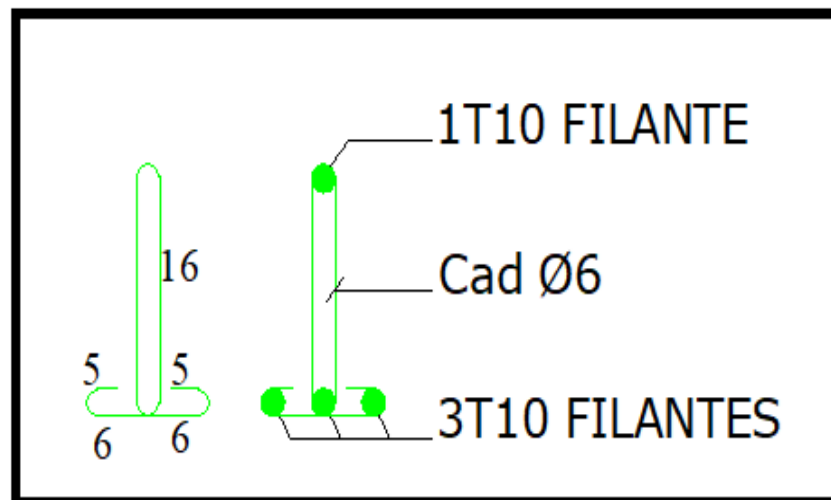


Figure III. 31: Schéma de ferrailage des poutrelles de rives.

III.4.5 Calcul le ferrailage de la dalle de compression

La dalle doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage des barres, les dimensions de la maille ne doivent pas dépasser :

-20cm (6 barre. Parm) pour les armatures perpendiculaire seaux poutrelles.

-20cm (6 barre . Parm) pour les armatures parallèle seaux poutrelles.

III.4.5.1 Chargement

• Charge permanente $G = 5.27 \text{ KN/m}^2$.

• Charge d'exploitation $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

• Charge ultime

$$Q_U = (1.35G + 1.5Q) = 12.37$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.80}{2.20} = 0.8181$$

0.8181 > 0.4 le panneau de dalle travaille un Deux sens (l_x) l_y

III.4.5.2 Moment isostatique

• Sens l_x

$$M_{x0} = \mu_x q l^2 = 0.0550 \times 12.37 \times 1.8^2 = 2.204 \text{ KN.m}$$

$$M_{y0} = M_{0x} \mu_y = 2.204 \times 0.6135 = 1.352 \text{ KN.m}$$

III.4.5.3 Moments en travée et sur appuis

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 0.85 \times 2.204 = 1.87 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 0.85 \times 1.352 = 1.15 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = 0.4 \times M_0 = 0.4 \times 2.204 = 0.88 \text{ KN.m}$$

III.4.5.4 Calcul de ferrailage

• à l'E.L.U:

Pour une bande de 1m de largeur

($b = 100 \text{ cm}$; $d = 0.9 \times h = 0.9 \times 15 = 13.5 \text{ cm}$).

a. Les armatures en travée

• Sens L_x

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{1.87 \times 10^3}{14.17 \times 13.5^2 \times 100} = 0.00724 < 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.00724 < 0.392$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.67$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.73$$

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

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1.87 \times 10^3}{0.73 \times 13.5 \times 348} = 0.545 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_s = 0.545 \text{ cm}^2.$$

- **Sens Ly**

$$M_{ty} = 1.15 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{1.15 \times 10^3}{14.17 \times 13.5^2 \times 100} = 0.0045 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.0045 < 0,392$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.058$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0.98$$

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

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1.15 \times 10^3}{0.98 \times 13.5 \times 348} = 0.25 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_s = 0.25 \text{ cm}^2.$$

III.4.5.5 Les armatures sur appui

$$M_a = 0.88 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{0.88 \times 10^3}{14.17 \times 13.5^2 \times 100} = 0.00344 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.00344 < 0,392$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.043$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0.98$$

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

$$A_{a\text{inter}} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0.88 \times 10^3}{0.98 \times 13.5 \times 348} = 0.191 \text{ cm}^2$$

III.4.5.6 Pourcentage minimal des armatures

Pour des aciers FeE400

$$\text{Sens } y \rightarrow A_{y\text{min}} = 8 \times h_0 = 8 \times 0.15 = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Sens } x \rightarrow A_{x\text{min}} = A_{y\text{min}} \times \frac{3-\alpha}{2} = 1.2 \times \frac{3-0.81}{2} = 1.314 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

h_0 : en mètres

•En travée

$$A_{tx} = \max(A_{xmin}; A_{sx}) = \max(1.2; 0.404) = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ty} = \max(A_{ymin}; A_{sy}) = \max(1.314; 0.25) = 1.314 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

•Sur appui

$$A_{ax} = \max(A_{xmin}; A_{sx}) = \max(1.2; 0.19) = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ay} = \max(A_{ymin}; A_{sy}) = \max(1.314; 0.19) = 1.314 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

III.4.5.7 Choix des aciers Diamètre

$$\emptyset \leq \left(\frac{h_0}{10}\right)$$

$$\text{D'où : } \emptyset \leq 150/10$$

$$\text{Et puis : } \emptyset \leq 15\text{mm}$$

III.4.5.8 Espacement des armatures (fissuration peu préjudiciable)

$$\text{Sens } L_x \begin{cases} S_{tx} \leq \min(3 \cdot h_0; 33 \text{ cm}) \\ S_{tx} \leq \min(3 \times 15; 33 \text{ cm}) \\ S_{tx} \leq 33\text{cm} \end{cases}$$

$$\text{Sens } L_y \begin{cases} S_{ty} \leq \min(4 \cdot h_0; 33 \text{ cm}) \\ S_{ty} \leq \min(4 \times 15; 33 \text{ cm}) \\ S_{ty} \leq 33\text{cm} \end{cases}$$

III.4.5.9 Le choix des aciers**•En travée**

$$\text{Sens } L_x \begin{cases} A_{tx} = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 5T12 \rightarrow 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Sens } L_x \begin{cases} A_{tx} = 1.31 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 5T12 \rightarrow 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

•Sur appui

$$\text{Sens } L_x \begin{cases} A_{ax} = 1.31 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{ax} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 5T12 \rightarrow 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

III.4.5.10 Vérification de cisaillement

1) on suppose que la dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur;

2) l'épaisseur de la dalle est de 15cm;

3) on vérifie l'effort tranchant :

$$\alpha > 0.4 \begin{cases} V_x = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = \frac{12.37 \times 2.84}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.81}{2}} = 12.50 \text{ KN} \\ V_y = \frac{q \times l_x}{3} = \frac{12.37 \times 2.84}{3} = 11.71 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \cdot d} = \frac{12.50 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.096 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = 0.07 \cdot \frac{f_{c28}}{\sigma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.16 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.096 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = 1.16 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

De (1), (2) et (3) : Pas de risque de cisaillement.

III.4.5.11 Les vérifications à L'E.L.S

a.Chargement

- Charge permanente $G = 6.52 \text{ KN/m}^2$
- Charge d'exploitation $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$
- Charge service $Q_{ser} = (G + Q) = 8.02 \text{ KN/m}$

b.Sollicitations

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.80}{2.2} = 0.8181$$

0.8181 > 0.4 la le panneau de dalle travaille (porte) dans un deux sense (lx) ly

c.Moment isostatique

•Sens lx

$$M_{0x} = (\mu_x \times q l x^2) = 0.0617 \times 8.02 \times 1.8^2 = 1.603 \text{ KN.m}$$

•Sens ly

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.7246 \times 1.603 = 1.161 \text{ KN.m}$$

d.Moments en travée et sur appuis

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 0.85 \times 1.603 = 1.362 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 0.85 \times 1.161 = 0.986 \text{ KN.m}$$

$$M_{0xinter} = M_{ay} = 0.4 \times M_{0x} = 0.4 \times 1.603 = 0.641 \text{ KN.m}$$

e.Vérification des contraintes dans le béton

➤ Suivant Lx

•En travée

$$M_{tx} = 1.362 \text{ KN.m}$$

$$A_t = 3.93 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} ; A' = 0$$

-Position de l'axe neutre (y)

$$Y = \frac{b y^2}{2} + \eta \cdot A_s (d - y) = 0$$

$$\text{On a : } A'_s = 0 \text{ et } n=20$$

D'où :

$$50y' + 20 \times 3.95y - 19 = 0$$

$$\text{Donc : } y = 3.44 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie

$$\begin{cases} I = \frac{by^3}{12} + 20A_s(d-y)^2 \\ I = \frac{100 \times 3.44^3}{12} + 20 \times (18-y)^2 \\ I = 5989.24 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

-La contrainte dans le béton σ_{bc}

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = k \cdot y = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y \\ \sigma_{bc} = \frac{0.55 \times 10^3}{5989.24} \times 3.44 = 0.315 \text{ Mpa} \end{cases}$$

-La contrainte admissible du béton $\overline{\sigma}_{bc}$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Alors

$$\sigma_{bc} = 10.55 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

➤ Suivant Ly

• En travée

$$M_{ty} = 0.98 \text{ KN.m}$$

$$A_t = 3.14 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} ; A' = 0$$

-Position de l'axe neutre (y)

$$Y = \frac{by^2}{2} + \eta \cdot A_s(d-y) = 0$$

$$\text{On a : } A'_s = 0 \text{ et } n=20$$

D'où :

$$50y' + 20 \times 3.14y - 19 = 0$$

$$\text{Donc : } y = 0.25 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie

$$\begin{cases} I = \frac{by^3}{12} + 20A_s(d-y)^2 \\ I = \frac{100 \times 0.25^3}{12} + 20 \times (18-y)^2 \\ I = 6303.33 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

-La contrainte dans le béton σ_{bc}

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = k \cdot y = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y \\ \sigma_{bc} = \frac{0,55 \times 10^3}{6303,33} \times 0,25 = 0,0218 \text{ Mpa} \end{cases}$$

-La contrainte admissible du béton $\overline{\sigma_{bc}}$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Alors

$$\sigma_{bc} = 0,022 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

• Sur appuis

➤ **Suivant Lx**

$$M_a = 0.641 \text{ KN.m}$$

$$A_a = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Position de l'axe neutre (y)

$$Y = 3.44 \text{ cm}$$

Moment d'inertie (I)

$$I = 5989.24 \text{ cm}^4$$

La contrainte dans le béton σ_{bc}

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = k \cdot y = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y \\ \sigma_{bc} = \frac{0.25 \times 10^3}{5989.24} \times 3.44 = 0.143 \text{ Mpa} \end{cases}$$

-La contrainte admissible du béton $\overline{\sigma_{bc}}$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Alors

$$\sigma_{bc} = 0.143 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

Disposition du ferrailage

a. Arrêt des barres

C'est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage total:

$$\text{Fe400 et } f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

Donc:

$$l_s = 40 \times \emptyset = 40 \times 1 = 40 \text{ cm}$$

b. Arrêt des barres sur appuis

$$\begin{cases} L_1 = \max(l_s ; 0.2l_x) = \max(40 \text{ cm} ; 36 \text{ cm}) \\ L_1 = 40 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} L_2 = \max\left(l_s ; \frac{L_1}{2}\right) = \max(40 ; 20) \\ L_2 = 40 \text{ cm} \end{cases}$$

c. Arrêt des barres en travée

Les aciers armant à la flexion la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis. à raison d'un sur deux. Dans le cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance des appuis inférieurs au $L_x / 10$ de la portée. $\frac{L_x}{10} = \frac{180}{10} = 18 \text{ cm}$

d. Armatures finales

Suivant L_x

$$A_t = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{soit } 5\text{T}12 \text{ cm/mL } St=15 \text{ cm} ;$$

$$A_a = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{soit } 5\text{T}12 \text{ cm/mL } St=15 \text{ cm} ;$$

Suivant L_y

$$A_t = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{soit } 5\text{T}12 \text{ cm/mL } St=15 \text{ cm} ;$$

$$A_a = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{soit } 5\text{T}12 \text{ cm/mL } St=15 \text{ cm} ;$$

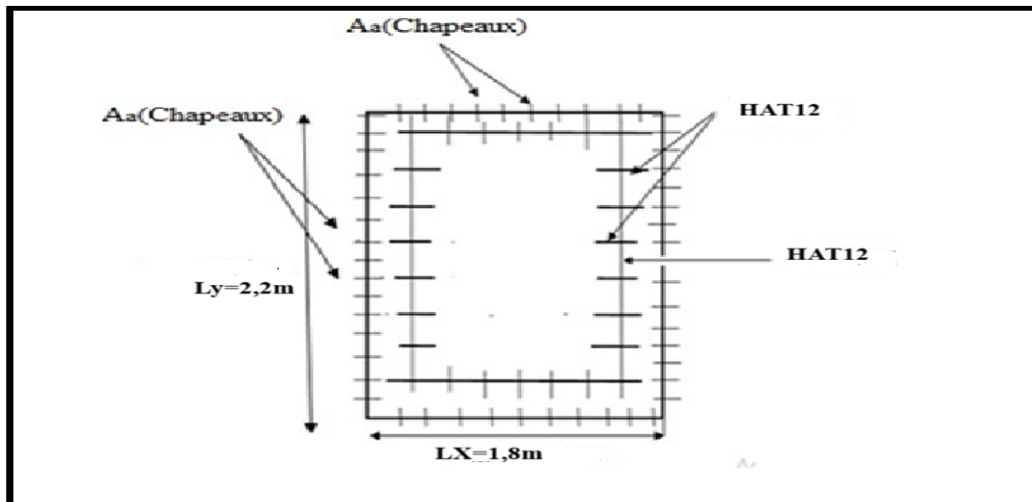


Figure III. 32 Schéma ferrailage du panneau de la dalle pleine.

III.5 Conclusion

Ce chapitre a été consacré au calcul et au ferrailage des éléments non structuraux de notre projet, à savoir l'acrotère et les escaliers. Ces éléments ont été étudiés conformément aux normes en vigueur, notamment le B.A.E.L 91 modifié 99 et le R.P.A 2024. Grâce à cette étape, nous avons pu :

- Assurer un bon dimensionnement de ces éléments ;
- Vérifier l'instabilité et l'irrésistance, notamment face aux effets sismiques ;
- Intégrer correctement leur comportement dans la modélisation globale de la structure.

Même s'ils ne sont pas porteurs, ces éléments jouent un rôle important dans le bon fonctionnement de l'ouvrage. Leur bonne conception contribue à la sécurité, à la durabilité et à la fiabilité de l'ensemble du bâtiment

Chapitre IV

Etude sismique

IV.1 Introduction :

Les constructions sont généralement considérées « parasismiques » lorsqu'elles sont conformes aux règles parasismiques en vigueur. Effectivement l'expérience montre que l'application des règles parasismiques est indispensable car elle assure la sécurité des biens et des personnes et limite d'une manière importante l'ampleur des dommages sismiques.

Le calcul sismique a pour but l'évaluation de forces horizontales extérieures engendrées par un effort sismique pour chaque niveau de la structure et l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique.

Plusieurs conceptions parasismiques et diverses méthodes de calcul des forces sismiques ont été proposées parmi lesquelles on distingue trois méthodes :

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

IV.1.1 Méthode statique équivalente

Cette méthode est basée sur le remplacement des forces réelles dynamique qui se développent dans la construction par un système de force statique fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Pour l'application de cette méthode on doit vérifier un certain nombre de condition suivant le règlement parasismique algérien RPA 2024.

IV.1.2 Méthode dynamique modale spectrale

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Le principe est de rechercher 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 ensuite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.1.3 Méthode dynamique par accélérogrammes

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix de séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

IV.2 Modélisation

La modélisation numérique de la structure est faite en éléments finis à l'aide du logiciel Etabs 2019, qui permet à la fois l'analyse statique et l'analyse dynamique.

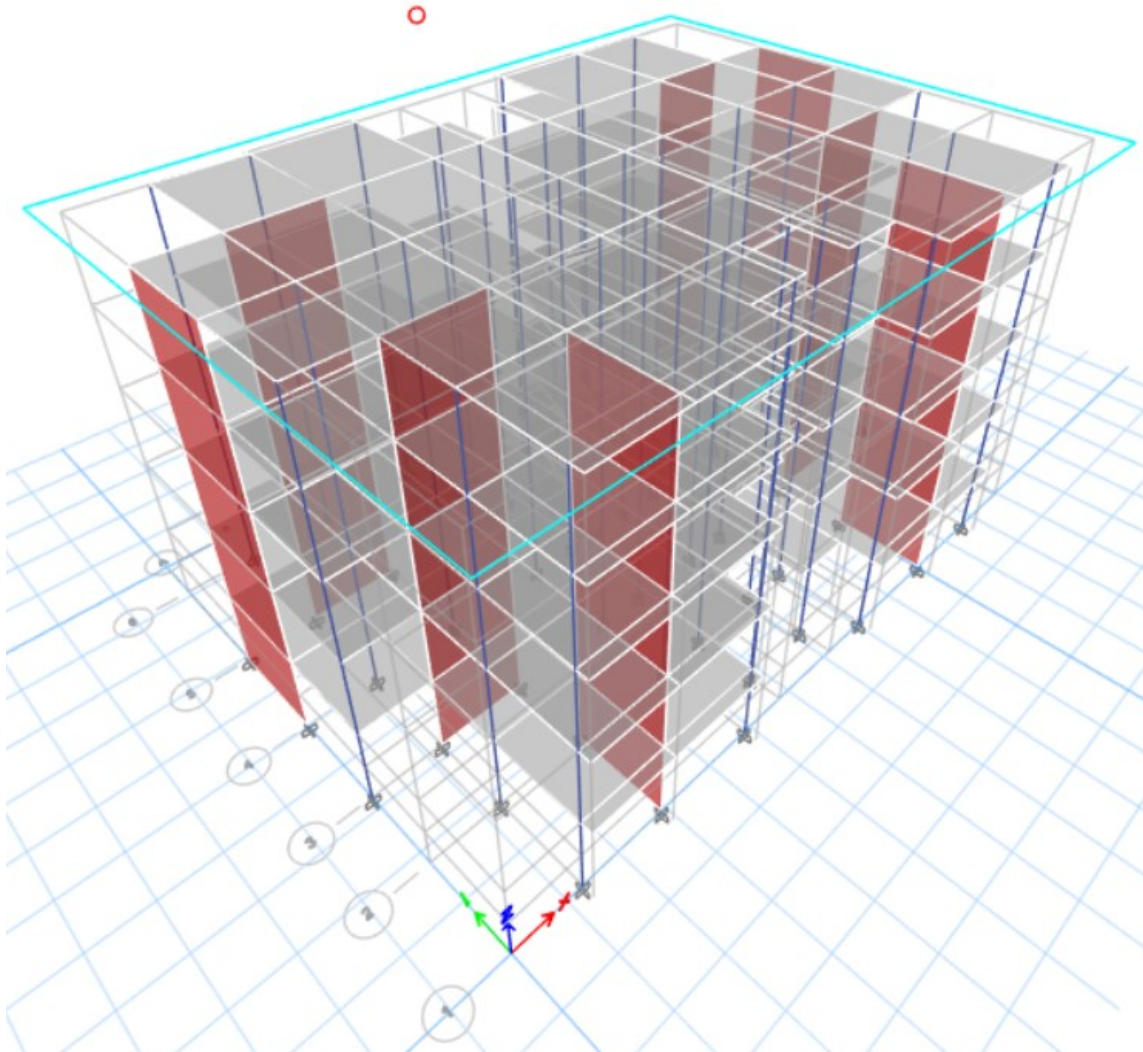


Figure IV. 1: Modélisation 3D de la structure sur ETABS

IV.3 Application de la méthode d'analyse modale spectrale

IV.3.1 Les hypothèses de calcul

1. Les masses sont supposées concentrées au niveau des planchers (approche par concentration de masse).
2. Les planchers sont infiniment rigides comparativement aux éléments porteurs (Les poteaux et voiles).

IV.3.2 Définition du spectre de réponse de calcul

Selon le RPA24 (article 3.3.1) l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

Où :

Sad/g (T) : spectre de calcul normalise par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur, g ;

R : coefficient de comportement de la structure (cf. § 3.6, Tableau (3.17) & Annexe I) ;

Q_F : facteur de qualité

T : période de vibration d'un système linéaire a un seul degré de liberté ;

A : coefficient d'accélération de zone [RPA 2024, Tab 3.3]

S : coefficient de site [RPA 2024, Tab 3.4 et 3.5]

Q_F : facteur de qualité [RPA 2024, Tab 3.8]

I : coefficient d'importance [RPA 2024, Tab 3.10]

R : Coefficient de comportement de la structure [RPA 2024, Tab 3.18]

T₁, T₂ : limite inférieure et supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante [RPA 2024, Tab 3.4]

T₃ : valeur définissant le début de la branche a déplacement spectral constant.

IV.3.3 Nombre de mode considéré

D'après le RPA 2024 l'article 4.3.4 - a : 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 doit être tel que :

3. La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
4. 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.
5. Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

IV.4 Dispositions des voiles

Les voiles, sont les porteurs verticaux qui se distinguent des poteaux par le rapport entre sa longueur L et son épaisseur « e » : un voile est un élément dont le rapport e/L est au moins égal à 4.

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

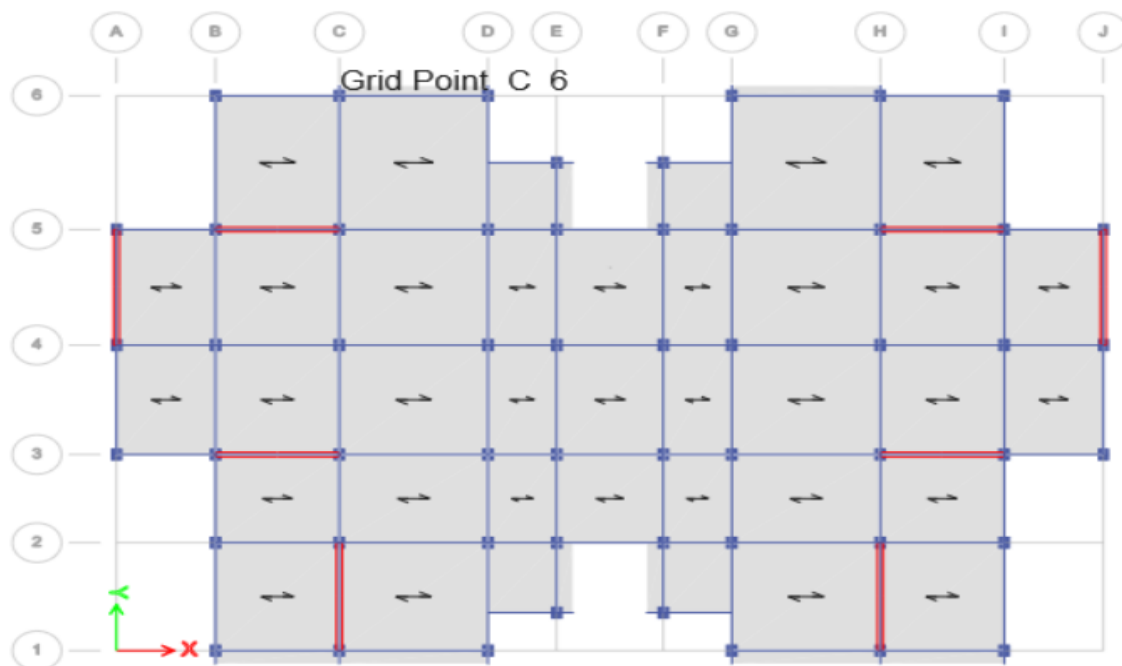


Figure IV. 2 : Disposition des voiles

IV.5 Détermination du coefficient de comportement de la structure R :

Après avoir introduit les spectres de réponses initiales en prenant le rapport $Q_F / R = 1$, nous avons obtenu les résultats suivants de la distribution des efforts tranchants sur les poteaux et sur les voiles :

Tableau IV. 1 : La distribution de l'effort tranchant à la base selon x

F _x (KN)	Poteaux	Voiles
RDC	204.65	2360.57
TOTAL	2565.4	

Tableau IV. 2 : La distribution de l'effort tranchant à la base selon y

F _y (KN)	Poteaux	Voiles
RDC	213.09	2398.52
TOTAL	2611.61	

Le pourcentage des voiles suivant x-x' :

$$\frac{F_{x \text{ voile}}}{F_{x \text{ voile}} + F_{x \text{ poteaux}}} \times 100 = \frac{2360.57}{2565.4} \times 100 = 92.02\%$$

Le pourcentage des voiles suivant y-y' :

$$\frac{T_{x \text{ voile}}}{T_{x \text{ voile}} + T_{x \text{ poteaux}}} \times 100 = \frac{2398.52}{2611.61} \times 100 = 91.84\%$$

Le système de contreventement est :

Catégorie 4 : Système à contreventement mixte équivalent à des voiles.

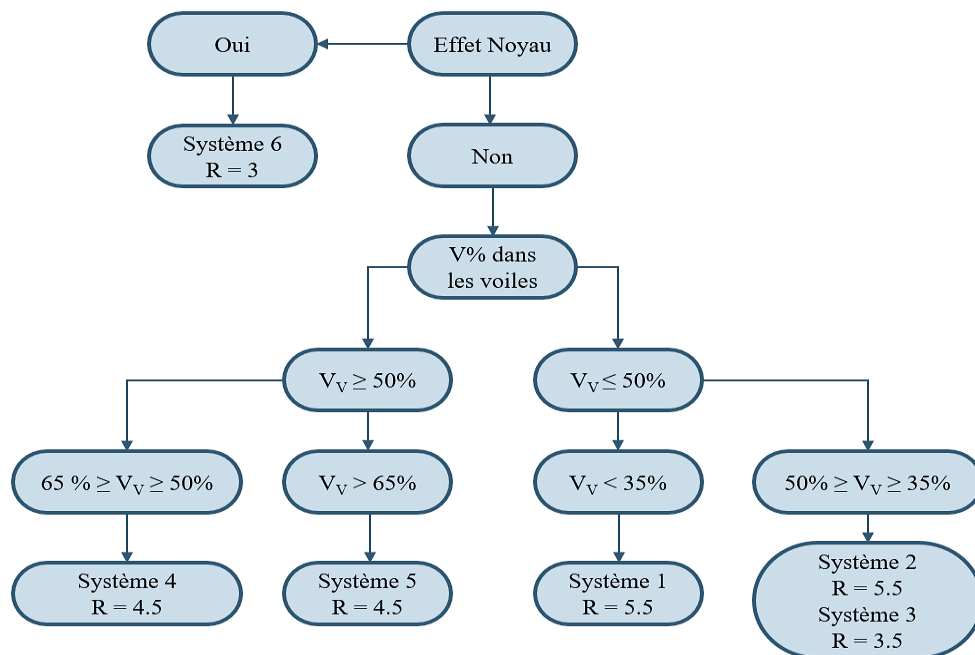


Figure IV. 3 : Organigramme du pourcentage du voile

. Configuration du spectre de réponse horizontal selon RPA 2024

IV.6 Spectre de réponse :

Le spectre de réponse introduit dans le fichier donné du ETABS est calculé selon le RPA version 2024 avec :

- Zone sismique III. Table A .7 : classification sismique des wilayas et communes d'Algérie
- Groupe d'usage du bâtiment Groupe 2.ART 3.4.
- Classification des sites, S3.
- Coefficient d'accélération de zone A = 0,15. TABLE 3.3.
- Coefficient d'importance, I = 1,00. Table 3.11
- Systèmes De Contreventement :
 - (4) : Système à contreventement mixte équivalent à des voiles. (R = 4,5). TABLE 3.18

- Facteur de qualité :

Tableau IV. 3 : Facteur de qualité selon RPA 2024

Critèreq	Suivant x		Suivant y	
	Observé	Pénalité	Observé	Pénalité
1.Régularitéen plan	Non	0.05	Non	0.05
2.Régularitéenélévation	Non	0.20	Non	0.20
3.Redondanceenplan	Oui	0	Oui	0
Total	1.25		1.25	

Avec :

Les périodes caractéristiques du site « T1, T2, T3 » :

Tableau IV. 4 : Les périodes caractéristiques du site selon RPA 2024.

T1 (s)	T2 (s)	T3 (s)
0.10	0.40	1.20

IV.6.1.1 Pourcentage d'amortissement critique ξ

Est en fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages.

Type de structure Voiles
Remplissage Dense $\xi = 10 \%$

IV.6.1.2 Le facteur de correction d'amortissement η

Est donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7 \eta = 0.76$$

IV.6.1.3 Représentation graphique de spectre de réponse

Le spectre de réponse pour chaque direction de calcul est présenté graphiquement comme suit :

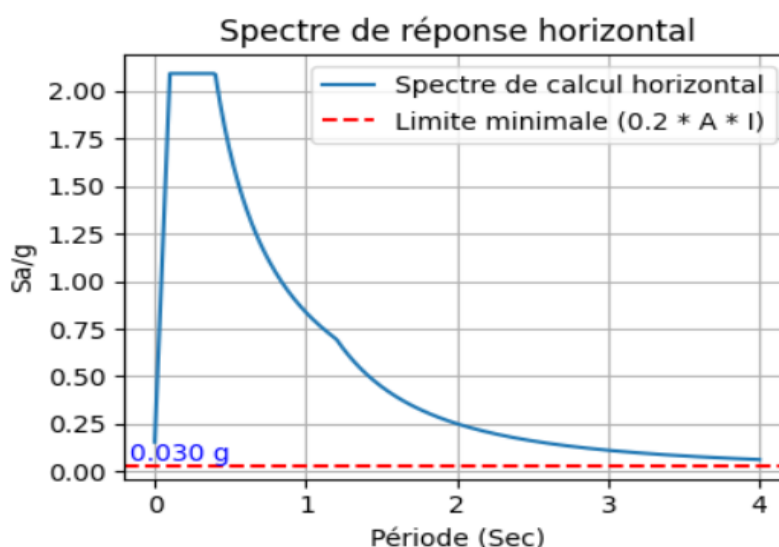


Figure IV. 4 : Représentation graphique des spectres de réponse

IV.7 La période fondamentale de la structure « T0 »

IV.7.1 Estimation de la période à partir de logiciel

La période fondamentale de la structure estimée après l'analyse modale par logiciel Etabs 2019 Structural Analysis est présentée dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV. 5 : La période fondamentale de la structure estimée par logiciel Etabs 2019.

TABLE: Modal Periods And Frequencies					
Case	Mode	Période	Fréquence	CircFreq	Eigenvalue
		sec	cyc/sec(Hz)	rad/sec	rad ² /sec ²
Modal	1	0,385	2,596	16,3125	266,099
Modal	2	0,345	2,896	18,1975	331,1479
Modal	3	0,298	3,352	21,0625	443,6307

IV.7.2 La valeur de la période fondamentale T

La valeur de la période fondamentale T de la structure peut être estimée à partir de la formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_t h_N^{3/4}$$

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

C_t : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

$$T = C_t \times H^{3/4} = 0,05 \times 15,3^{3/4} = 0,387 \text{ s}$$

IV.7.3 Détermination du poids total de la structure

Le poids de la structure est calculé par le même principe dans les deux versions de RPA, Il est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau.

$$W = \sum_{i=1}^n W_i : n \text{ étant le nombre de niveaux.}$$

Où : $W_i = WG_i + \psi \cdot W_{Qi}$: pour tout niveau i de la structure

- WG : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure
- W_{Qi} : Charges d'exploitation.
- ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation. : $\psi = 0.3$ (RPA 2024).

On utilise le logiciel pour déterminer le poids de chaque étage et le poids totale de la structure présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV. 6 : Le poids totale de la structure.

	RPA2024	
	Poids d'étage (KN)	Poids cumuls (KN)
RDC	4465,3895	4465,3895
1	4465,3895	8930,779
2	4465,3895	13396,1685
3	4461,0731	17861,558
4	4036,042	21897,60
Wt	21897,60	

IV.8 Vérification du système à ossature a noyau ou à effet noyau

Système a contreventement mixte ou système de voiles, dont la rigidité a la torsion n'atteint pas une valeur seuil minimale et dont les rayons de torsion, r_x et r_y , sont inférieurs au rayon de giration, l_s , du plancher.

$$r_x < l_s \text{ et } r_y < l_s$$

- r_x et r_y représentent, respectivement, les rayons de torsion suivant x et y .
- l_s représente le rayon de giration massique en plan, qui est la racine carrée du moment d'inertie polaire du plancher en plan, mesure par rapport au centre de gravité de ce plancher, divisé par la masse de ce plancher.

IV.8.1 Détermination des rayons de torsion (r_x et r_y) :

Le rayon de torsion (r_x et r_y) peut également être défini comme la racine carrée du rapport entre la rigidité en torsion (K_M) et la rigidité latérale dans une direction donnée (K_{FX} et K_{FY}). Cette définition est couramment utilisée en ingénierie des structures, notamment dans l'analyse dynamique et la conception parasismique. Les formules sont :

$$\begin{cases} r_x = \sqrt{\frac{K_M}{K_{FY}}} \\ r_y = \sqrt{\frac{K_M}{K_{FX}}} \end{cases}$$

- K_M : Rigidité en torsion (rigidité de rotation autour de l'axe vertical, généralement exprimée en KN.m /rad)
- K_{FX} : Rigidité latérale dans la direction X (généralement exprimée en KN/m)
- K_{FY} : Rigidité latérale dans la direction Y (généralement exprimée en KN/m)

La procédure de détermination des rigidités torsionnelles et latérales est similaire à celle utilisée pour déterminer l'excentricité structurale (section a.1). Pour chaque niveau d'étage, trois cas de charges statiques sont définis, et les charges appliquées sont représentées par F_{TX} , F_{TY} et M_T , respectivement.

- F_{TX} : Force latérale appliquée dans la direction X,
- F_{TY} : Force latérale appliquée dans la direction Y,
- M_T : Moment de torsion appliqué autour de l'axe vertical Z.

Ces forces et moments sont appliqués au **centre de rigidité**, contrairement à la détermination de l'excentricité structurale, où ils étaient appliqués au **centre de masse**.

IV.8.2 Calcul des rigidités

Les rigidités torsionnelles et latérales dans les deux directions sont calculées comme suit :

1. Rigidité latérale dans la direction X (K_{FX}) :

$$K_{FX} = \frac{F_{TX}}{\Delta_X}$$

Où :

- F_{TX} : Force appliquée dans la direction X,
- Δ_X : Déplacement résultant dans la direction X.

2. Rigidité latérale dans la direction Y (K_{FY}) :

$$K_{FY} = \frac{F_{TY}}{\Delta_Y}$$

Où :

- F_{TY} : Force appliquée dans la direction Y,
- Δ_Y : Déplacement résultant dans la direction Y.

3. Rigidité torsionnelle (K_M) :

$$K_M = \frac{M_T}{\theta}$$

Où :

- M_T : Moment de torsion appliqué (en KN.m).
- θ : Rotation angulaire résultante (en radians).

On introduit les F_{TX} , F_{TY} et M_T comme des charges unitaires de valeurs :

- $F_{TX,i} = F_{TY,i} = 10^6$ KN (forces latérales dans les directions X et Y).
- $M_{T,i} = 10^6$ KN.m (moment de torsion appliqué).

Tableau IV. 7 : Détermination des rayons de torsion rx et ry

Etage	U _x (m)	U _y (m)	R _z (Rad)	Masse (kg)	K _{FX} (KN/m)	K _{FY} (KN/m)	K _{MT} (KN/Rad)	r _x (m)	r _y (m)
5	115,8 0	94,1 2	0,836 3	403604,2 0	8635,9 5	10624,73	1195773,1	10,6	11,7
4	88,52	71,6 1	0,633 2	446107,3 1	11297, 0	13963,95	1579210,0	10,6	11,2
3	60,55	48,7 3	0,427 9	446538,9 5	16516, 6	20520,40	2337262,2	10,6 7	11,0
2	33,66	27,0 1	0,235 0	446538,9 5	29708, 8	37017,84	4255192,4	10,7	11,7
1	11,47	9,26	0,079 6	446538,9 5	87153, 5	107979,7 0	12558081,1	10,7	12,0 0

a- Détermination du rayon de giration (I_s) :

En substituant I_s dans la formule du rayon de giration :

$$I_s = \sqrt{\frac{\frac{m}{12} (l^2 + b^2)}{m}} = \sqrt{\frac{(l^2 + b^2)}{12}}$$

Tableau IV. 8 : Vérification de l'effet noyau.

r _x (m)	r _y (m)	I _s (m)	Sens X	Sens Y
10,61	11,77	9,01	C.N.V	C.N.V
10,63	11,82	9,54	C.N.V	C.N.V
10,67	11,90	9,54	C.N.V	C.N.V
10,72	11,97	9,54	C.N.V	C.N.V
10,78	12,00	9,54	C.N.V	C.N.V

Ce système ne présente pas une rigidité à la torsion minimale, r_x et r_y sont supérieures de I_s. Donc il ne s'agit pas d'un système à effet noyau.

D'après le tableau 3.18: Valeurs du coefficient de comportement, R du RPA 2024 :

$$R_x = R_y = 4,5$$

IV.9 Justification des prescriptions du RPA**IV.9.1 Mode de vibration et taux de participation des masses modales**

D'après l'article 4.3.4 du RPA24, les modes de vibrations à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus cumule soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

Les résultats obtenus suite à une analyse des vibrations libres sont illustrés dans le tableau ci-après :

Tableau IV. 9 : Périodes Masse effectives et Participation massique

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
Case	Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
		sec					
Modal	1	0,385	0,6932	0	0,6932	0	0,0171
Modal	2	0,345	0	0,708	0,6932	0,708	0
Modal	3	0,298	0,0169	0	0,7101	0,708	0,6881
Modal	4	0,087	0,197	0	0,9072	0,708	0,0038
Modal	5	0,077	0	0,2066	0,9072	0,9146	0
Modal	6	0,065	0,0038	0	0,911	0,9146	0,2073
Modal	7	0,039	0,0612	0	0,9721	0,9146	0,0012
Modal	8	0,035	0	0,0605	0,9721	0,9752	0

IV.9.2 Conclusion :

Le premier mode est un mode de translation selon la direction X avec un taux de participation massique de 69,32%.

Le premier mode est un mode de translation selon la direction Y avec un taux de participation massique de 70,8%.

Le troisième mode est un mode de rotation autour de la direction verticale Z.

La condition du RPA Art 4.3.4 sur le nombre de modes à retenir est satisfaite à partir du 4^{ème} mode pour la direction X et au 5^{ème} mode pour la direction Y.

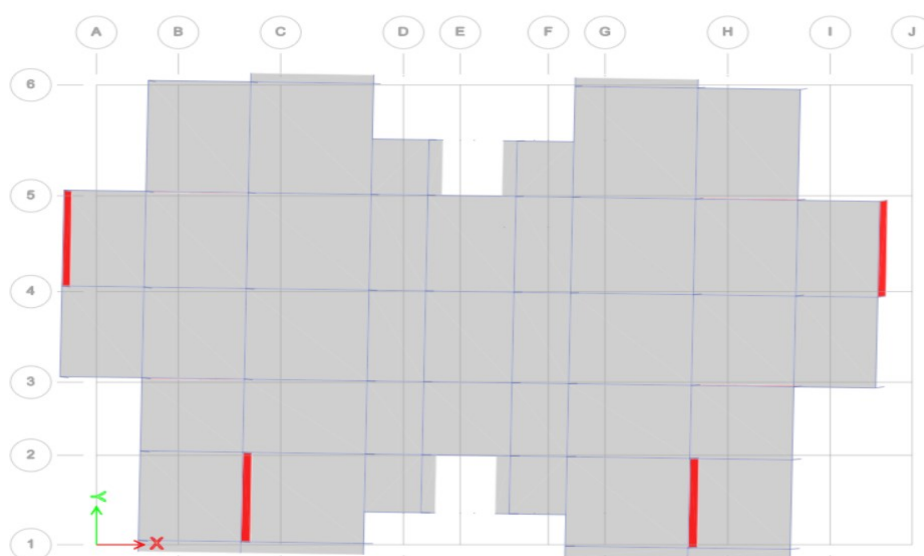


Figure IV. 5 : 1er mode de vibration T= 0.385s.

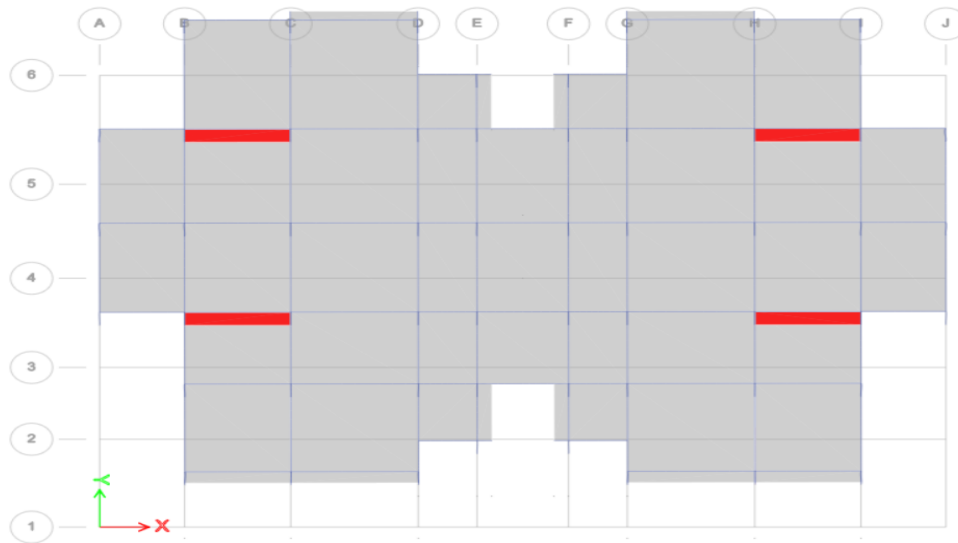


Figure IV. 6 : 2ème mode de vibration T= 0.345s.

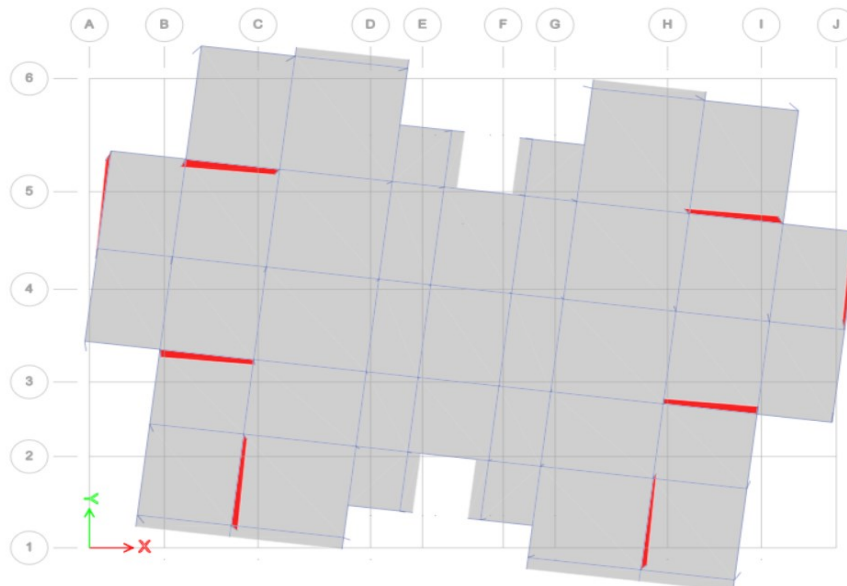


Figure IV. 7 : 3ème mode de vibration T= 0.298 s.

IV.9.3 Justification de la résultante des forces sismiques de calcul à la base

La force sismique totale, V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales, selon Eqn. (4.1) :

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

Détermination de l'ordonnée du spectre de calcul pour la période « T₀ » :

$$\frac{S_{ad}}{g} \cdot (T_{y0}) = A.I.S \left[2.5 \frac{QF}{R} \right] = 0.1 \times 1 \times 1.55 \times \left[2.5 \frac{1.25}{4.5} \right] = 0.108$$

$$\frac{S_{ad}}{g} \cdot (T_{x0}) = A.I.S \left[2.5 \frac{QF}{R} \right] = 0.1 \times 1 \times 1.55 \times \left[2.5 \frac{1.25}{4.5} \right] = 0.108$$

Donc :

La force sismique :

$$V_s = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g} (T_0) \cdot W = 0.85 \times 0.108 \times 21897,60 = \mathbf{2010,20 \text{ kN}}$$

IV.9.4 Résultante des forces sismiques à la base V_t :

Tableau IV. 10 : Vérification de l'effort tranchant à la base.

sens	V_s	$0,8 \times V_s$	F(KN)	Observation
X	2010,20	1608,16	2565.4	Condition vérifiée
Y	2010,20	1608,16	2611.61	Condition vérifiée

IV.9.5 Vérification de l'excentricité :

Dans le cas où ii est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $(\pm 0,05L)$, L étant la dimension du plancher perpendiculairement à la direction de l'action sismique, doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Tableau IV. 11 : Vérification de l'excentricité.

TABLE: Centers Of Mass And Rigidity						
Story	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	XCR	YCR
	kg	kg	m	m	m	m
RDC	446538,95	446538,95	12,95	9,0526	12,9512	10,1187
ETAGE-1	446538,95	446538,95	12,95	9,0526	12,9505	10,0831
ETAGE-2	446538,95	446538,95	12,95	9,0526	12,9506	10,0366
ETAGE-3	446107,31	446107,31	12,9504	9,0499	12,9512	9,9948
ETAGE-4	403604,2	403604,2	12,95	9,0309	12,9518	9,9547

IV.9.6 Vérification de l'effort normal réduit

Pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensembles dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c * f_{c28}} \leq 0.35$$

Avec : N_d : l'effort normal maximal. B_c : section du poteau. $f_{c28} = 25$ MPa

Tableau IV. 12 : Vérification de l'effort normal réduit des poteaux

Niveau	section adoptee (cm2)			Nu (kN)	v	Observation
	a(m)	b(m)	B (m ²)			
RDC	0.4	0.30	0.1200	763,4448	0.25	verifiee
Etage 1	0.4	0.30	0.1200	595,7297	0.20	verifiee
Etage 2	0.4	0.30	0.1200	442.7595	0.15	verifiee
Etage 3	0.4	0.30	0.1200	299.2323	0.10	verifiee
Etage 4	0.4	0.30	0.1200	157.5244	0.058	verifiee

IV.9.7 Vérification des déplacements inter-étage

Selon RPA 2024 Le déplacement horizontal « δ_k », à chaque niveau « k » de la structure est calculé par l'équation suivante :

$$\delta_k = \frac{R}{QF \delta_{ek}}$$

Avec :

δ_{ek} : Déplacement élastique dû aux forces sismiques. Il est déterminé par logiciel ETABS.

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

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

Tableau IV. 13 : Calcul des déplacements relatifs selon RPA 2024.

NIVEAU	Sens y-y			Sens x-x		
	δ_{eky} (mm)	δ_{ky} (mm)	Δ_{ky} (mm)	δ_{ekx} (mm)	δ_{kx} (mm)	Δ_{kx} (mm)
4	6.710	30.195	7.614	8.211	36.95	9.22
3	5.018	22.581	7.632	6.164	27.73	9.29
2	3.322	14.949	6.993	4.100	18.45	8.60
1	1.768	7.956	5.395	2.190	9.85	6.70
RDC	0.569	2.561	2.561	0.702	3.16	3.16

IV.9.8 Justification de non-effondrement

Les déplacements relatifs latéraux, d'un étage par rapport à l'étage du dessous ne doivent pas dépasser la limite « $\Delta \bar{k}$ » :

$$\Delta k \leq \Delta \bar{k}$$

Avec : **0.0150 h_k**

Les valeurs limites des déplacements inter-étages sont données comme suit

Tableau IV. 14 : Valeurs limites des déplacements inter-étages.

Type de Structure	Déplacement
Bâtiments en Acier	0.0200 h_k
Bâtiments en Béton	0.0150 h_k
Bâtiment en PAF	0.0100 h_k
Bâtiments en Bois	0.0150 h_k
Bâtiments en Maçonnerie	0.0100 h_k

IV.9.9 Justification de limitation des dommages

Les déplacements relatifs latéraux, d'un étage par rapport à l'étage du dessous ne doivent pas dépasser les limites suivantes :

1. Pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux composés de matériaux fragiles fixes à la structure :

$$V_A \cdot \Delta k \leq 0.0050 h_k$$

2. Pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux ductiles :

$$V_A \cdot \Delta k \leq 0.0075 h_k$$

Avec :

V_A : coefficient réducteur, il est pris égale à 0.5.

Dans notre structure, on prend le cas (2).

La vérification des déplacements inter étages est donnée comme suit :

Vérification dans le sens y-y :

Tableau IV. 15 : Vérification des déplacements inter étages suivant y-y selon RPA 2024.

Niveau	Δ_{ky} (mm)	h_k (mm)	$\Delta_K=0.0150h_k(m)$	$v_A \cdot \Delta_{ky}$ (mm)	$0.0075h_k$ (mm)	Conditions
4	7.614	3060	45.9	3.807	22.95	Vérifier
3	7.632	3060	45.9	3.816	22.95	Vérifier
2	6.99	3060	45.9	3.497	22.95	Vérifier
1	5.395	3060	45.9	2.698	22.95	Vérifier
RDC	2.561	3060	45.9	1.281	22.95	Vérifier

Vérification dans le sens x-x :

Tableau IV. 16 : Vérification des déplacements inter étages suivant x-x selon RPA 2024.

Niveau	Δ_{ky} (mm)	h_k (mm)	$\Delta_K=0.0150h_k(m)$	$v_A \cdot \Delta_{ky}$ (mm)	$0.0075h_k$ (mm)	Conditions
4	9.22	3060	45.9	4.606	22.95	Vérifier
3	9.29	3060	45.9	4.644	22.95	Vérifier
2	8.595	3060	45.9	4.298	22.95	Vérifier
1	6.70	3060	45.9	3.348	22.95	Vérifier
RDC	3.159	3060	45.9	1.580	22.95	Vérifier

IV.9.10 Vérification de renversement

Chaque bâtiment doit être vérifié vis-vis de la stabilité au renversement par rapport au niveau de ses fondations.

Le moment de renversement, au niveau des fondations, est égal à la somme des forces latérales, à chaque niveau, multipliées par la hauteur de chacune d'entre elles, depuis le niveau de fondation.

Selon RPA 2024 Le coefficient de sécurité du renversement doit être au minimum de **1.3**.

Donc, pour assurer que le bâtiment soit stable au renversement, on doit vérifier la relation :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.3$$

- **Le moment stabilisant de la structure « Ms » :**

Il est pris égale à :

$$M_s = W_T \cdot L$$

Avec :

WT : Poids total de la structure.

L : Bras de levier du moment (Il est pris égale à XG pour le sens x-x et à YG pour le sens y.

- **Le moment de renversement de la structure « Mr » :**

Il est pris égale à :

$$M_r = \sum F_i \cdot h_i, \text{ Avec :}$$

- **Fi** : Force horizontale revenant au niveau « i ».
- **hi** : Niveau du plancher où s'exerce la force Fi.

Vérification dans le sens x-x :

Tableau IV. 17 : Vérification de renversement suivant x-x selon RPA 2024.

Niveau	W _T (KN)	X _G (m) Y _G (m)	F _i (KN)	h _i (m)	M _s (KN.m)	M _r (KN.m)	M _s /M _r	condition
4	21897,6	12.95	952.552	15.3	283573.9	29672.7	9.57	Vérifie
3			691.319	12.2				
2			474.100	9.18				
1			303.120	6.12				
RDC			140.397	3.06				

Vérification dans le sens y-y:

Tableau IV. 18 : Vérification de renversement suivant y-y selon RPA 2024.

Niveau	W _T (KN)	Y _G (m)	F _i (KN)	h _i (m)	M _s (KN.m)	M _r (KN.m)	M _s /M _r	condition
4	21897,60	9.05	972.41	15.3	198173.28	30247.95	6.55	Vérifie
3			705.04	12.24				
2			480.43	9.18				
1			308.27	6.12				
RDC			144.91	3.06				

IV.9.11 Vérification de l'effet P-Δ

L'effet P-Δ est un effet de 2^{ème} ordre représentant un phénomène qui décrit l'amplification des déformations et des moments dans une structure sous charges verticales (Poids propre) lorsqu'elle subit des déplacements latéraux causés par des charges horizontales (Sismique), pouvant affecter sa stabilité.

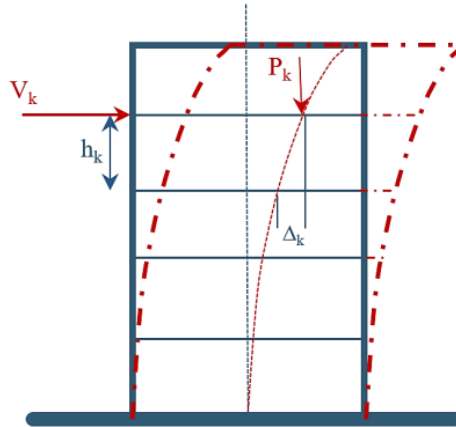


Figure IV. 8 : Effet P- Δ.

Selon les deux versions de RPA, Les effets du 2^o ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10$$

Avec :

- P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».
- V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».
- Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- h_k : Hauteur du niveau « k ».

Selon RPA 2024

Vérification dans le sens y-y :

Tableau IV. 19 : Vérification de l'effet P-Δ suivant y-y selon RPA 2024.

Niveau	P_k (KN)	Δ_{ky} (mm)	V_{ky} (KN)	h_k (mm)	θ_k	Condition
4	505,29	0.73	505,29	3060	0.00024	Vérifier
3	863,50	1.24	863,50	3060	0.00041	Vérifier
2	1111,66	1.54	1111,66	3060	0.00050	Vérifier
1	1263,07	1.58	1263,07	3060	0.00052	Vérifier
RDC	1324,28	1.41	1324,28	3060	0.00046	Vérifier

Vérification dans le sens x-x :**Tableau IV. 20 :** Vérification de l'effet P- Δ suivant x-x selon RPA 2024.

Niveau	P _k (KN)	Δ_{kx} (mm)	V _{kx} (KN)	h _k (mm)	θ_k	Condition
4	518,07	1.28	518,07	3060	0.00042	Vérifier
3	858,17	2.44	858,17	3060	0.00080	Vérifier
2	1087,90	3.17	1087,90	3060	0.00104	Vérifier
1	1231,55	3.42	1231,55	3060	0.00112	Vérifier
RDC	1290,19	3.34	1290,19	3060	0.00109	Vérifier

IV.10 Conclusion :

Ce chapitre a permis de caractériser le comportement dynamique de la structure sous sollicitation sismique. L'analyse des modes de vibration, des périodes et des facteurs de participation massique a conduit à une évaluation précise de la réponse globale du bâtiment. Les vérifications effectuées confirment la conformité du projet aux exigences de sécurité et de déformabilité imposées par le **RPA 2024**. Ces résultats valident la conception structurale adoptée et constituent la base nécessaire au dimensionnement et au ferrailage des éléments résistants qui seront développés dans les chapitres suivants.

Etant donné que le pré dimensionnement des éléments structuraux est effectué, et que toutes les exigences réglementaires sont satisfaites, on adopte les dimensions suivantes :

Tableau IV. 21 : Dimensions finales des éléments structuraux

	Niveau	Section
Poteau (cm²)	RDC Ou 4 ^{eme}	40X30
P.P (cm²)	RDC Ou 4 ^{eme}	35x40
P.S (cm²)	RDC Ou 4 ^{eme}	35x30
Voile (cm)	RDC Ou 4 ^{eme}	20

Chapitre V

Ferraillage des éléments principaux

V.1 Introduction

Les poutres sont soumises à des moments fléchissant ainsi qu'à des efforts tranchants ; elles sont donc dimensionnées en flexion simple.

Quant aux poteaux, ils sont calculés en flexion composée, puisqu'ils subissent à la fois des efforts normaux, des efforts tranchants et des moments fléchissant.

V.2 Étude des charges verticales et horizontales

L'analyse des charges verticales et horizontales permet de déterminer l'ensemble des efforts sollicitant les différents éléments de la structure, tels que les poteaux, les poutres et les voiles, au niveau des nœuds et des travées.

Pour évaluer ces sollicitations, nous avons utilisé le logiciel *ETABS 2019*, qui nous a permis de modéliser et de calculer les portiques.

V.3 Les combinaisons de calcul

Les combinaisons des actions sismiques et des charges verticales, présentées précédemment, sont utilisées pour le dimensionnement des éléments de la structure. Celui-ci est réalisé conformément aux prescriptions des règlements [BAEL 91 modifié 99 et RPA 2024].

V.3.1 Poutres

- ELU : (B.A.E.L91 modifiée 99) $1,35G + 1,5 Q$
- ELS : $G + Q$
- [R.P.A 2024]

$$G + \Psi Q \pm E_1$$

$$G + \Psi Q \pm E_1$$

Et :

$$E_1 = \pm E_X \pm 0,3 E_Y$$

$$E_1 = \pm E_X \pm 0,3 E_Y$$

V.3.2 Poteaux :

- ELU : (B.A.E.L91 modifiée 99) $1,35G + 1,5 Q$
- ELS : $G + Q$
- [R.P.A 2024]

$$G + \Psi Q \pm E_1$$

$$G + \Psi Q \pm E_1$$

Et :

$$E_1 = \pm E_X \pm 0,3 E_Y$$

$$E_1 = \pm E_X$$

V.4 Ferraillage des poutres

V.4.1 Méthode de calcul

De manière générale, les poutres sont soumises à des moments de flexion, à des efforts tranchants ainsi qu'à des efforts normaux. En toute rigueur, leur dimensionnement devrait donc être effectué en flexion composée. Toutefois, l'effort normal dans les poutres étant généralement négligeable, le calcul est ramené à une flexion simple.

Dans le calcul relatif au « E.L.U » on introduit des coefficients de sécurités ($\gamma_s ; \gamma_b$). Pour situation accidentelle :

$$\gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ Mpa}$$

$$\gamma_b = 1.2 \text{ selon (RPA2024)} \Rightarrow \sigma_b = 17.71 \text{ Mpa}$$

Pour les autres cas :

$$\gamma_s = 1.15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\gamma_b = 1.5 \Rightarrow \sigma_b = 14.17 \text{ Mpa}$$

V.4.2 Les armatures minimales

D'après le R.P.A2024 on a:

- Section d'armature minimale
- Section d'armature maximale

V.4.3 Poutre principale (30x40) cm² :

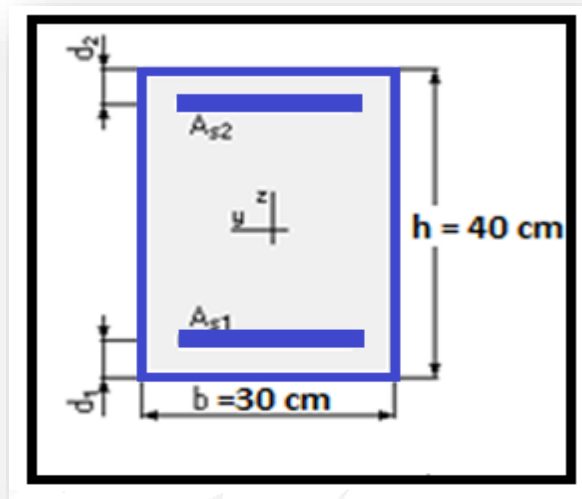


Figure V. 1 : Dimensionnement des poutres principales. Sections d'armatures limites (RPA)

Le ferraillage total (tendon + compression) doit respecter les seuils du Règlement Parasismique Algérien. Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

$$A_{min} = 0.05 \times b \times h = \frac{0.5 \times 30 \times 40}{100} = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 4 \times b \times h = \frac{4 \times 30 \times 40}{100} = 48 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 6 \times b \times h = \frac{6 \times 30 \times 40}{100} = 72 \text{ cm}^2$$

On présente un seul exemple de calcul pour un seul niveau.

V.4.3.1 Exemple de calcul : Poutre (étage courant)

Données : Largeur de la poutre $b = 30 \text{ cm}$;

- Hauteur de la section $h_t = 40 \text{ cm}$;
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0,9 \times h_t = 36 \text{ cm}$;
- Contrainte des aciers utilisés $f_e = 400 \text{ MPa}$;
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$;
- Fissuration peu préjudiciable.

Tableau V. 1 : Moments fléchissant (PP).

SECTION	Moment fléchissant en KN.m		
	ELU	ELS	ELA
APPUIS	-55,31	-40,43	-55,39
TRAVEE	35,39	25,87	49,88

• Sur appuis

$$A_s: \frac{M_{SP2}}{M_{SP1}} = 1,001 < 1.15 \text{ donc le calcul se fait sous } S_{P1}$$

Tableau V. 2 : Exemple de ferrailage des poutres sur appuis.

Moment ultime Mu	Mu	55,31KN .m		$\mu = 0.100$ $< \mu_l = 0.392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$	0.100	Pivot A	
état limite de compression du béton	$\mu < \mu_l$	$\mu = 0.392$		
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha=1,25(1-\sqrt{1-2\mu})$	$\alpha=0,132$		
Coefficient β	$\beta = 1 - 0,4\alpha$	$\beta =0.947$		
Section d'aciers As	$M_u/ \sigma_b \times \beta \times d$	$4,67\text{ cm}^2$		

- **En travée**
- $A_s \frac{M_{SP2}}{M_{SP1}} = 1,41 > 1.15$ donc le calcul se fait sous S_{P2}

Tableau V. 3 : Exemple de ferrailage A_s des poutres en travée.

Moment ultime Mu	Mu	49,88KN .m		$\mu = 0.091$ $< \mu_l = 0.392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$	0.091	Pivot A	
état limite de compression du béton	$\mu < \mu_l$	$\mu = 0.392$		
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha=1,25(1-\sqrt{1-2\mu})$	$\alpha=0,119$		
Coefficient β	$\beta = 1 - 0,4\alpha$	$\beta =0.952$		
Section d'aciers As	$M_u/ \sigma_b \times \beta \times d$	$4,18\text{ cm}^2$		

Tableau V. 4 : L'effort tranchant (PP).

SECTION	Effort tranchant en KN
	ELU
APPUIS	84,87

Le calcul du ferrailage se fait selon la norme **BAEL91 modifiée 99**, ci-dessous les résultats de calcul :

Tableau V. 5 : Calcul des armatures longitudinales en flexion simple.

SECTION	$A_s [\text{cm}^2]$	Amin RPA [cm ²]	Amin BAEL [cm ²]
APPUIS	4,67	6.00	1.30
TRAVEE	4,18	6.00	1.30

Tableau V. 6 : Choix des armatures.

SECTION	A_s	
APPUIS	3HA 14 + 2 HA 12	$6,88 \text{ cm}^2$
TRAVEE	3HA 14	$4,62 \text{ cm}^2$

V.4.3.2 Calcul de L'espace

Selon le **R.P.A 2024** Zone nodale

$$S \leq \min \left(\frac{h}{4}; 24\phi_t; 17.5 \text{ cm}; 6 \phi_l \right)$$

Zone courante

$$S' \leq \min \left(12\phi_l; \frac{h}{4} \right)$$

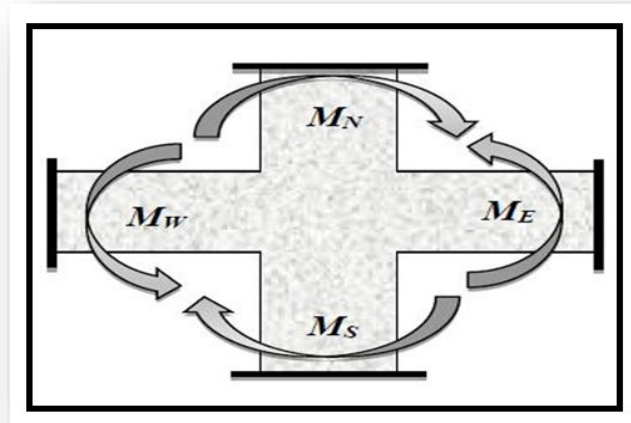


Figure V. 2 : Répartition des moments dans la zone nodale.

V.4.3.3 Ancrage des armatures

$$\tau_s = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ Mpa}$$

$$\text{La longueur de scellement droit } l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

Avec :

Φ : diamètre d'une barre.

$$L_s = 1.2 \times 400 / (4 \times 2.84) = 42.25 \text{ cm.}$$

Cette longueur dépasse la largeur d'appui « selon les dimensions des poteaux », donc il faut courber les barres avec un rayon :

$$r = 5.5 \cdot \Phi = 5.5 \times 1.2 = 6.6 \text{ cm.}$$

V.4.3.4 Calcul des crochets

Crochets courants angle de 90°

$$L_2 = d - \left(c + \frac{\phi}{2} + r \right); \quad \text{Profondeur utile } d = 36 \text{ cm}$$

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2.19r - L_2}{1.87}$$

$$\phi_L = 1.2 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 26.8 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 6.17 \text{ cm} ;$$

$$\phi_L = 1.4 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 25.7 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 5.47 \text{ cm} ;$$

$$\phi_L = 1.4 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 24.6 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 4.77 \text{ cm.}$$

V.4.3.5 La longueur de recouvrement.

D'après le **R.P.A 2024**, la longueur minimale de recouvrement est de $50 \Phi l$ en zone III.

$$\Phi l = 1,6 \text{ cm} \rightarrow l = 80 \text{ cm.}$$

$$\Phi l = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l = 70 \text{ cm.}$$

$$\Phi l = 1,2 \text{ cm} \rightarrow l = 60 \text{ cm.}$$

V.4.3.6 VI.4.3.6. Calcul des armatures transversales

$$\text{Diamètre maximal} = \min [b/10 ; h/35 ; \Phi l \text{ min}] = 11,43 \text{ mm}$$

Diamètre choisi : 8mm

Tableau V. 7 : Espacement minimal.

Espacement en zone nodale		Espacement en zone courante	
Espacement minimal (cm)	Esp-choisi (cm)	Espacement minimal (cm)	Esp-choisi (cm)
10	10	20	15

V.4.4 Vérifications**V.4.4.1 Vérification de l'armature transversale minimale RPA2024 ART 7.5.2**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot s \cdot b$$

$$A_t/s \text{ (RPA)} = 0,09 \text{ cm}$$

$$A_t/s \text{ (zone nodale)} = 0,20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$A_t/s \text{ (zone courante)} = 0,13 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

V.4.4.2 Vérification des contraintes aux états limites de service**a) État limite de compression du béton BAEL91 modifie 99 Art A.5.4.2**

La contrainte admissible de compression du béton est :

$$\sigma_{adm} = 0.6 \times f_{c28}$$

La contrainte de compression du béton est calculée par la formule suivante :

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

Tableau V. 8 : Contrainte admissible de compression.

σ_{bc} [MPa]		σ_{adm} [MPa]	Condition
APPUIS	6,69	15	Condition vérifiée
TRAVEE	5,10		

b) État limite d'ouverture des fissures BAEL 91 modifié 99 Art A.5.4.3

Fissuration : Non préjudiciable

La contrainte de traction des aciers est calculée par la formule suivante:

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

Tableau V. 9 : Contrainte admissible de traction

σ_{st} [MPa]		$\sigma_{st adm}$ [MPa]	Condition
APPUIS	184,77	400	Condition vérifiée
TRAVEE	188,69		

V.4.4.3 Justifications vis-à-vis des sollicitations tangentes BAEL91 Article A.5

a- Vérification de la contrainte tangente limite ultime BAEL91 Article A.5.1.21

$$\tau_u < \tau_{adm}$$

τ_u [MPa]	τ_{adm} [MPa]	Condition
T/b.d=0,79	3.33	Condition vérifiée

b- Vérification de la contrainte de compression BAEL91 Article A.5.1.313

$$V_u < 0.25 \times b \times a \times f_{c28}$$

V_u [N]	$V_u < 0.25 \times b \times a \times f_{c28}$	Condition
84870	75000	Condition vérifiée

c- Vérification des armatures inférieures d'appuis BAEL91 Article A.5.1.31

$$A_{s1} > \frac{V_u}{F_e \times \gamma_s}$$

A_{s1} [cm ²]	$\frac{V_u}{F_e \times \gamma_s}$ [cm ²]	Condition
4,21	1,845	Condition vérifiée

d- Vérification de la contrainte moyenne de compression BAEL91 Article A.5.1.322

$$\sigma_{adm} < \frac{1.3 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

σ_{adm}	$\frac{1.3 \times f_{c28}}{\gamma_b}$	Condition
2,37	21,67	Condition vérifiée

V.4.4.4 Schéma du ferrailage pour des poutres principales

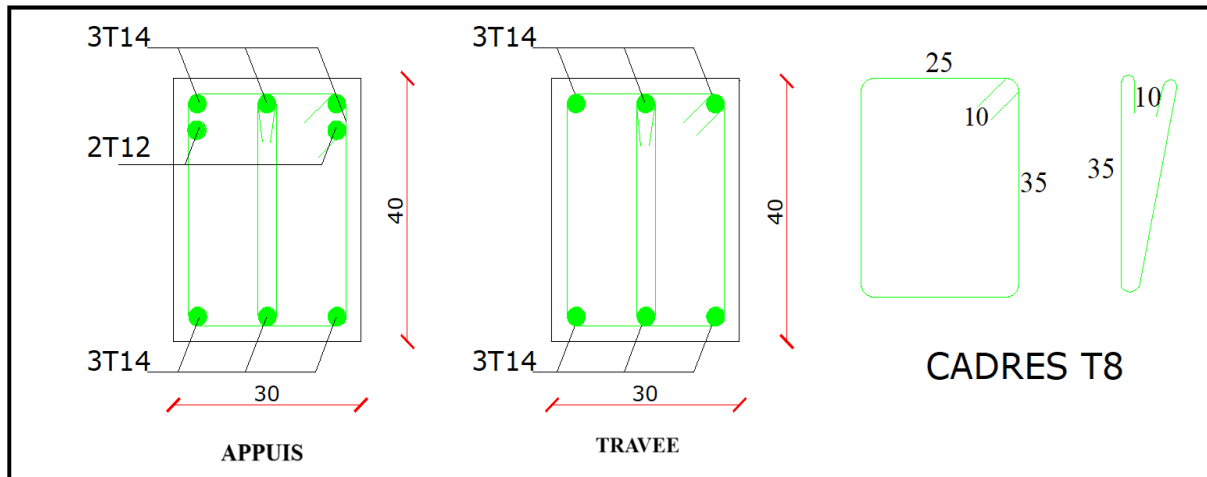
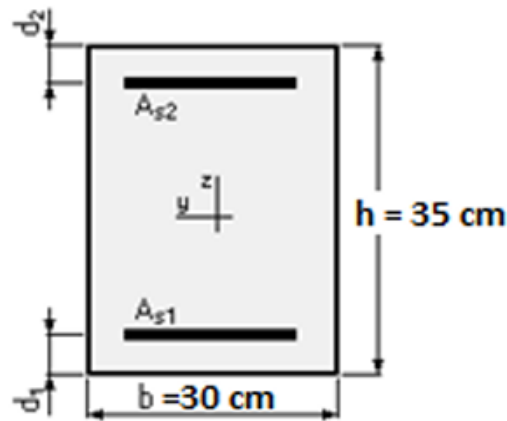
Figure V. 3 : Poutre Secondaires (30x35) cm²

Figure V. 4 : Dimensionnement des poutres secondaires.

Étude d'une structure en béton armé selon le **RPA 2024 Page 143** On présente un seul exemple de calcul pour un seul niveau. Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a : Les armatures minimales : selon (RPA 2024)

$$A_{min} = 0.05 \times b \times h = \frac{0.5 \times 30 \times 35}{100} = 5.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 4 \times b \times h = \frac{4 \times 30 \times 35}{100} = 42 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 6 \times b \times h = \frac{6 \times 30 \times 35}{100} = 63 \text{ cm}^2$$

On présente un seul exemple de calcul pour un seul niveau.

V.4.4.5 Exemple de calcul : Poutre (étage courant)Données : Largeur de la poutre $b = 30 \text{ cm}$;

- Hauteur de la section $h_t = 35 \text{ cm}$;
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0,9 \times h_t = 31,5 \text{ cm}$;
- Contrainte des aciers utilisés $f_e = 400 \text{ MPa}$;
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$;
- Fissuration peu préjudiciable.

Tableau V. 10 : Moments fléchissant (PS).

SECTION	Moment fléchissant en KN.m		
	ELU	ELS	ELA
APPUIS	-55,29	-40,41	-51,51
TRAVEE	35,39	25,86	25,99

• **Sur appuis**

$$A_s \frac{M_{SP2}}{M_{SP1}} = 0,93 < 1,15 \text{ donc le calcul se fait sous } S_{P1}$$
Tableau V. 11 : Exemple de ferraillage des poutres sur appuis.

Moment ultime Mu	Mu	55.29KN .m		$\mu = 0.131$ $< \mu_l = 0.392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$	0.131	Pivot A	
état limite de compression du béton	$\mu < \mu_l$	$\mu = 0.392$		
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha=1,25(1-\sqrt{1-2\mu})$	$\alpha=0,176$		
Coefficient β	$\beta = 1 - 0,4\alpha$	$\beta =0.930$		
Section d'aciers As	$M_u/ \sigma_b \times \beta \times d$	$5,42 \text{ cm}^2$		

• **En travée**

$A_s \frac{M_{SP2}}{M_{SP1}} = 0.73 < 1.15$ donc le calcul se fait sous S_{P1}

Tableau V. 12 : Exemple de ferraillage A_s des poutres en travée.

Moment ultime Mu	Mu	35.39 KN .m		$\mu = 0.084$ $< \mu_l = 0.392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$	0.084	Pivot A	
état limite de compression du béton	$\mu < \mu_l$	$\mu = 0.392$		
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha=1,25(1-\sqrt{1-2\mu})$	$\alpha=0,100$		
Coefficient β	$\beta = 1 - 0,4\alpha$	$\beta =0.9$		
Section d'aciers As	$M_u/ \sigma_b \times \beta \times d$	$3,36\text{ cm}^2$		

Tableau V. 13 : L'effort tranchant (PS).

SECTION	Effort tranchant en KN
	ELU
APPUIS	84,86

Le calcul du ferraillage se fait selon la norme **BAEL91 modifiée 99**, ci-dessous les résultats de calcul :

Tableau V. 14 : Calcul des armatures longitudinales en flexion simple.

SECTION	$A_{s1} [cm^2]$	Amin RPA [cm ²]	Amin BAEL [cm ²]
APPUIS	5,52	5.25	1.14
TRAVEE	3.36	5.25	1.14

Tableau V. 15 : Choix des armatures.

SECTION	A_{s1}	
APPUIS	3HA 12 + 2 HA 12	5,65cm²
TRAVEE	3HA 12	3.39cm²

V.4.4.6 Calcul de L'espace

Selon le **R.P.A 2024**

$$\text{Zone nodale} \Rightarrow S \leq \min \left(\frac{h}{4}; 24\phi_t; 17.5 \text{ cm}; 6 \phi_l \right)$$

$$\text{Zone courante} \Rightarrow S' \leq \min \left(12\phi_l; \frac{h}{4} \right)$$

V.4.4.7 Ancrage des armatures

$$\tau_s = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ Mpa}$$

$$\text{La longueur de scellement droit } l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

Avec

Φ : diamètre d'une barre.

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.25 \text{ cm.}$$

Cette longueur dépasse la largeur d'appuis « selon les dimensions des poteaux », donc il faut courber les barres avec un rayon : $r = 5.5 \cdot \Phi = 5.5 \times 1.2 = 6.6 \text{ cm.}$

V.4.4.8 Calcul des crochets :

Crochets courants angle de 90°

$$L_2 = d - \left(c + \frac{\phi}{2} + r \right); \quad \text{Profondeur utile } d = 31.5 \text{ cm}$$

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2.19r - L_2}{1.87}$$

$$\phi_L = 1 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 23.5 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 9.23 \text{ cm.}$$

$$\phi_L = 1.2 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 22.3 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 8.58 \text{ cm} ;$$

V.4.4.9 La longueur de recouvrement :

D'après le **R.P.A 2024**, la longueur minimale de recouvrement est de $50 \Phi_l$ en **zone III**.

$$\Phi_l = 1.6 \text{ cm} \rightarrow l = 80 \text{ cm.}$$

$$\Phi_l = 1.4 \text{ cm} \rightarrow l = 70 \text{ cm.}$$

$$\Phi_l = 1.2 \text{ cm} \rightarrow l = 60 \text{ cm.}$$

V.4.4.10 Calcul des armatures transversales

$$\text{Diamètre maximal} = \min [b/10 ; h/35 ; \Phi_l \text{ min}] = 11.43 \text{ mm}$$

Diamètre choisi : 8mm

Tableau V. 16 : Espace minimal.

Espace en zone nodale		Espace en zone courante	
Espace minimal (cm)	Esp-choisi (cm)	Espace minimal (cm)	Esp-choisi (cm)
10	10	20	15

V.4.5 Vérifications :**V.4.5.1 Vérification de l'armature transversale minimale RPA2024 ART 7.5.2**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot s \cdot b$$

$$A_t / (RPA) = 0,09 \text{ cm}$$

$$A_t / s \text{ (zone nodale)} = 0,40 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$A_t / s \text{ (zone courante)} = 0,20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

V.4.5.2 Vérification des contraintes aux états limites de service**a- État limite de compression du béton BAEL91 modifie 99 Art A.5.4.2 :**

La contrainte admissible de compression du béton est :

$$\sigma_{adm} = 0.6 \times f_{c28}$$

La contrainte de compression du béton est calculée par la formule suivante :

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

Tableau V. 17 : Contrainte admissible de compression.

σ_{bc} [MPa]		σ_{adm} [MPa]	Condition
APPUIS	8,77	15	Condition vérifiée
TRAVÉE	6,72		

b- État limite d'ouverture des fissures BAEL 91 modifie 99 Art A.5.4.3

Fissuration : Non préjudiciable

La contrainte de traction des aciers est calculée par la formule suivante :

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

Tableau V. 18 : Contrainte admissible de traction.

σ_{st} [MPa]		$\sigma_{st adm}$ [MPa]	Condition
APPUIS	257,86	400	Condition vérifiée
TRAVÉE	264,84		

V.4.5.3 Justifications vis-à-vis des sollicitations tangentes BAEL91 Article A.5**a- Vérification de la contrainte tangente limite ultime BAEL91 Article A.5.1.21**

$$\tau_u < \tau_{adm}$$

τ_u [MPa]	τ_{adm} [MPa]	Condition
0.87	3.33	Condition vérifiée

c- Vérification de la contrainte de compression BAEL91 Article A.5.1.313

$$V_u < 0.25 \times b \times a \times f_{c28}$$

V_u [N]	$V_u < 0.25 \times b \times a \times f_{c28}$	Condition
84860.00	5625,00	Condition vérifiée

d- Vérification des armatures inférieures d'appuis BAEL91 Article A.5.1.31

$$A_{s1} > \frac{V_u}{F_e \times \gamma_s}$$

A_{s1} [cm ²]	$\frac{V_u}{F_e \times \gamma_s}$	Condition
5,65	1,85	Condition vérifiée

e- Vérification de la contrainte moyenne de compression BAEL91 Article A.5.1.322

$$\sigma_{adm} < \frac{1.3 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

σ_{adm}	$\frac{1.3 \times f_{c28}}{\gamma_b}$	Condition
1.61	21,67	Condition vérifiée

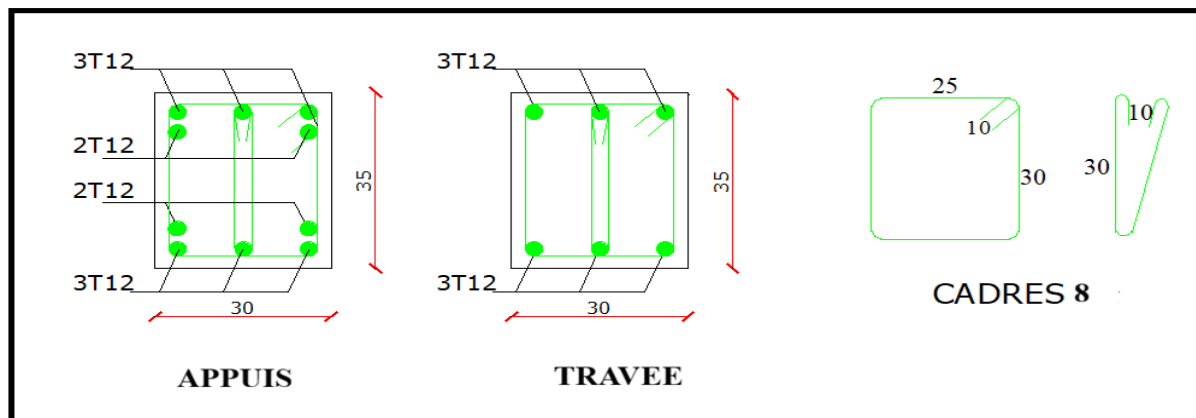


Figure V. 5 : Ferrailage des poutres Secondaire (Étage courant).

V.5 Ferrailage des poteaux

V.5.1 Méthode de calcul

En général, Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à des efforts normaux et des moments fléchissant à la tête et à la base dans les deux sens. Leur ferrailage se fait à la flexion composée avec une fissuration peu nuisible, il est déterminé selon les combinaisons suivantes:

ELU : 1,35G+1,5Q

ELS : G+Q

$$ELA : \begin{cases} \mathbf{G + \Psi Q \pm E_1} \\ \mathbf{G + \Psi Q \pm E_2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{max}; M_{coresep} \\ N_{max}; M_{coresep} \\ M_{max}; N_{coresep} \end{cases}$$

Dans le calcul relatif aux « E.L.U », on introduit des coefficients de sécurité (γ_s , γ_b)

- Pour situation accidentelle : $\gamma_s=1 \Rightarrow \sigma_s=400$ MPa.
- $\gamma_b=1,2$ selon (**RPA 2024**) $\Rightarrow \sigma_b=17,71$ MPa.
- Pour les autres cas : $\gamma_s=1,15 \Rightarrow \sigma_s=348$ MPa.
- $\gamma_b=1,5 \Rightarrow \sigma_b=14,17$ MPa.

V.5.2 Ferrailage exigé par R.P.A 2024

V.5.2.1 Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel (Etabs2019), les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

À partir de ces combinaisons on distingue les cas suivants :

Effort normal maximal et un moment correspondant (N_{max} , M_{cor-y} , M_{cor-z}).

Moment maximal et un effort normal correspondant (M_{y-max} , M_{z-max} , N_{cor-y} , N_{cor-z}).

Effort normal minimal et un moment correspondant (N_{min} , M_{cor-y} , M_{cor-z}).

Tableau V. 19 : Sollicitations défavorables pour les poteaux.

Section (cm ²)	(40x30)		
Combinaisons	N(KN)	My (KN.m)	Mz (KN.m)
ELU (Nmax ; Mycorr ; Mzcorr)	763,45	2,02	0,44
ELS (Nmax ; Mycorr ; Mzcorr)	556,92	1,4908	0,3231
ACC1 (Nmax ; Mycorr ; Mzcorr)	1034,6676	13,1921	3,3081
ACC2 (Mymax ; Ncorr ; Mzcorr)	133,53	44,44	12,90
ACC3 (Mzmax ; Ncorr ; Mycorr)	168,25	26,92	37,59
ACC4 (Nmin ; Mycorr ; Mzcorr)	819,41	13,63	3,33

V.5.3 Calcul du ferraillage

V.5.3.1 Calcul les armatures longitudinale

Données :

- Largeur du poteau $b = 40 \text{ cm}$;
- Hauteur de la section $h_t = 30 \text{ cm}$; Enrobage $c = 2,5 \text{ cm}$;
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 31,5 \text{ cm}$;
- Contrainte des aciers utilisés $f_e = 400 \text{ MPa}$;
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$;
- Fissuration peu préjudiciable.

V.5.3.2 Resulte d'analyse :

Selon X-X :

$M_{y\text{MAX}} = 44,44 \text{ (KN.m)}$; $N_{\text{corr}} = 421,4634 \text{ KN}$

$$e_{\text{tot}} = e_1 + e_2 + e_a$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{44,44}{133,53} = 0,3328 \text{ m} = 33,28 \text{ cm}$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right\} = \max \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{306}{250} \right\} = \max(2 ; 1,224) = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10000 \times h} \times (2 + \alpha \times \phi) = \frac{3 \times 214,2^2}{10000 \times 40} \times (2 + 0,063 \times 2) = 0,35 \text{ cm}$$

Avec :

$$\alpha = d - \frac{h}{2} = 0,315 - \frac{0,40}{2} = 0,063$$

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 214,2 \text{ cm}$$

$\phi = 2$: Le rapport de la déformation final due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considère ce rapport est généralement pris égal à 2.

Donc : $e_{\text{tot}} = 33,28 + 2 + 0,35 = 35,63 \text{ cm}$

- L'effort de compression centré maximale supportable par le béton :

$$N_{b\text{max}} = b \times h \times \sigma_{bc} = 0,30 \times 0,40 \times 17710 = 2125,2 \text{ KN}$$

- Coefficient ψ :406

$$\psi = \frac{N_u}{b \times h \times \sigma_{bc}} = \frac{133,53}{2125,2} = 0,063$$

On compare ce coefficient à 0,81 :

$\psi = 0,063 < 0,81$ Donc On détermine l'excentricité critique relative ξ :

$$\psi = 0,063 \leq \frac{2}{3} = 0,667 \quad \rightarrow \quad \xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times \psi}}{4(3 + \sqrt{3 - 12 \times \psi})}$$

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times \psi}}{4(3 + \sqrt{3 - 12 \times \psi})} = 0,165$$

$$e_{NC} = \xi \times h = 0,165 \times 40 = 6,6 \text{ cm}$$

$$e_{tot} = 35,63 > e_{NC} = 6,6 \Rightarrow \text{Donc la section est partiellement comprimée.}$$

- On calcule 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.

moment réduit :

$$\mu = \frac{M_{u \text{ fictif}}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{113,53 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,315^2 \times 17,71} = 0,193$$

$$\mu = 0,193 < \mu_{limite} = 0,392 \text{ et } \mu = 0,193 > 0,1859$$

$$\Rightarrow \text{Pivot B} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 0,0,172$$

$$\beta = 0,8\alpha = 0,218$$

$$A_s = \frac{\beta \times b \times d \times f_{bu}}{f_{su}} = 0,001041 = 10,41 \text{ cm}^2$$

V.5.3.3 Calcul des armatures longitudinales

Résultats de calcul des armatures longitudinales en flexion composée :

Tableau V. 20 : Résultats de calcul des armatures longitudinales en flexion composée pour les poteaux

Section (cm ²)	A _{s1} [cm ²]	A _{s2} [cm ²]	As Totale [cm ²]
(30x40)	1,6	1,2	2,8

- Condition des Armatures selon **RPA9 2024 Article 7.4.2** :

Tableau V. 21 : Condition des Armatures pour les poteaux

Section (cm ²)	A _{s-min} (%)	A _{s-min} (cm ²)	φ _{Min} (mm)	A ^{s-max} _{ZC} (%)	A _{s-max} _{ZR} (%)	L _{min} _{recouv}	D _{max} (cm)
(30x40)	0.90	10,8	12	4	8	50φ	20

Tableau V. 22 : Choix des armatures pour les poteaux.

Section (cm ²)	Armature adopté	Condition As > (As _{min} , As _{tot})
(30x40)	8HA 14 = 12,30cm ²	Condition vérifiée

V.5.3.4 Calcul des armatures transversales

Selon le **RPA 2024 Article 7.4.2**, Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a v_u}{h_1 f_e} \left\{ \begin{array}{l} A_t: \text{section droite ou équivalente des brins de l'armature transversale.} \\ v_u: \text{effort tranchant de calcul à l'ELU en KN} \\ h_1: \text{hauteur totale de la section brute dans la direction considérée.} \\ f_e: \text{contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.} \\ t: \text{espacement des armatures transversales.} \\ \rho_a: \text{coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture,} \\ \text{par effort tranchant.} \\ \rho_a = 2.5 \text{ si : } \lambda g \geq 5 ; \rho_a = 3.75 \text{ dans le cas contraire.} \end{array} \right.$$

V.5.3.5 Calcul de l'espacement maximal

L'espacement maximal est donné par :

Tableau V. 23 : L'espacement maximal

Zone Sismique	I, II et III	IV, V et VI
Zone Nodale	min (10 $\phi \phi_l$, 12.5cm)	min ($b_0/3$, 6 $\phi \phi_l$, 10cm)
Zone Courante	15 $\phi \phi_l$	min ($b_c/2$, $h_c/2$, 10 $\phi \phi_l$)

avec :

ϕ_l : le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

b_0 : dimension minimale du noyau béton (à l'intérieur des armatures de confinement).

Tableau V. 24 : Espacement maximal pour les poteaux.

Section	(40x30)	
Sens	Sens Y-Y	Sens Z-Z
Armature transversale ϕ (mm)	8.00	
Nombre de cadre	2.00	
At (cm ²)	2.01	
Fe (MPa)	400	
ρ_a	2.5	2.5
Vu (KN)	5	656
Espacement max RPA (cm)	Zone courante	21.00
	Zone nodale	12.5
Espacement choisis (cm)	Zone courante	15.00
	Zone nodale	10.00

V.5.4 Ductilité pour la zone critique

$$l_{cr} = \max \left(1.5 h_c; \frac{l_{sl}}{6}; 60 \text{ cm} \right)$$

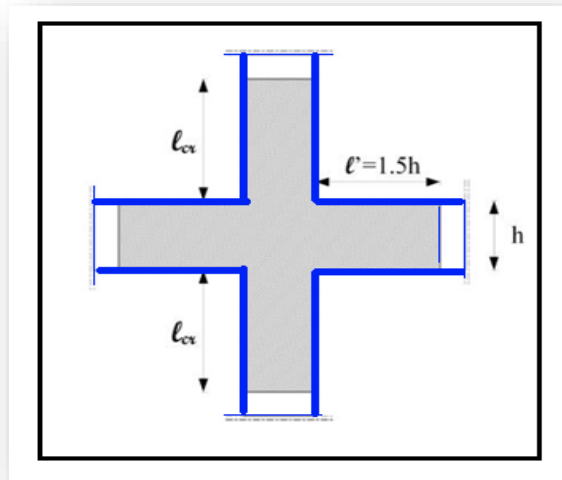
l_{cr} : (**unités: cm**): la plus grande dimension de la section transversale du poteau.

l_{sl} (unités: cm): la longueur libre du poteau.

Exemple de calcul :

$$l_{cr} = \max \left(1.5 \times 40; \frac{271}{6} = 45,17 \text{ cm}; 60 \text{ cm} \right) = 60 \text{ cm}$$

$$\frac{l_{sl}}{h_c} = \frac{2,71}{0,40} = 6,77 > 3 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$



V.5.5 Vérification de l'effort normal réduit

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition de **RPA 2024 Article 7.4.3** suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.35 \quad \begin{cases} v: \text{l'effort normal réduit.} \\ N_d: \text{effort normal de calcul s'exerçant sur une section.} \\ B_c: \text{section du poteau.} \\ f_{c28}: \text{résistance caractéristique à la compression du béton.} \end{cases}$$

Tableau V. 25 : Vérifications de l'effort normal réduit pour les poteaux

Section (cm ²)	(40x30)
Nd (KN)	763,4448
Bc (cm ²)	1200
Fc28 (MPa)	25.00
V	0,25<0,35
Condition	Condition vérifiée

V.5.6 Vérification des sollicitations tangentes

Vérification de la contrainte tangente limite ultime selon **CBA93 A.5.1.1** :

$$\tau_{bu} = \frac{v_u}{b \cdot d} \begin{cases} \tau_{bu}: \text{Contrainte tangentielle en Mpa} \\ v_u: \text{Effort tranchant à l'Etat Limite Ultime} \\ b: \text{largeur de poutre,} \\ d: \text{Hauteur utile de poutre } h - (h/10) \end{cases}$$

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

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

où:

ρ_d : est égal à **0.075** si l'élancement géométrique, dans la direction considérée, est supérieur ou égal à **5**; il est égal à **0.04**, dans le cas contraire. Dans le cas de remplissage en maçonnerie, ne régnant pas sur toute la hauteur d'un poteau (présence d'ouvertures en vasistas par exemple), la hauteur de calcul de l'élancement géométrique sera celle de l'ouverture.

$$\lambda_g = \left[\frac{l_f}{h_c} \text{ ou } \frac{l_f}{b_c} \right]$$

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau. a et b, dimensions de la section droite du poteau, dans la direction de déformation considérée.

l_f : longueur de flambement du poteau $l_f = 0.7 l_0$.

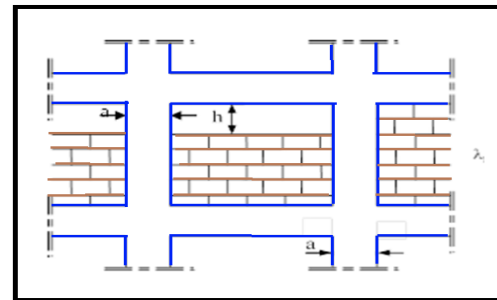


Tableau V. 26 Vérifications des sollicitations tangentes pour les poteaux

Section (cm ²)	(30x40)	
Sens	Sens Y-Y	Sens Z-Z
λ_g	6.77	9,03
ρ_d	0,075	0,075
Vu (KN)	43,3	52,31
$\tau_{bu} = Vu / (b \cdot 0.9 \cdot h)$ (MPa)	0,4	0,48
$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	1.88	1.88
Condition	Condition vérifiée	Condition vérifiée

Pas de risque de cisaillement.

V.5.7 Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis du flambement; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement (**BAEL Article B.8.4.1**) :

$$Nu = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{As \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

- **Nu** : Effort normal ultime (compression).
- **α** : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda < 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & 50 < \lambda < 100 \end{cases}$$

Tableau V. 27 : Paramètre pour vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme

Notation	Paramètre	Formule
λ	Élancement d'E.U.L	$\lambda = \frac{L_f}{i}$
l_f	Longueur de flambement	$l_f = 0.7l_0$
I	Rayon de giration	$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$
<i>I</i>	Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement	$\frac{bh^3}{12}$
B	Surface de la section du béton	$B=a \times b$
γ_b	Coefficient de sécurité pour le béton	$\gamma_b = 1,20$ Situation durable.
γ_s	Coefficient de sécurité pour l'acier	$\gamma_s = 1,15$ Situation durable.
f_e	Limite élastique de l'acier	$f_e=400\text{Mpa}$
f_{c28}	Contrainte caractéristique du béton à 28 jours	$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$
As	Section d'acier comprimée.	/
Br	Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm . d'épaisseur sur toute sa périphérie	$Br = (a-0,02)(b-0,02)) [\text{m}^2]$.

On doit dimensionner les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire $\lambda \leq 50$.

$$N_c = \frac{\pi^2 \times EI}{(K \cdot l_0)^2} \text{ Avec :}$$

- N_c : Charge critique de flambement.
- K : coefficient de flambement.

V.5.8 Exemple de calcul

On prend comme exemple de calcul les poteaux de RDC, d'où : $L_0 = 3,06 \text{ m}$

Tableau V. 28 : Sollicitation de poteaux

Section (cm ²)	(40x30)		
Combinaisons	N(KN)	My (KN.m)	Mz (KN.m)
ELU (Nmax ; Mycorr ; Mzcorr)	763,45	2,02	0,44
ELS (Nmax ; Mycorr ; Mzcorr)	556,92	1,4908	0,3231
ACC1 (Nmax ; Mycorr ; Mzcorr)	1034,6676	13,1921	3,3081
ACC2 (Mymax ; Ncorr ; Mzcorr)	133,53	44,44	12,90
ACC3 (Mzmax ; Ncorr ; Mycorr)	168,25	26,92	37,59
ACC4 (Nmin ; Mycorr ; Mzcorr)	819,41	13,63	3,33

Les résultats du calcul de ferrailage, obtenus à l'aide du logiciel **Robot Expert**, sont synthétisés dans le tableau ci-dessous :

Charges (kN, kN.m)

Type de sollicitation	N	My	Mz
2 ELS	556.92	1.49	0.32
3 ELA	1034.67	13.19	3.31
4 ELA	133.53	44.44	12.90
5 ELA	168.25	26.92	37.59
6 ELA	819.41	13.63	3.33

Résultats

$A_{s1} = 1.6 \text{ cm}^2$ $A_{s2} = 1.2 \text{ cm}^2$

% d'armatures $\rho = 0.47 \%$

Valeurs réglementaires

% d'armatures minimum $\rho_{min} = 0.23 \%$

% d'armatures maximum $\rho_{max} = 5.00 \%$

Dispositions sismiques

CALCUL TERMINE

Section (cm)

b = 30.0 Bloquée

h = 40.0 Bloquée

d = 2.5

CALCULER

EXPERT BA - Flexion déviée composée

EXPERT BA

Licence accordée à : N° 1

EXPERT®

Type d'analyse

☒ Compression simple

☐ Traction simple

☐ Flexion simple

☒ Flexion composée

☒ Flexion déviée composée

☐ Effort tranchant et torsion

Type de section

Conditions de fissuration : non préjudiciable

Application du DTU 14.1

Matériaux

Béton

Classe : C25/30

fc28 : 25.0 MPa

Armatures

Type d'acier : Haute adhérence

fe : 400.0 MPa

V.5.9 Schéma de ferraillage des poteaux :

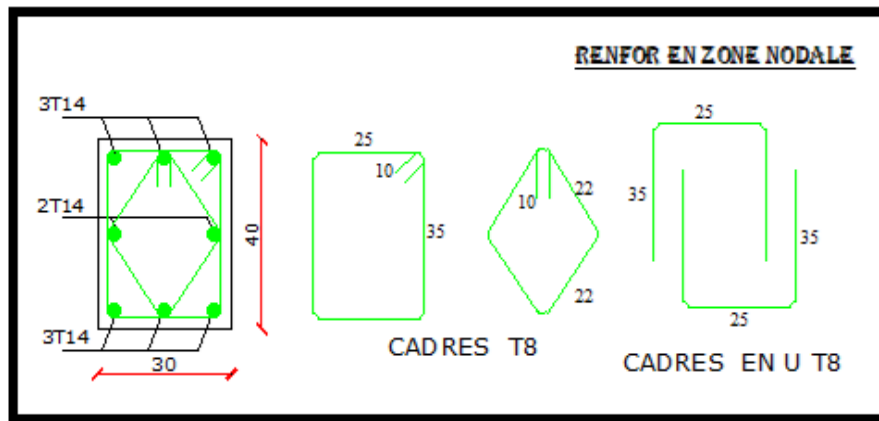


Figure V. 6 : Ferraillages des poteaux

V.5.10 Conclusion

D'après les résultats obtenus, nous constatons que les sections des poutres et des poteaux sont conformes et satisfaisantes. Le ferraillage adopté est suffisant pour assurer la reprise des charges verticales ainsi que des efforts horizontaux

V.6 Ferrailage des voiles

V.6.1 Introduction

Le voile en béton armé est un élément vertical de structure, réalisé par coulage du béton dans des coffrages installés à leur position définitive dans l'ouvrage. Grâce à sa configuration surfacique, il assure une résistance et une rigidité importantes face aux sollicitations horizontales.

Ces voiles comportent généralement deux types d'armatures : des armatures minimales disposées de manière forfaitaire pour garantir le bon comportement de l'élément, ainsi que des armatures déterminées à partir des calculs de dimensionnement.

V.6.2 Combinaisons d'actions :

- Selon BAEL 91 :

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

ELS : $G + Q$.

- Selon RPA 2024 : Situation accidentelle :

$G + 0,3Q + 0,3Ex + Ey$.

$G + 0,3Q + 0,3Ex - Ey$.

$G + 0,3Q - 0,3Ex + Ey$.

$G + 0,3Q - 0,3Ex - Ey$.

$G + 0,3Q + Ey + 0,3Ex$.

$G + 0,3Q + Ey - 0,3Ex$.

$G + 0,3Q - Ey + 0,3Ex$.

$G + 0,3Q - Ey - 0,3Ex$.

V.6.3 Représentation des voiles :

Dans notre structure les voiles ont été classifiées en deux (02) types présentés par la figure (VI.1), ces voiles sont ferrailés dans deux (02) zones :

Zone I : RDC à hcr.

Zone II : hcr à 4ème étage.

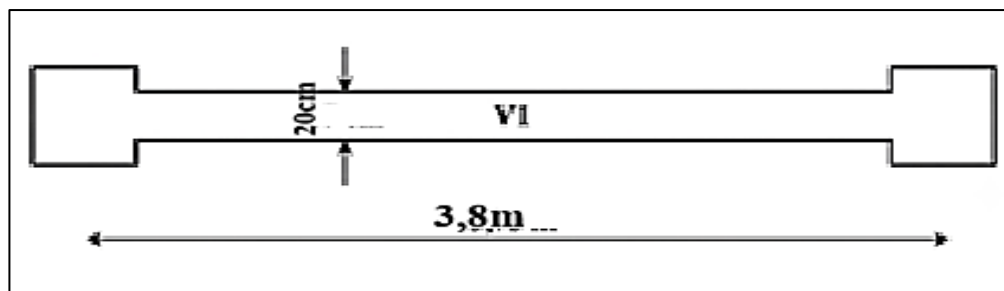


Figure V. 7 : Les types des voiles dans notre structure

V.6.4 Les données de calcul pour les types des voiles :

Tableau V. 29 : Données de calcul pour les types des voiles

Type1 :L=3,80m						
Voile 1 : A			Voile 1 : g			Comp
M :KN.m	P : KN	T : KN	M :KN.m	P : KN	T : KN	
4347,40	1160,95	473,85	4252,25	1162,03	472,95	COMP A1
7429,20	1043,95	808,65	7434,50	1044,95	808,10	COMP A5
102,80	1323,50	45,00	110,00	1325,10	47,00	ELU
75,20	973,60	33,00	77,00	975,00	34,00	ELS
7429,20	1323,50	808,65	7434,50	1325,10	808,10	MAX
M = 7434,50KN.m		P =1325,10 KN		T =808,65 KN		Type 1
Type2 :L=3,55m						
Voile 3 : C			Voile 4 : H			Comp
M :KN.m	P : KN	T : KN	M :KN.m	P : KN	T : KN	
2618,40	1260,30	298,00	2619,60	1264,25	299,00	COMP A1
5509,65	171,30	630,20	5511,70	1275,00	630,00	COMP A5
113,60	1670,30	45,00	114,60	1676,40	44,00	ELU
83,00	1223,20	32,30	83,60	1227,65	32,00	ELS
5509,65	1670,30	630,20	5511,70	1676,40	630,00	MAX
M = 5511,70KN.m		P =1676,40KN		T =630,20KN		
Type3 :L=3,25m						
Voile 5 : 5			Voile 6 : 5			Comp
M :KN.m	P : KN	T : KN	M :KN.m	P : KN	T : KN	
4665,20	1431,70	566,80	4661,00	1431,25	561,50	COMP A1
1566,60	1425,60	193,80	1565,00	1425,35	190,60	COMP A1
120,50	1993,00	44,80	121,20	1992,50	45,00	ELU
87,70	1456,70	32,40	88,50	1456,30	32,60	ELS
4665,20	1993,00	566,80	4661,00	1992,50	561,50	MAX
Voile 7 : 3			Voile 8 : 3			Comp
M :KN.m	P : KN	T : KN	M :KN.m	P : KN	T : KN	
5199,00	1229,00	632,00	5197,00	1228,00	632,00	COMP A1
7116,00	1245,00	208,00	7112,00	1244,00	210,00	COMP A1
61,50	1714,00	20,00	63,50	1713,00	21,00	ELU
44,70	1254,00	14,00	46,00	1253,00	15,00	ELS
7116,00	1714,00	632,00	7112,00	1713,00	632,00	MAX
M = 7116,00KN.m		P =1993,00		T =632,00KN		

V.6.5 Les étapes de calcul :

Pour déterminer les sollicitations de calcul, on doit suivre les étapes suivantes :

- Vérification de l'effort normal réduit.
- Vérification du type de voile à calculer.
- Détermination de la hauteur critique du voile.
- Amplification des diagrammes de moment fléchissant et d'effort tranchant.
- Déterminer le ferraillage.
- Vérification de ductilité locale.

V.6.6 Vérifications spécifiques

V.6.6.1 Vérifications des Sollicitations normales

En complément des vérifications exigées par le C.B.A, et afin de prévenir ou de réduire le risque de rupture fragile en flexion composée sous l'effet des sollicitations sismiques globales, l'effort normal de compression de calcul des voiles doit respecter la condition suivante :

$$v_d = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.40$$

Ces limites doivent être prises en compte lors des vérifications effectuées sous les combinaisons sismiques réglementaires. Les symboles utilisés gardent les mêmes significations que celles définies au (§ 7.1.3 – RPA 2024).

Commentaire :

La limitation définie par l'Eqn .7.11 du RPA 2024 vise à retarder la rupture d'une section critique du voile, généralement soumise à une flexion composée. Si cette rupture survient, l'objectif est qu'elle se produise sous une forme ductile, caractérisée par la plastification puis la rupture des armatures tendues, avant que le béton comprimé n'atteigne sa résistance ultime. Par ailleurs, la mise en place d'armatures transversales rapprochées dans la zone critique confinée contribue également à améliorer ce comportement ductile et à atteindre l'objectif recherché.

Tableau V. 30 : Vérifications de l'effort normal réduit pour les voiles.

Type de voile	Type01 (lw=3.8 m)	Type02 (lw=3.55 m)	Type03 (lw=3.35 m)
$N_d(\text{KN})$	1325,10	1676,4	1993,03
$B_c(\text{cm}^2)$	7600	7100	6500
$f_{c28}(\text{MPa})$	25	25	25
v_d	0,007	0,0094	0,012
Condition	Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée

V.6.7 Ferrailages des voiles et des trumeaux

V.6.7.1 Dispositions générales

Les trumeaux ainsi que les voiles sont dimensionnés en flexion composée tout en tenant compte des efforts tranchants. L'effort normal de compression de calcul doit respecter la limitation imposée par l'**Eqn. 7.11 du RPA 2024**.

Sous réserve du respect des conditions de dimensionnement définies au (§ 7.7.1 – RPA 2024), le calcul des voiles et des trumeaux est effectué uniquement dans le sens de leur plan moyen, conformément aux règles de béton armé en vigueur ; de plus :

- Pour les voiles élancés : le diagramme du moment fléchissant de calcul, suivant la hauteur, est représenté par une enveloppe linéaire issue du diagramme obtenu par l'analyse de la structure. Cette enveloppe est ensuite décalée verticalement (décalage de traction) d'une distance égale à la hauteur $\frac{h_w}{l_w} > 2.0$ correspondant à la zone critique du voile (**voir Figure 7.13 – RPA 2024**).

- Les voiles courts correspondent à $\frac{h_w}{l_w} \leq 2$
- Les voiles de grandes dimensions correspondent à $\frac{h_w}{l_w} \leq \frac{2}{3}$

Commentaire (1) :

Pour les voiles courts ainsi que pour les voiles de grandes dimensions, il n'est pas nécessaire de modifier les diagrammes de moments fléchissant issus du calcul de la structure.

Commentaire (2) :

La construction de l'enveloppe du diagramme des moments fléchissant s'effectue en deux phases :

- La première consiste à tracer une enveloppe linéaire reliant le moment maximal à la base à celui situé au sommet.
- La seconde consiste à décaler verticalement cette enveloppe linéaire d'une valeur égale à la hauteur critique.

Dans les systèmes à contreventement mixte, le diagramme du moment fléchissant peut éventuellement devenir négatif dans les étages supérieurs, comme illustré dans la figure suivante :

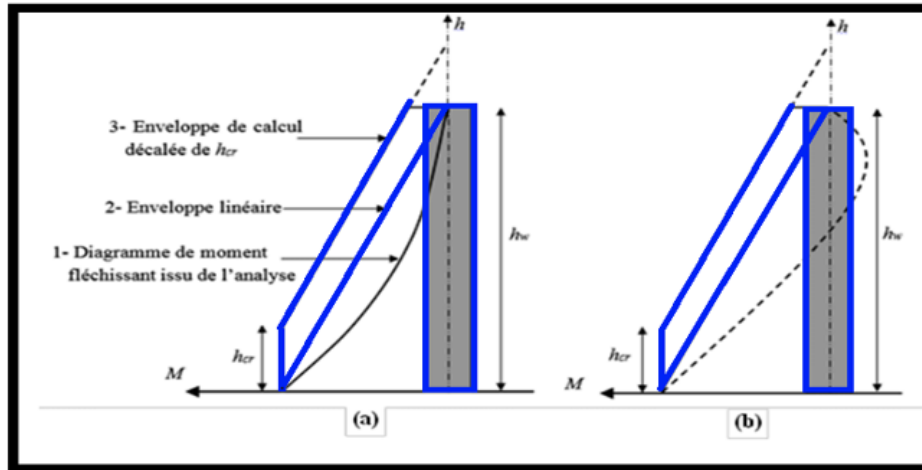


Figure V. 8 : Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant-RPA 2024.

Pour les systèmes à contreventement mixte, contenant des voiles élancés, l'enveloppe de calcul modifiée, pour les efforts tranchants, est donnée par (la figure 7.15-RPA 2024).

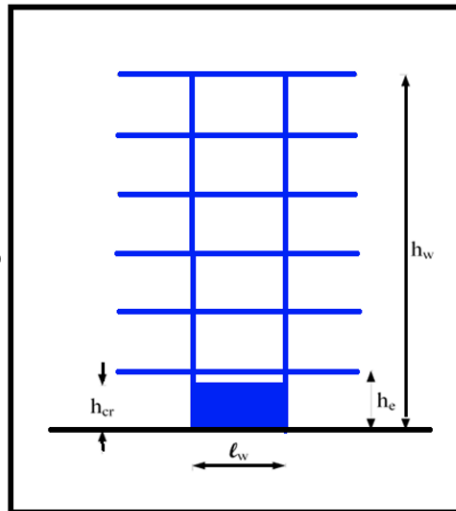


Figure V. 9 : Zone critique à la base de voile-RPA 2024.

L'enveloppe de calcul du diagramme des efforts tranchants est établie en trois phases successives :

- La première phase consiste à majorer de **40 %** le diagramme initial des efforts tranchants.
- La deuxième phase consiste à conserver cette courbe majorée depuis la base du voile jusqu'à une hauteur égale à $\frac{h_w}{3}$
- La troisième phase correspond au tracé d'une enveloppe linéaire reliant le niveau $\frac{h_w}{3}$ au sommet du voile.

L'enveloppe de calcul ainsi modifiée pour les efforts tranchants s'applique uniquement aux systèmes à contreventement mixte. Cette adaptation vise à prendre en considération les incertitudes liées aux effets des modes supérieurs de vibration.

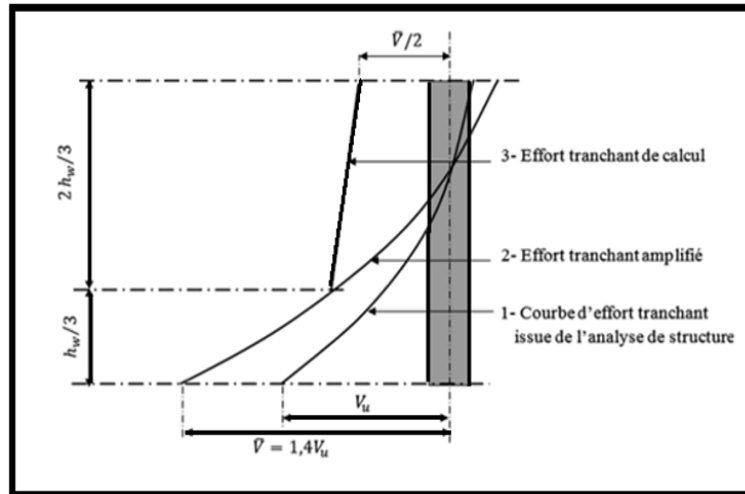


Figure V. 10 : Enveloppe de calcul pour les efforts tranchants dans les voiles élancés des systèmes à contreventement mixte-RPA 2024.

V.6.7.2 Évaluation de la hauteur (h_{cr}) de la zone critique du voile:

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

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

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2l_w \\ h_e : \text{pour } n \leq 6 \text{ niveaux} \\ 2h_e : \text{pour } n > 6 \text{ niveaux} \end{cases} ; \text{Où :}$$

- h_e : est la hauteur libre, de chaque niveau, la base étant le niveau des fondations.
- h_w : est la hauteur totale du voile.

➤ Voile type 01 ($L_w=3,8m$)

$$h_w = 15,30 \text{ m}; l_w = 3,8m \rightarrow \frac{h_w}{l_w} = \frac{15,30}{3,8} = 4,03 > 2 \rightarrow \text{Voile élancé}$$

$$h_e = 2,71m$$

$$h_{cr} = \max \left(l_w ; \frac{h_w}{6} \right) = (3,8 ; 2,55) \rightarrow h_{cr} = 3,8 m$$

Et :

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2l_w : 2 \times 3,8 = 7,6 m \\ h_e = 2,71 m \text{ pour } n \leq 6 \text{ niveaux} \end{cases}$$

Donc : $h_{cr} = 2,71m$

➤ Voile type 02 ($L_w=3,55 m$)

$$h_w = 15,30 \text{ m}; l_w = 3,55 m \rightarrow \frac{h_w}{l_w} = \frac{15,30}{3,55} = 4,31 > 2 \rightarrow \text{Voile élancé}$$

Évaluation de la hauteur (h_{cr}) de la zone critique du voile:

$$h_e = 2,71 m$$

$$h_{cr} = \max \left(l_w ; \frac{h_w}{6} \right) = (3,55 ; 2,55) \rightarrow h_{cr} = 3,35 m$$

Et :

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2l_w : 2 \times 3,55 = 7,1 \text{ m} \\ h_e = 2,71 \text{ m} \end{cases} \text{ pour } n \leq 6 \text{ niveaux}$$

Donc : $h_{cr} = 2,71 \text{ m}$

➤ Voile type 03 ($L_w=3.25 \text{ m}$)

$$h_w = 15,30 \text{ m}; l_w = 3.35 \text{ m} \rightarrow \frac{h_w}{l_w} = \frac{15,30}{3.25} = 4,71 > 2 \rightarrow \text{Voile élancé}$$

Évaluation de la hauteur (h_{cr}) de la zone critique du voile :

$$h_e = 2,71 \text{ m}$$

$$h_{cr} = \max\left(l_w; \frac{h_w}{6}\right) = (3.25 ; 2,55) \rightarrow h_{cr} = 3.25 \text{ m}$$

Et :

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2l_w : 2 \times 3.25 = 6.5 \text{ m} \\ h_e = 2,71 \text{ m} \end{cases} \text{ pour } n \leq 6 \text{ niveaux}$$

Donc : $h_{cr} = 2,71 \text{ m}$

V.6.7.3 Évaluation des diagrammes des moments de calcul (ferrailage):

Les voiles élancés, correspondant à $\frac{h_w}{l_w} > 2$, sont caractérisés par un diagramme de moment fléchissant de calcul, établi en fonction de la hauteur, sous forme d'une enveloppe linéaire dérivée du diagramme des moments fléchissants obtenu à partir du calcul de la structure. Cette enveloppe est ensuite décalée verticalement, selon le principe du décalage de traction, d'une distance égale à la hauteur critique h_{cr} de la zone critique du voile

Évaluation de la hauteur (h_{cr}) de la zone critique du voile :

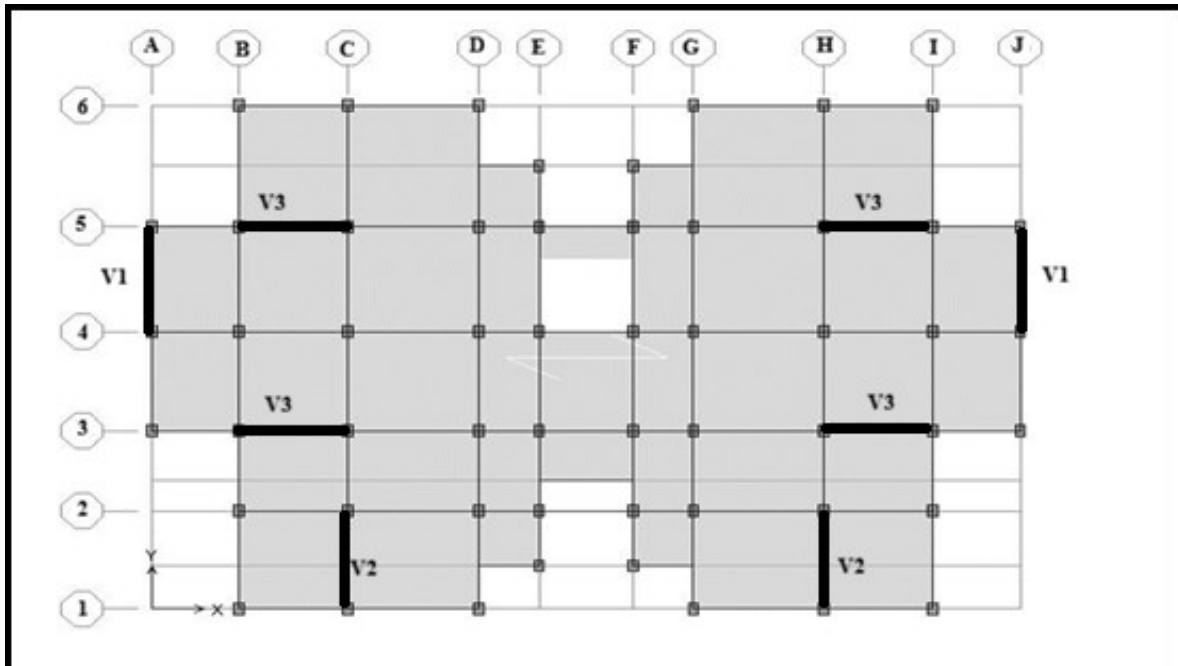


Figure V. 11 : Types des voiles selon la disposition en deux sens X et Y.

On a le courbe « y_1 » est définie sous forme :

$$y_1 = a.x + b ,$$

Avec les conditions aux limites :

$$y_1(0) = M_A \text{ et } y_1(h_w) = M_B$$

$$\Rightarrow y_1(h_w) = a.h_w + M_A = M_B \Rightarrow a = \frac{M_B - M_A}{h_w}$$

$$\Rightarrow a = \frac{(M_B - M_A)}{h_w}$$

Ainsi, l'équation de y_1 devient :

$$\Rightarrow y_1 = \frac{(M_B - M_A)}{h_w} . (x) + M_A , \text{ avec : } x \in [0; h_w]$$

Le décalage de traction de h_{cr} conduit à l'équation suivante pour y_2 :

$$\Rightarrow y_1 = \frac{(M_B - M_A)}{h_w} . (x - h_{cr}) + M_A , \text{ avec : } x \in [h_{cr}; h_w]$$

On a utilisé l'Excel pour tracer le courbe d'enveloppe de calcul pour les moments fléchissant :

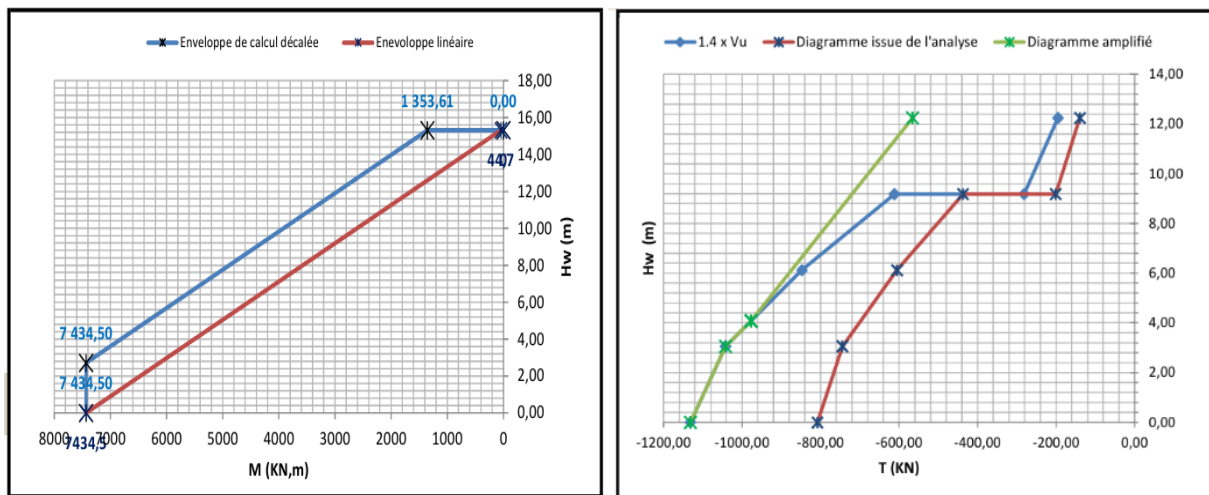


Figure V. 12 : Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant et l'effort tranchant pour Type 01.

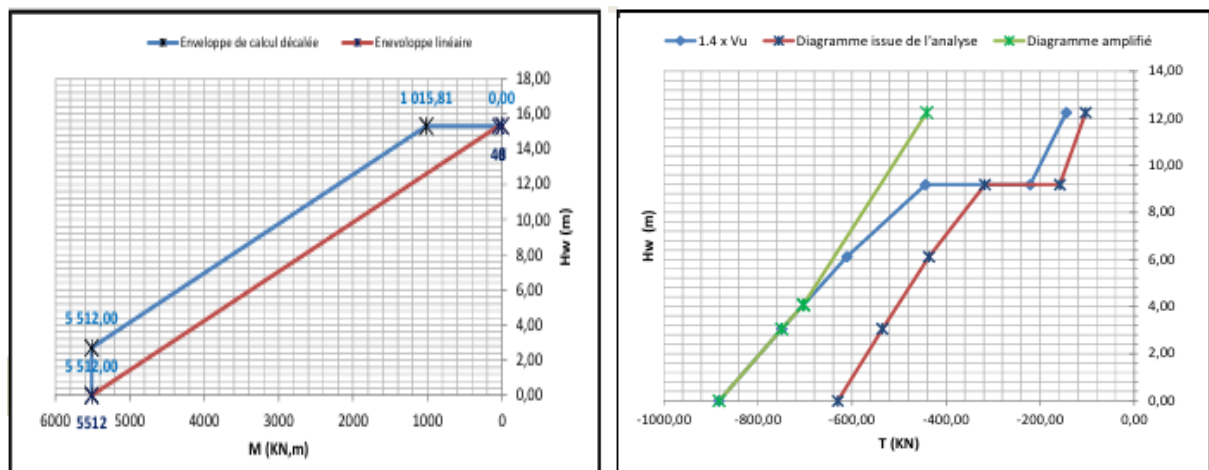


Figure V. 13 : Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant et l'effort tranchant pour Type 02.

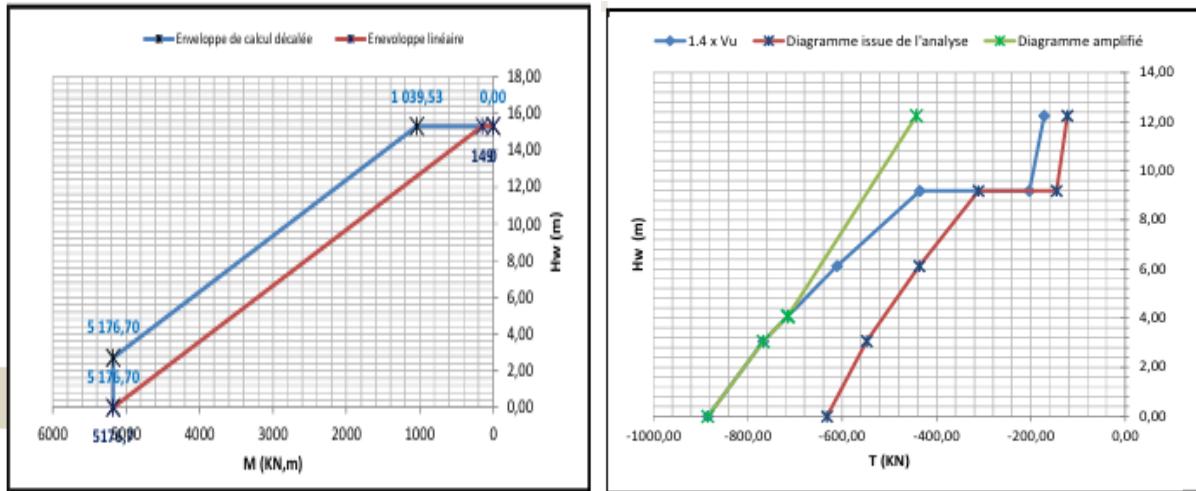


Figure V. 14 : Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant et l'effort tranchant pour Type 03.

V.6.8 Calcul de la section des armatures longitudinales :

➤ Le calcul pour voile V1 ($l_w = 3,80\text{m}$) :

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement RPA2024 :

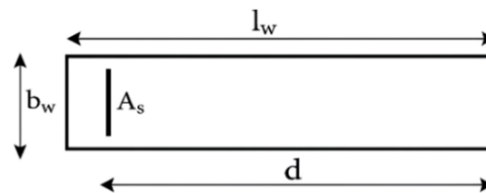


Figure V. 15 : Section de voile à ferrailler

d : hauteur utile de la section, il est pris égale à $0,9l_w$ selon les deux versions de RPA.

➤ la méthode des contraintes :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la RDM), 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 :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{B} \pm \frac{M}{I} y$$

Avec :

N : Effort normal appliqué.

B : Section du voile.

M : Moment fléchissant appliquer.

I : Moment d'inertie.

Y : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

➤ Justification de la stabilité de forme (résistance au flambement) :

$$\begin{cases} e = 0,20 \text{ m} \\ B = 3,80 \times 0,20 = 0,76 \text{ m}^2 \\ y = \frac{L = 3,80}{2} = 1,90 \text{ m} \end{cases}$$

D'après le BAEL 91 modifié 99 (Art B.8.4.1) 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 : $B_r = L \times (e - 0,02) = 3,80 \times (0,20 - 0,025) = 0,665 \text{ m}^2$

- Longueur de flambement : $L_f = 0,85h = 0,85 \times (3,06 - 0,35) = 2,30 \text{ m}$

- Moment d'inertie : $I = \frac{L \times e^3}{12} = \frac{3,80 \times 0,20^3}{12} = 2,53 \times 10^{-3} \text{ m}^4$

- Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{2,53 \times 10^{-3}}{0,665}} = 0,061 \text{ m}$

- L'élancement : $\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{2,30}{0,061} = 37,70 \Rightarrow \lambda = 37,70 \leq 50$

- Coefficient α : $\alpha = \frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30} \right)^2} = \frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{37,7}{30} \right)^2} = 0,51$

- Section d'acier minimale A_s : $A_{s \min} = 0,15\% B = 0,15\% \times 0,76 = 11,4 \text{ cm}^2$

- $N_u \leq \overline{N_u} = 0,51 \left(\frac{0,665 \times 25}{0,9 \times 1,2} + \frac{11,4 \times 10^{-4} \times 400}{1} \right) \Rightarrow N_u \leq \overline{N_u} = 8,08 \text{ MN}$

- L'effort normal revenant de l'Etabs (ELU) : $N_u = 1325,1 \text{ KN}$

$\Rightarrow$ Donc : $N_u = 1,3 \text{ MN} \leq \overline{N_u} = 7,37 \text{ MN}$ Condition vérifiée.

➤ Calcul des contraintes :

$$\begin{cases} N = 1325,10 \text{ KN} \\ M = 7434,5 \text{ KN.m} \\ I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0,2 \times 3,8^3}{12} = 0,9145 \text{ m}^4 \end{cases}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} y = \frac{1325,10 \times 10^{-3}}{0,76} + \frac{7434,5 \times 10^{-3}}{0,9145} \times 1,9 = 17,19 \text{ MPA}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} y = \frac{1325,10 \times 10^{-3}}{0,76} - \frac{7434,5 \times 10^{-3}}{0,9145} \times 1,9 = -13,70 \text{ MPA}$$

$\sigma_1 > 0$ et $\sigma_2 < 0 \Rightarrow$ Section est partiellement comprimée (S.P.C)

➤ Longueur de la zone comprimée :

$$L_c = L \times \frac{|\sigma_1|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 3,8 \times \frac{17,19}{17,19 + 13,70} = 2,11 \text{ m}$$

➤ Longueur de la zone tendue :

$$L_t = L - L_c = 3,8 - 2,11 = 1,69 \text{ m}$$

➤ Largeur de la bande verticale :

$$d \leq \min\left(\frac{h}{2}; \frac{2}{3}L_c\right) = \min\left(\frac{2,71}{2}; \frac{2}{3} \times 2,11\right) = \min(1,355; 1,41) = 1,36 \text{ m}$$

$$d_1 = 1,36 \text{ m}$$

$d_1 = 1,36 \text{ m}$; $d_2 = L_t - 1,36 = 0,33 \text{ m}$, Donc le diagramme est comme suit :

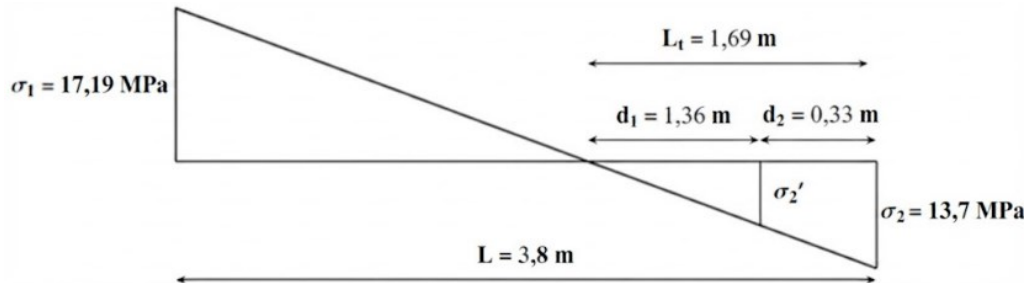


Figure V. 16 : Diagramme des contraintes Pour voile type 01

➤ Calculons σ'_2 :

$$\sigma'_2 = \tan \alpha \times (L_t - d - 1,025) = \tan \alpha \times d_2$$

$$\tan \alpha = \frac{\sigma_2}{L_t} = \frac{\sigma'_2}{d_1 - 2} \Rightarrow \tan \alpha = \frac{13,7}{1,69}$$

$$\Rightarrow \sigma'_2 = \frac{\sigma_2 \times d_2}{L_t} = \frac{13,7 \times 0,33}{1,69} = 2,68 \text{ MPa}$$

➤ Contraintes de traction moyennes :

$$\sigma_{\text{moy}1} = \frac{\sigma_2 + \sigma'_2}{2} = \frac{13,7 + 2,68}{2} = 8,19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}2} = \frac{\sigma'_2 + 0}{2} = \frac{2,68}{2} = 1,34 \text{ MPa}$$

➤ Efforts de traction moyens :

$$N_{t1} = \sigma_{\text{moy}1} \times e \times d_2 = 8,19 \times 0,2 \times 0,33 = 0,54 \text{ MN}$$

$$N_{t2} = \sigma_{\text{moy}2} \times e \times d_1 = 1,34 \times 0,2 \times 1,36 = 0,36 \text{ MN}$$

➤ Section d'acier :

$$A_s = \frac{N_{t1}}{f_{st}} = \frac{0,54}{400} = 1,35 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 13,5 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = \frac{N_{t2}}{f_{st}} = \frac{0,36}{400} = 9 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 9 \text{ cm}^2$$

➤ Section totale :

$$A_s = A_s + A'_s = 22,5 \text{ cm}^2$$

➤ Condition de non-fragilité : $A_s \geq A_{s-\text{min}}$:

$$A_{s-\text{min}} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_c} = \frac{0,23 \times 20 \times 380 \times 2,1}{400} = 9,177 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 22,5 \text{ cm}^2 \geq A_{s-\text{min}} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier}$$

V.6.9 Ferraillage des éléments des rives :

D'après le RPA24 (article 7.7.4) les voiles sont calculé en flexion composée. Le béton situé aux extrémités des voiles, appelées éléments de rive, est confiné sur une longueur l_c mesurée à partir du bord du voile jusqu'au point où le béton atteint une déformation critique considérée égale $\varepsilon_{cu} = 0,35 \%$:

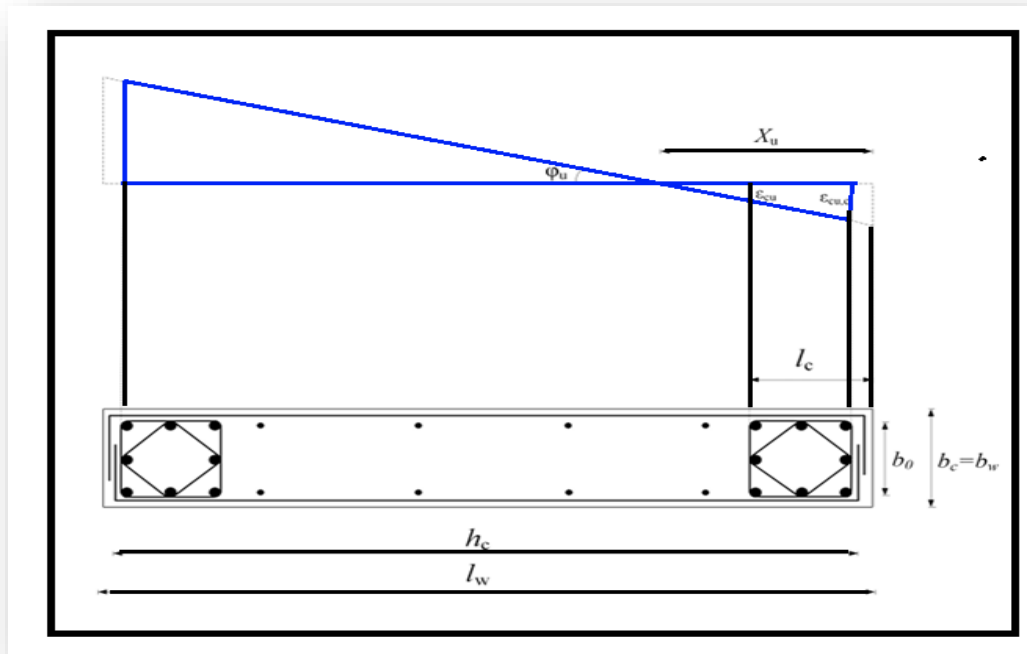


Figure V. 17 : Éléments de rive pour les voiles-RPA 2024

V.6.9.1 Dimensionnement des éléments de rives :

La longueur l_c de l'élément de rive doit respecter la condition :

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

l_w : Longueur de voile

b_w : Largeur de l'âme de voile.

L'épaisseur b_c des zones confinées des voiles, appelées éléments de rive, doit être au minimum de 200 mm. Par ailleurs, lorsque la longueur de la zone confinée ne dépasse pas la valeur maximale $\max(2 b_w ; 0,2l_w)$ l'épaisseur b_c doit rester supérieure ou égale à $h_e/15$, où h_e représente la hauteur d'étage.

En revanche, si la longueur de la zone confinée excède la valeur maximale $\max(2b_w ; 0,2l_w)$, l'épaisseur b_c doit alors être au moins égale à $h_e/10$

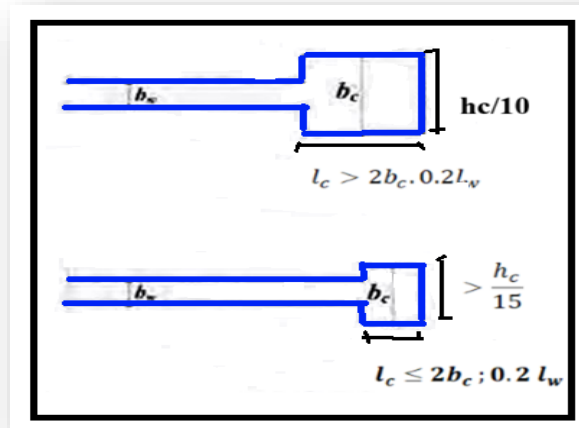


Figure V. 18 : Epaisseur minimale confinées de rive-RPA 2024.

➤ Voile type 01 (Lw=3,8 m)

$$b_c = b_w = 0,20 \text{ m} ; l_w = 3,8 \text{ m}$$

$$l_c \geq \max(0,15l_w; 1,5 b_w) = \max(0,15 \times 3,8 ; 1,5 \times 0,20)$$

$$l_c \geq \max(0,57 ; 0,3)$$

$$l_c \geq 0,57 \text{ m} \text{ On opte pour } l_c = 60 \text{ cm}$$

$$h_e = 2,71 \text{ m}$$

$$\text{Si } l_c = 57 \text{ cm} < \max(2b_w ; 0,2 l_w)$$

$$l_c = 57 \text{ cm} < \max(2 \times 0,20 ; 0,2 \times 3,8)$$

$$l_c = 57 \text{ cm} < \max(0,4 ; 0,76)$$

$$\text{Alors } h_e > \frac{h_e}{15} = \frac{2,71}{15} = 0,18 \text{ m}$$

On a :

$$b_c = 0,20 \text{ m} > 0,18 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier}$$

➤ Voile type 02 (Lw=3,55m)

$$b_c = b_w = 0,20 \text{ m} ; l_w = 3,55 \text{ m}$$

$$l_c \geq \max(0,15l_w; 1,5 b_w) = \max(0,15 \times 3,55 ; 1,5 \times 0,20)$$

$$l_c \geq \max(0,15 \times 3,55 ; 1,5 \times 0,20)$$

$$l_c \geq \max(0,53 ; 0,30)$$

$$l_c \geq 0,53 \text{ m} \text{ On opte pour } l_c = 60 \text{ cm}$$

$$h_e = 2,71 \text{ m}$$

$$\text{Si } l_c = 53 \text{ cm} < \max(2b_w ; 0,2 l_w)$$

$$l_c = 50 \text{ cm} < \max(2 \times 0,20 ; 0,2 \times 3,55)$$

$$l_c = 50 \text{ cm} < \max(0,4 ; 0,71)$$

$$\text{Alors } h_e > \frac{h_e}{15} \frac{2,71}{15} = 0,18 \text{ m}$$

On a :

$$b_c = 0,20 \text{ m} > 0,18 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier}$$

➤ **Voile type 03 (Lw=3.25 m)**

$$b_c = b_w = 0,20 \text{ m} ; l_w = 3,25 \text{ m}$$

$$l_c \geq \max(0,15 l_w ; 1,5 b_w) = \max(0,15 \times 3,25 ; 1,5 \times 0,20)$$

$$l_c \geq \max(0,49 ; 0,30)$$

$$l_c \geq 0,49 \text{ m} \text{ On opte pour } l_c = 60 \text{ cm}$$

$$h_e = 2,71 \text{ m}$$

$$\text{Si } l_c = 60 \text{ cm} < \max(2 b_w ; 0,2 l_w)$$

$$l_c = 60 \text{ cm} < \max(2 \times 0,20 ; 0,2 \times 3,25)$$

$$l_c = 60 \text{ cm} < \max(0,4 ; 0,65)$$

$$\text{Alors } h_e > \frac{h_e}{15} \frac{2,71}{15} = 0,18 \text{ m}$$

On a :

$$b_c = 0,20 \text{ m} > 0,18 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier}$$

V.6.9.2 Choix des armatures des éléments de rives :

Le pourcentage des armatures longitudinales, dans les éléments de rive, doit rester au moins égal à 0,5% de la surface de la zone confinée.

$$A_{v \min} = 0,5\% \times l_{cn} \times b_c$$

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \left(\frac{\bar{V}}{f_e} \right)$$

A_{vj} : Armatures couture joints reprise coulage.

$\bar{V}$: Effort tranchant de calcul, $\bar{V} = 1,4 V_u$.

➤ **Voile type 01 (Lw=3,8m)**

$$A_{\min} = 0,5\% \times l_{cn} \times b_w = 0,5\% \times 65 \times 20 = 6,5 \text{ cm}^2$$

$$\bar{V} = 1,4 V = 1,4 \times 808,1 = 1131,34 \text{ KN}$$

$$A_{vj} = 1,1 \left(\frac{1131,34 \times 10^{-3}}{400} \right) = 3,111 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 31,11 \text{ cm}^2$$

$$A_{v \text{ rive}} = 12T20 = 37,70 \text{ cm}^2$$

➤ **Voile type 02 (Lw=3,55m)**

$$A_{min} = 0.5\% \times l_{cn} \times b_w = 0.5\% \times 65 \times 20 = 6,5 \text{ cm}^2$$

$$\bar{V} = 1,4 V = 1,4 \times 630 = 882 \text{ KN}$$

$$A_{vj} = 1,1 \left(\frac{882 \times 10^{-3}}{400} \right) = 2,42 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 24,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{v \text{ rive}} = 8T20 = 25,13 \text{ cm}^2$$

➤ **Voile type 03 (Lw=3.25m)**

$$A_{min} = 0.5\% \times l_{cn} \times b_w = 0.5\% \times 65 \times 20 = 6,5 \text{ cm}^2$$

$$\bar{V} = 1,4 V = 1,4 \times 632 = 884,80 \text{ KN}$$

$$A_{vj} = 1,1 \left(\frac{884,8 \times 10^{-3}}{400} \right) = 2,433 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 2,33 \text{ cm}^2$$

$$A_{v \text{ rive}} = 8T20 = 25,13 \text{ cm}^2$$

Tableau V. 31 : Choix des armatures des voiles

Voile	As (cm ²)	As min (cm ²)	A _{vj} (cm ²)	Choix	A _{adp} (cm ²)
V1	22,5	9,24	36,94	12HA20	37,70
V2	17,67	9,24	24,20	8HA20	25,13
V3	16,52	9,24	24,33	8HA20	25,13

V.6.9.3 Espacement vertical armatures confinement (St) :

Les armatures verticales, des éléments de rive, devraient être confinées avec des cadres et/ou des étriers horizontaux dont l'espacement vertical doit satisfaire la condition suivante:

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

ou :

φ_l représente les diamètres minimal des armatures longitudinales, dans les éléments de rive; en outre 12mm.

$$\text{On a } \varphi_l = 14 \text{ mm} > 12 \text{ mm}$$

➤ **Voile type 01 (Lw=3.8 m)**

$$S_t \leq \min \left(\frac{b_0}{3}; 12,5 \text{ cm}; 6\varphi_l \right) \Rightarrow \min \left(\frac{15}{3} = 11,66; 12,5 \text{ cm}; 6 \times 2 \right) \leq 8,4 \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 5 \text{ cm}$.

➤ Voile type 02 (Lw=3,55m)

$$S_t \leq \min\left(\frac{b_0}{3}; 12.5 \text{ cm}; 6\varphi_l\right) \Rightarrow \min\left(\frac{15}{3} = 11.66; 12.5 \text{ cm}; 6 \times 2\right) \leq 8.4 \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 5 \text{ cm}$.

➤ Voile type 03 (Lw=3.25m)

$$S_t \leq \min\left(\frac{b_0}{3}; 12.5 \text{ cm}; 6\varphi_l\right) \Rightarrow \min\left(\frac{15}{3} = 11.66; 12.5 \text{ cm}; 6 \times 2\right) \leq 8.4 \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 5 \text{ cm}$.

La distance horizontale entre deux barres verticales ligaturées ne doit pas dépasser **20cm**. La section des armatures de confinement dans les éléments de rive, (A_t), mesurée dans le sens parallèle à l'épaisseur du voile, doit être présente sur la hauteur (h_{cr}), et doit satisfaire les conditions :

$$A_t \geq 0.09S_t \times b_0 \times \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$A_t \geq 0.3S_t \times b_0 \times \left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right) \times \frac{f_{c28}}{f_e}$$

Où :

- **b₀** : représente la largeur du noyau confinée de l'élément de rive
- **(A_g/A_c)** représente le rapport de la surface totale de l'élément de rive sur sa surface confinée.
- **S_t** : L'espacement vertical pour Les armatures de confinements.

Au-dessus de la zone critique, lorsque le système de contreventement par voiles est assuré dans les deux directions orthogonales, le dimensionnement des voiles et des trumeaux est effectué uniquement suivant le plan moyen de ces éléments, conformément aux dispositions réglementaires du béton armé en vigueur.

Par ailleurs, il est nécessaire de prévoir des éléments de rive sur un niveau additionnel, en y disposant au minimum la moitié des armatures de confinement exigées dans la zone critique

➤ Voile type 01 (Lw = 3,80 m)

$$A_t \geq 0.09S_t \times b_0 \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.09 \times 5 \times 15 \times \frac{25}{400} = 0,42 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_g = (l_c + 2 \times d_{1,2}) \times b_c = (60 + 2 \times 2,5) \times 20 = 1300 \text{ cm}^2 \\ A_c = l_c \times b_0 = 60 \times 15 = 900 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_t \geq 0.3S_t \times b_0 \times \left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right) \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.3 \times 5 \times 15 \times \left(\frac{1300}{900} - 1\right) \times \frac{25}{400} = 0,63 \text{ cm}^2$$

On adopte 6T8 $A_t = 3.02 \text{ cm}^2$ (3 cadres).

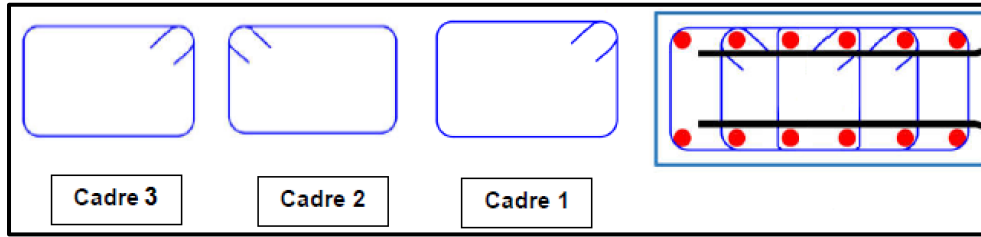


Figure V. 19 : Schéma de ferraillage l'élément de rive pour voile V1

➤ Voile type 02 ($L_w = 3,55 \text{ m}$)

$$A_t A_t \geq 0.09 S_t \times b_0 \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.09 \times 5 \times 15 \times \frac{25}{400} = 0,42 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_g = (l_c + 2 \times d_{1,2}) \times b_c = (60 + 2 \times 2,5) \times 20 = 1300 \text{ cm}^2 \\ A_c = l_c \times b_0 = 60 \times 15 = 900 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_t \geq 0.3 S_t \times b_0 \times \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.3 \times 5 \times 15 \times \left(\frac{1300}{900} - 1 \right) \times \frac{25}{400} = 0,63 \text{ cm}^2$$

On adopte 6T8 $A_t = 3.02 \text{ cm}^2$ (2 cadres + 1 epingle).

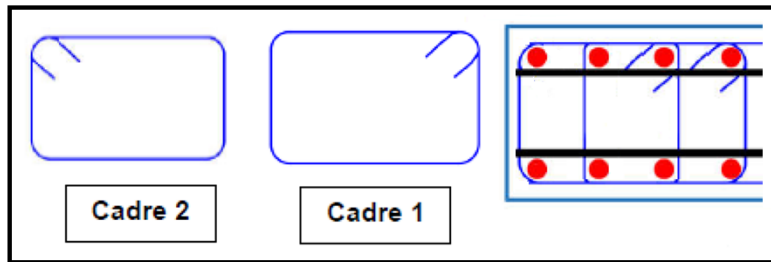


Figure V. 20 : Schéma de ferraillage l'élément de rive pour voile V2

➤ Voile type 03 ($L_w = 3.25 \text{ m}$)

$$A_t \geq 0.09 S_t \times b_0 \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.09 \times 5 \times 15 \times \frac{25}{400} = 0,42 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_g = (l_c + 2 \times d_{1,2}) \times b_c = (60 + 2 \times 2,5) \times 20 = 1300 \text{ cm}^2 \\ A_c = l_c \times b_0 = 60 \times 15 = 900 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_t \geq 0.3 S_t \times b_0 \times \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.3 \times 5 \times 15 \times \left(\frac{1300}{900} - 1 \right) \times \frac{25}{400} = 0,63 \text{ cm}^2$$

On adopte 6T8 $A_t = 3.02 \text{ cm}^2$ (2 cadres + 1 epingle).

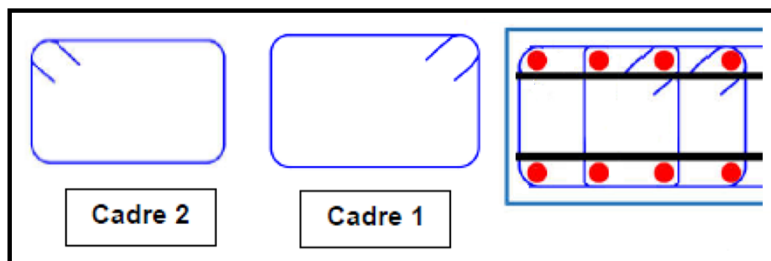


Figure V. 21 : Schéma de ferraillage l'élément de rive pour voile V3

V.6.10 Ferraillage de l'âme :

Les armatures d'âme doivent être constituées de 2 nappes de barres présentant les mêmes caractéristiques d'adhérence, reliées entre elles par des étriers espacés d'environ 500 mm.

- **Aciers verticaux :** Le diamètre maximal des armatures d'âme, noté $\phi_{\max}$, doit satisfaire aux conditions réglementaires prescrites :

$$8 \text{ mm} \leq \phi_{\max} \leq b_w/8$$

➤ **Voile type 01 (Lw = 3,80 m)**

$$8 \text{ mm} \leq \phi_{\max} \leq 25 \text{ mm} \Rightarrow \phi_{\max} = 14 \text{ mm}$$

- **Espacement maximal :**

$$S_{t_{\max}} \leq \min (250 \text{ mm} ; 25 \phi_{l \min})$$

$$\Rightarrow S_{t_{\max}} \leq \min (25 \text{ cm} ; 25 \times 1,4 \text{ cm}) \Rightarrow S_{t_{\max}} \leq \min (25 \text{ cm} ; 35 \text{ cm})$$

On choisit : $S_t = 25 \text{ cm}$

Pour $L_{\text{âme}} = 250 \text{ cm}$, et espacement = 25 cm on adopte : $2 \times (10\text{HA}14)$ ou $A_s = 30,79 \text{ cm}^2$

➤ **Voile type 02 (Lw = 3,55 m)**

$$8 \text{ mm} \leq \phi_{\max} \leq 25 \text{ mm} \Rightarrow \phi_{\max} = 14 \text{ mm}$$

- **Espacement maximal :**

$$S_{t_{\max}} \leq \min (250 \text{ mm} ; 25 \phi_{l \min})$$

$$\Rightarrow S_{t_{\max}} \leq \min (25 \text{ cm} ; 25 \times 1,4 \text{ cm}) \Rightarrow S_{t_{\max}} \leq \min (25 \text{ cm} ; 35 \text{ cm})$$

On choisit : $S_t = 25 \text{ cm}$

Pour $L_{\text{âme}} = 250 \text{ cm}$, et espacement = 25 cm on adopte : $2 \times (10\text{HA}14)$ ou $A_s = 30,79 \text{ cm}^2$

➤ **Voile type 03 (Lw = 3.25 m)**

$$8 \text{ mm} \leq \phi_{\max} \leq 25 \text{ mm} \Rightarrow \phi_{\max} = 14 \text{ mm}$$

- **Espacement maximal :**

$$S_{t_{\max}} \leq \min (250 \text{ mm} ; 25 \phi_{l \min})$$

$$\Rightarrow S_{t_{\max}} \leq \min (25 \text{ cm} ; 25 \times 1,4 \text{ cm}) \Rightarrow S_{t_{\max}} \leq \min (25 \text{ cm} ; 35 \text{ cm})$$

On choisit : $S_t = 25 \text{ cm}$

Pour $L_{\text{âme}} = 250 \text{ cm}$, et espacement = 25 cm on adopte : $2 \times (10\text{HA}14)$ ou $A_s = 30,79 \text{ cm}^2$

V.6.10.1 Aciers horizontaux

Les armatures horizontales doivent être pourvues de crochets. Toutefois, en présence d'extrémités confinées, ces armatures peuvent être ancrées sans crochets lorsque les dimensions des talons permettent d'assurer un ancrage droit suffisant.

Le ferrailage horizontal destiné à reprendre l'effort tranchant doit vérifier la relation suivante:

$$\frac{A_h}{S} \geq \frac{\bar{V}}{Z \times f_e}$$

Avec :

- S_t : Espacement des cours d'armatures transversales.
- $\bar{V}$ effort tranchant de calcul , $\bar{V} = 1,4 V_u$
- Z distance entre les centres de gravité des armatures des deux extrémités confinées.

➤ **Voile type 01 (Lw=3,80m)**

$$\frac{A_h}{S} \geq \frac{\bar{V}}{Z \times f_e} \Rightarrow A_h \geq \frac{5 \times 1,4 \times 808,1 \times 10^3}{315 \times 400} = 44,89 \text{ mm}^2 = 0,440 \text{ cm}^2$$

On adopte 2T12 $A_h=2,26 \text{ cm}^2$

➤ **Voile type 02 (Lw=3,55m)**

$$\frac{A_h}{S} \geq \frac{\bar{V}}{Z \times f_e} \Rightarrow A_h \geq \frac{5 \times 1,4 \times 630 \times 10^3}{315 \times 400} = 35 \text{ mm}^2 = 0,35 \text{ cm}^2$$

On adopte 2T12 $A_h=2,26 \text{ cm}^2$

➤ **Voile type 03 (Lw=3.25m)**

$$\frac{A_h}{S} \geq \frac{\bar{V}}{Z \times f_e} \Rightarrow A_h \geq \frac{5 \times 1,4 \times 632 \times 10^3}{315 \times 400} = 35,11 \text{ mm}^2 = 0,351 \text{ cm}^2$$

On adopte 2T12 $A_h=2,26 \text{ cm}^2$

V.6.11 Vérification des contraintes limites de cisaillement :

En addition aux spécifications du (Art 7.3 RPA 2024), la contrainte de cisaillements dans le béton est limitée selon équations suivants :

$$\tau_b \leq 0,2 f_{c28}$$

Où : $\tau_b = \frac{\bar{v}}{b_w \times d}$, avec :

Cette contrainte est limitée par : $\tau_b = 0,2 \times f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$

➤ **Voile type 01 (Lw=3,80m)**

$$\tau_b = \frac{\bar{v}}{b_w \times d} = \frac{1131,3 \times 10^{-3}}{0,2 \times 3,42} = 1,65 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 1,71 \text{ MPa} \leq 5 \text{ MPa}$ Condition vérifier.

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

➤ Voile type 02 ($L_w=3,55m$)

$$\tau_b = \frac{\bar{v}}{b_w \times d} = \frac{882 \times 10^{-3}}{0,2 \times 3,42} = 1,28 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = 1,71 \text{ MPa} \leq 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier.}$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

➤ Voile type 03 ($L_w=3.25m$)

$$\tau_b = \frac{\bar{v}}{b_w \times d} = \frac{884.8 \times 10^{-3}}{0,2 \times 3,42} = 1,29 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = 1,71 \text{ MPa} \leq 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier.}$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

V.6.12 Vérification des conditions de ductilité locale :**V.6.12.1 La longueur comprimée des parties de rive :**

D'après le RPA24 v2024 Art 7.7.5, Pour calculer la longueur comprimée des parties de rive $l_{c.calcul}$ est égale :

$$l_{c.calcul} = x_u \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu.c}}\right)$$

Cette longueur $l_{c.calcul}$ doit être supérieure à :

$$\max (0,15 l_w ; 1,5 b_w)$$

La position de l'axe neutre x_u , associée à la courbure ultime après l'éclatement du béton et située en dehors du noyau confiné des éléments de rive, peut être déterminée à l'aide de la relation suivante

$$x_u = (v_d + \omega_v) \times \frac{l_w \times b_c}{b_0}$$

v_d : Effort normal réduit, cas d'une section rectangulaire.

ω_v : Pourcentage normalisé des armatures verticales d'âmes.

➤ Pour voile V1 ($l_w = 3,80m$) :

$$b_c = 20 \text{ cm} ; b_0 = 15 \text{ cm} ; l_w = 3,80 \text{ m}$$

$$N_d = 1325,10 \text{ KN}$$

$$v_d = \frac{N}{b_w \times l_w \times f_{c28}} \leq 0,4$$

$$\Rightarrow v_d = \frac{1325,10 \times 10^{-3}}{0,20 \times 3,80 \times 25} = 0,07 \leq 0,4$$

$$\omega_v = \frac{A_{sv}}{(l_w - 2l_c) \times b_w} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

Avec :

$$\frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{f_e}{f_{c28}} \times \frac{\gamma_b}{\gamma_s}$$

A_{sv} : Section de ferrailage correspondant à la section de l'âme du voile.

f_{yd} : valeur de calcul de la limite d'élasticité de l'acier.

f_{cd} : valeur de calcul de la résistance du béton à la compression.

$$\Rightarrow \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{f_e}{f_{c28}} \times \frac{\gamma_b}{\gamma_s} = \frac{400}{25} \times \frac{1,2}{1} = 19,2$$

$$\Rightarrow \omega_v = \frac{30,79}{(380 - 2 \times 60) \times 20} \times 19,2 = 0,11$$

V.6.12.2 Le raccourcissement limite à la rupture, du béton comprimé :

$$\varepsilon_{cu.c} = 0,0035 + 0,1\alpha\omega_{wd}$$

Avec : $\varepsilon_{cu} = 0,0035$

ω_{wd} : Rapport mécanique en volume des armatures de confinement.

α : Coefficient d'efficacité du confinement.

V.6.12.3 Le rapport mécanique en volume des armatures de confinement :

Dans les voiles de section rectangulaire, le rapport mécanique en volume des armatures de confinement requises, dans les éléments de rive et égale :

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volume des armatures des confinement}}{\text{volume du béton}} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

$$\omega_{wd} = \frac{V_{st}}{V_{nc}} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

Volume du noyau en béton (V_{nc}) :

$$V_{nc} = h_{cr} \times b_0 \times l_c$$

$$\Rightarrow V_{nc} = 271 \times 15 \times 60 = 243900 \text{ cm}^3$$

Volume des armatures de confinement (V_{st}) :

$$V_{st} = L \times \phi_l \times N_{br}$$

L : La longueur total des armatures transversales (cadre + étrier + épingle).

N_{br} : nombre des cadres sur la longueur critique (h_{cr}).

En utilisant le schéma du ferrailage des éléments de rive voir la figure (VI.18) :

$$L = L_1(\text{cader 1}) + L_2(\text{cader 2}) + L_3(\text{cader 3})$$

$$\Rightarrow L = 2 \times (b_0 \times 2 + \frac{l_c}{2} \times 2 + 5 + 5) + (b_0 \times 2 + \frac{l_c}{3} \times 2 + 5 + 5)$$

$$\Rightarrow L = 2 \times (15 \times 2 + \frac{60}{2} \times 2 + 5 + 5) + (15 \times 2 + \frac{60}{3} \times 2 + 5 + 5)$$

$$\Rightarrow L = 280 \text{ cm}$$

$$N_{br} = \frac{l_{cr} - 10cm}{s_t}$$

$$\Rightarrow N_{br} = \frac{h_{cr} - 10cm}{s_t} = \frac{271 - 10cm}{5} = 52 \text{ cadre.}$$

$$V_{st} = L \times \phi_l \times N_{br}$$

$$\Rightarrow V_{st} = 280 \times 0,8 \times 52 = 7318,65 \text{ cm}^3$$

$$\Rightarrow \omega_{wd} = \frac{7318,65}{243900} \times 19,2 = 0,5761.$$

D'après le RPA24 v2024 art 7.7.5, il convient de prévoir une valeur minimale de ω_{wd} égale à 0,12 dans la zone critique à la base du voile.

0,5761 > 0,12 Condition vérifiée.

V.6.12.4 Coefficient d'efficacité du confinement α :

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

n : nombre total de barres longitudinales par des armatures de confinement ou des épingles.

b_i : distance entre des barres maintenues consécutives.

b_0, h_0, t : grandeurs géométriques.

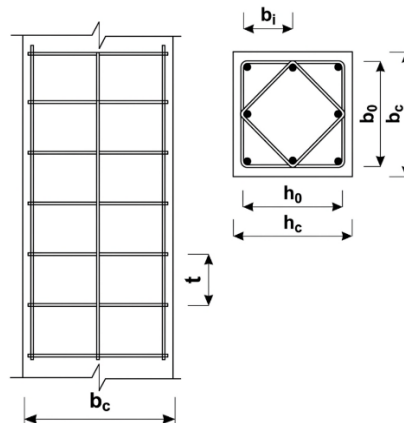


Figure V. 22 : (a) Détails d'armatures longitudinales (cf. Figure (7.2a) -RPA 2024).

$$n = 12 \text{ bars ; } b_i = 10 \text{ cm ; } b_0 = 25 \text{ cm ; } t = 8 \text{ cm ; } l_c = 56 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \alpha_n = 1 - \sum_n \left(\frac{b_i^2}{6b_0 \times h_0} \right) = 1 - 12 \times \left(\frac{10^2}{6 \times 15 \times 60} \right) = 0,78 \\ \alpha_s = \left(1 - \frac{t}{2b_0} \right) \left(1 - \frac{t}{2h_0} \right) = \left(1 - \frac{5}{2 \times 15} \right) \left(1 - \frac{5}{2 \times 60} \right) = 0,80 \end{cases}$$

$$\alpha = (\alpha_n \cdot \alpha_s) = 0,78 \times 0,80 = 0,62$$

Donc :

$$\varepsilon_{cu.c} = 0,0035 + 0,1\alpha\omega_{wd} = 0,0035 + 0,1 \times 0,62 \times 0,5761 = 0,04$$

$$x_u = (v_d + w_v) \times \frac{l_w \times b_c}{b_0} = (0,07 + 0,11) \times \frac{380 \times 20}{15} = 91,20 \text{ cm}$$

Soit donc :

$$l_{c.calcul} = x_u \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu.c}}\right) = 91,20 \cdot \left(1 - \frac{0,0035}{0,04}\right) = 83,07 \text{ cm}$$

Cette longueur $l_{c.calcul}$ doit être supérieure à $\max(0,15 l_w ; 1,5 b_w)$

$$\max(0,15 l_w ; 1,5 b_w) = \max(0,15 \times 380 ; 1,5 \times 20) = \max(57 ; 30) = 57 \text{ cm}$$

$$l_{c.calcul} = 83,07 > 57 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **On calcule les volumes sur la hauteur critique $h_{cr} = 5,95 \text{ m}$:**

D'après le RPA24 v 2024 Art 7.7.5, on doit respecter la condition ci-dessous :

$$\alpha \omega_{wd} = 30 \mu_{\varphi} \times (v_d + \omega_v) + \varepsilon_{sy} \times d \times \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

μ_{φ} : Valeur requise du coefficient de ductilité en courbure.

ε_{sy} : Valeur de la déformation à la limite élastique de l'acier, donnée comme suit :

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_e}{E_s}$$

E_s : module d'élasticité de l'acier.

α : Coefficient d'efficacité du confinement, égale à $(\alpha_n ; \alpha_s)$ avec :

➤ **Requise du coefficient de ductilité en courbure μ_{φ} :**

Le coefficient de ductilité en courbure (μ_{φ}) peut être déterminé en fonction du période fondamentale (T_0), de la valeur (T_2) du spectre de calcul, du coefficient de comportement (R/QF) et du rapport $\left(\frac{M_{ED}}{M_{RD}}\right)$.

$$\mu_{\varphi} \begin{cases} 2 \times \left(\frac{R}{\varphi_f} \times \frac{M_{ED}}{M_{RD}}\right) - 1 & \text{Si } T_0 \geq T_2 \\ 1 + 2 \left[\left(\frac{R}{\varphi_f} \times \frac{M_{ED}}{M_{RD}}\right) - 1\right] \cdot \frac{T_2}{T_0} & \text{Si } T_0 < T_2 \end{cases}$$

M_{ED} : est le moment fléchissant issu de l'analyse de l'enveloppe décalée de h_{cr} à la base.

M_{RD} est le moment de résistance à la flexion de calcul.

$$T_0 = 0,39 \text{ s} < T_2 = 0,4 \text{ s}$$

$$\text{Alors : } \mu_{\varphi} = 1 + 2 \left[\left(\frac{R}{\varphi_f} \times \frac{M_{ED}}{M_{RD}}\right) - 1\right] \cdot \frac{T_2}{T_0}$$

$$R = 4,5 ; Q_F = 1,25$$

$$M_{ED} = 7434,5 \text{ KN.m}$$

$$M_{RD} = 6847,28 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{\varphi} = 1 + 2 \left[\left(\frac{R}{\varphi_f} \times \frac{M_{ED}}{M_{RD}}\right) - 1\right] \cdot \frac{T_2}{T_0} = 1 + 2 \times \left[\left(\frac{4,5}{1,25} \times \frac{7434,5}{6847,28}\right) - 1\right] \cdot \frac{0,4}{0,39} = 6,97$$

$$\varepsilon_{syd} = \frac{f_e}{E_s} = \frac{400}{2000000} = 0,002$$

$$30\mu_{\varphi} \cdot (v_d + w_v) \cdot \varepsilon_{syd} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

$$\Rightarrow 30 \times 6,97(0,07 + 0,11) \times 0,002 \times \frac{0,2}{0,15} - 0,035 = 0,06$$

$$\alpha\omega_{wd} = 0,62 \times 0,5761 = 0,357 > 0,06 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

V.6.13 Ferraillage de la zone supérieur :

Tableau VI. 1 : Calcul de ferraillage longitudinal de la zone supérieur

Zone	N _i (KN)	M _i (KN.m)	T _i [KN]	σ _T (MPa)	σ _C (MPa)	L _T (m)	F (KN)
Critique	1325,1	7434,5	-1131,34	-13,7	17,19	1,69	2308,5
Supérieure	786	5787,49	-847,18	-10,99	13,06	1,74	1907,86

Tableau VI. 2 : Résultats de ferraillage longitudinal des éléments de rive de la zone supérieur

Zone	A _{s cal} (cm ²)	A _{svmin} (cm ²)	A _v (cm ²)	Choix	A _s (cm ²)
Critique	22,5	9,24	36,94	12HA20	37,70
Supérieure	15,65	9,15	23,56	12HA16	24,13

Tableau VI. 3 : Résultats de ferraillage longitudinal de l'âme de la zone supérieur

Zone	A _v (cm ²)	A _h (cm ²)	A _{hmin} (cm ²)	Choix	A _s (cm ²)
Critique	2×10HA14	1,95	0,51	3HA10	2,36
Supérieure	As 30,79 cm ²	0,39	0,51	3HA10	2,36

V.6.14 Schéma de ferrailage :

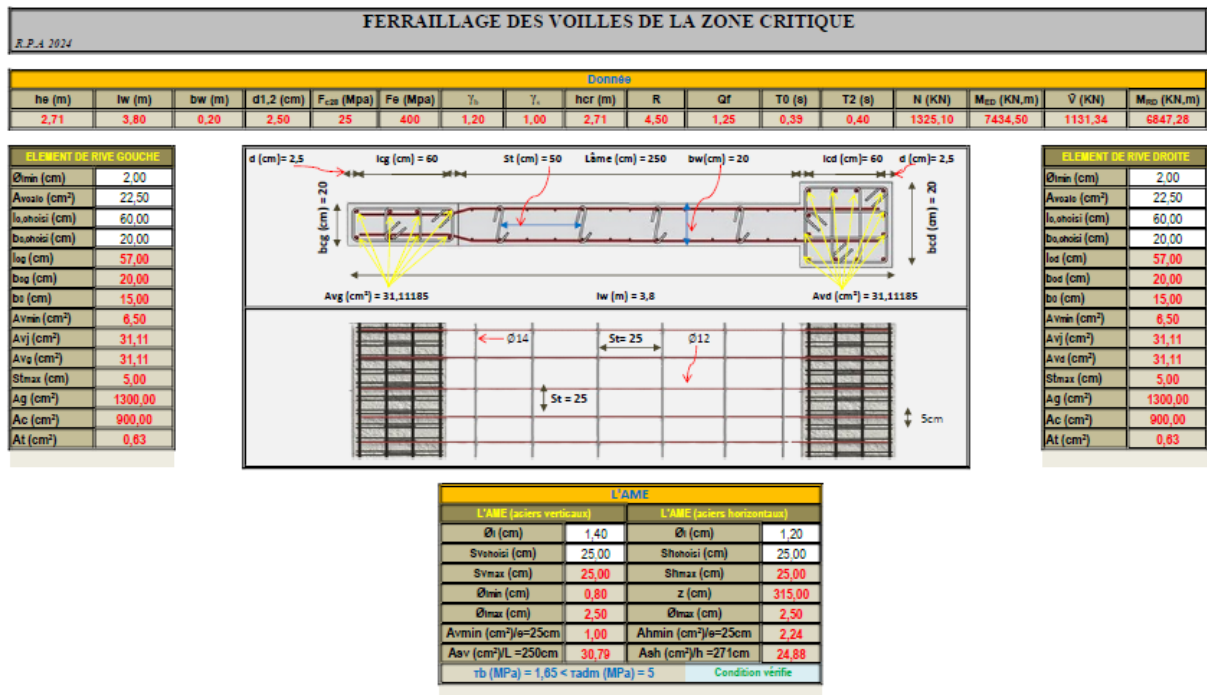


Figure V. 23 : Détail de ferrailage du voile type 01.

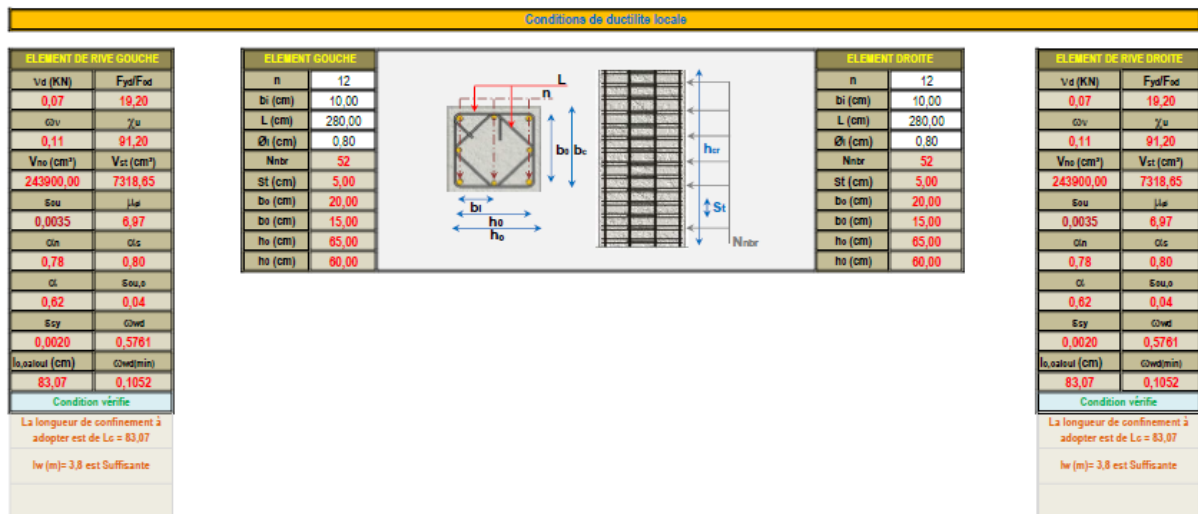


Figure V. 24 : Vérification de la condition de la ductilité locale du voile type.

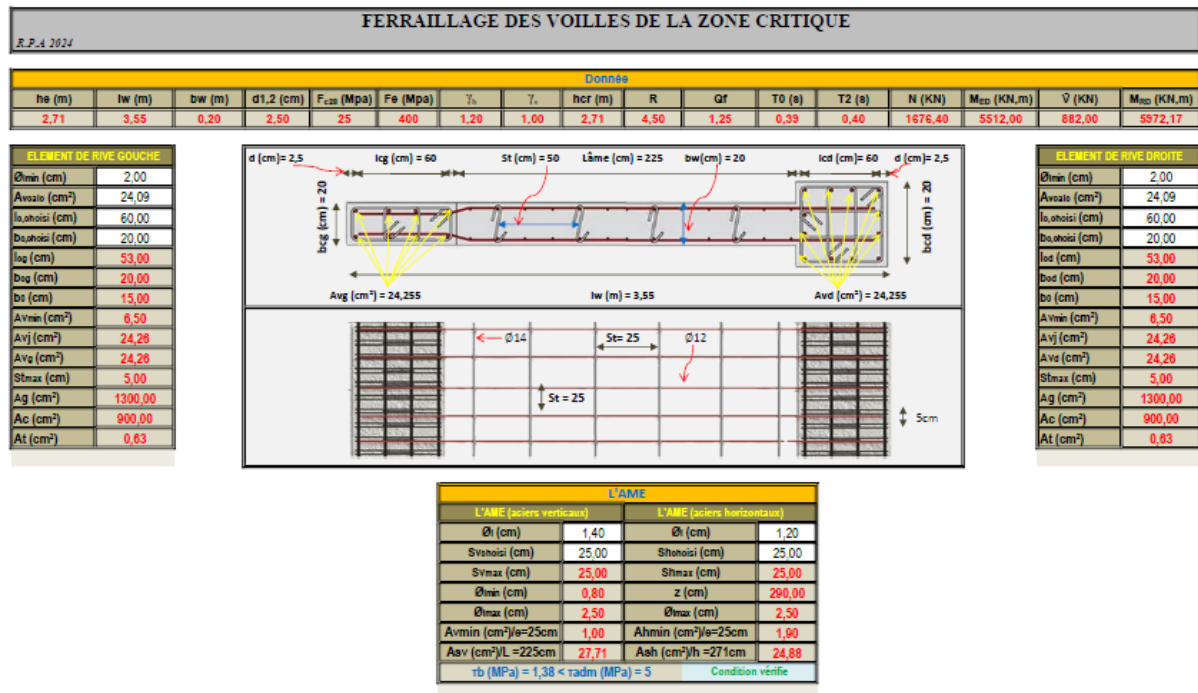


Figure V. 25 : Détail de ferrailage du voile type 02.

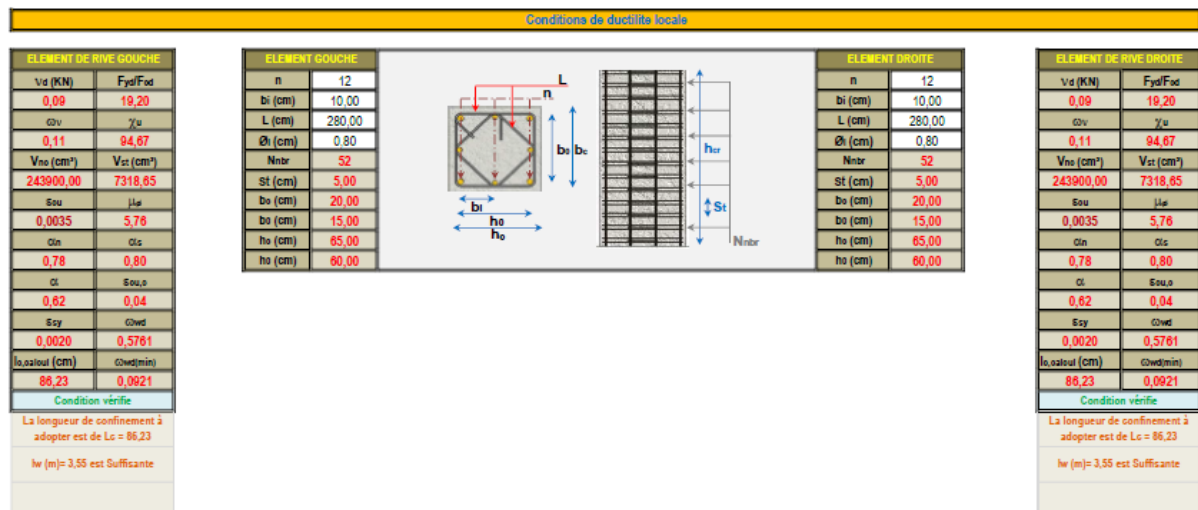


Figure V. 26 : Vérification de la condition de la ductilité locale du voile type 02

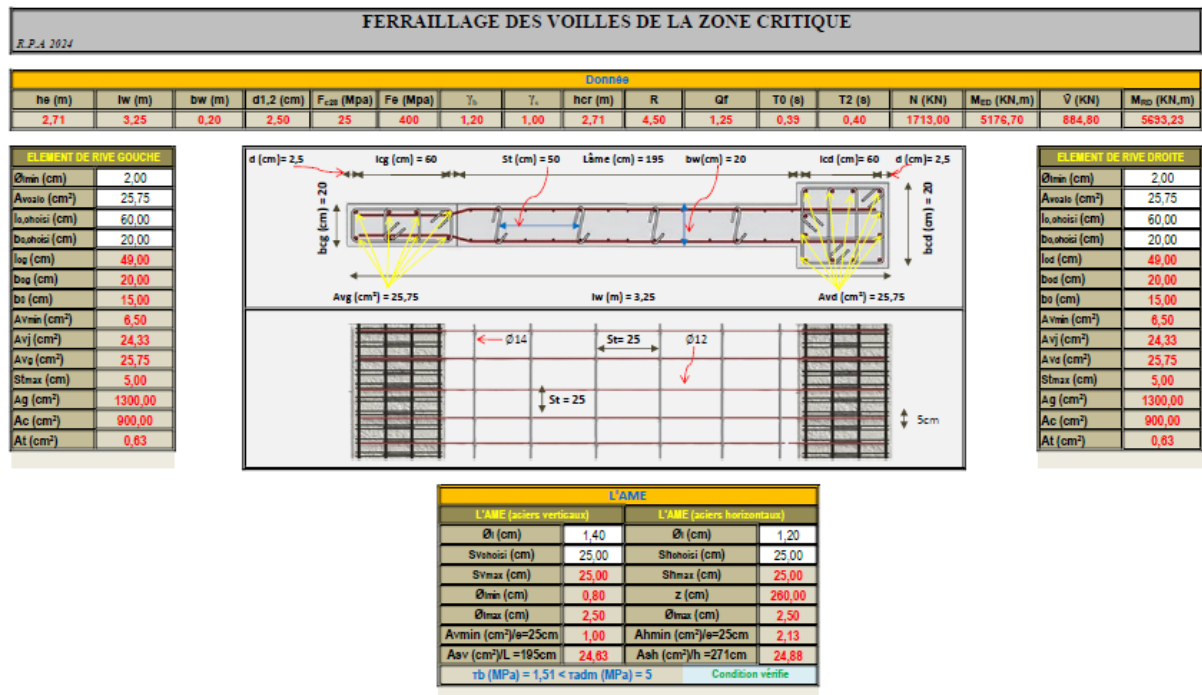


Figure V. 27 : Détail de ferrailage du voile type 03, coupe horizontale.

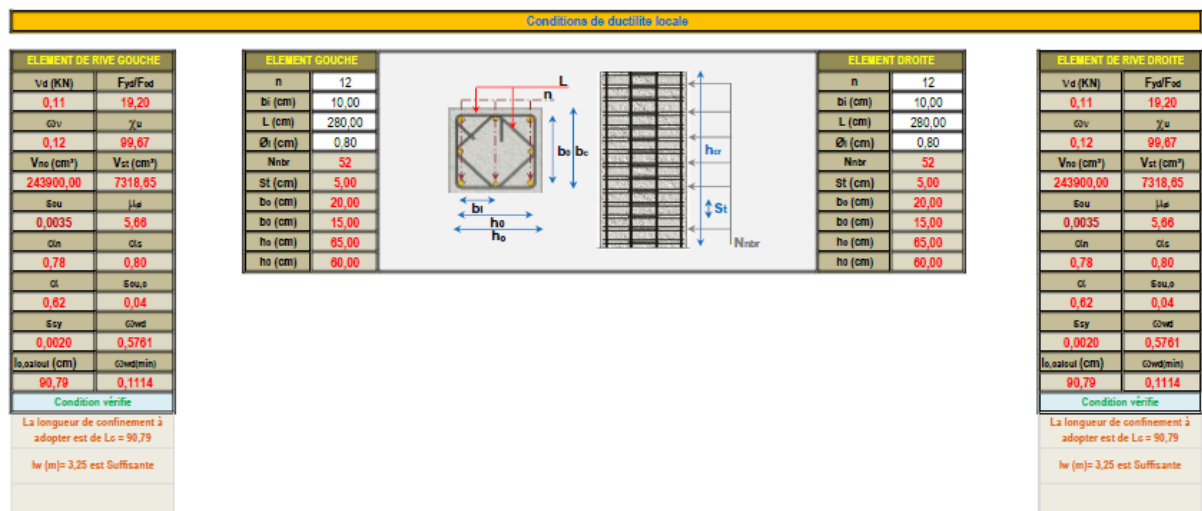


Figure V. 28 : Vérification de la condition de la ductilité locale du voile type 03

V.7 Conclusion

Ce chapitre a permis de mettre en évidence l'importance fondamentale des voiles en béton armé dans la stabilité des structures soumises aux actions sismiques. Grâce à leur grande rigidité et leur efficacité dans la reprise des efforts horizontaux, ces éléments jouent un rôle déterminant dans le système de contreventement des bâtiments.

L'étude a abordé plusieurs points essentiels :

- **Vérification de l'effort normal** : afin d'éviter toute rupture fragile, notamment en flexion composée, l'effort normal de compression est limité conformément aux

exigences du **RPA 2024**. Cette limitation vise à assurer un comportement ductile de la structure en situation sismique.

- **Contrôle des contraintes de cisaillement** : les résultats obtenus montrent que les contraintes restent dans les limites admissibles, ce qui permet d'écarter tout risque de rupture par cisaillement.
- **Dimensionnement et ferraillage** : les voiles ont été conçus en flexion composée avec effort tranchant. Le ferraillage a été établi selon des dispositions réglementaires garantissant à la fois la résistance et la ductilité. Une attention particulière a été portée aux zones de rive, nécessitant un confinement adéquat afin d'assurer le bon comportement des zones critiques.
- **Définition de la hauteur de la zone critique (h_{cr})** : cette étape est essentielle pour ajuster les diagrammes des efforts internes, notamment dans les systèmes de contreventement mixtes. Une amplification du cisaillement à la base est également prise en compte pour intégrer les effets dynamiques.
- **Vérification de la ductilité locale** : des conditions géométriques et mécaniques spécifiques ont été imposées aux éléments de rive afin de garantir une déformation plastique contrôlée avant la rupture.
- **Position de l'axe neutre** : l'analyse de la section permet de localiser la zone comprimée et de s'assurer que les déformations du béton restent inférieures à la limite ultime, garantissant ainsi la sécurité et la stabilité de l'ouvrage

Chapitre VI

Etude de fondation

VI.1 introduction

Les fondations sont les éléments structurels situés à la base de l'ouvrage et en contact direct avec le sol. Leur rôle principal est d'assurer la transmission des charges provenant de la superstructure vers le terrain de manière sécurisée et uniforme. Elles constituent une partie essentielle de la construction, puisque la stabilité et la durabilité de l'ouvrage dépendent directement de leur bonne conception et de leur mise en œuvre.

Le dimensionnement des fondations repose principalement sur deux paramètres fondamentaux : les charges totales transmises par la structure et la capacité portante du sol. Selon les résultats de l'étude géotechnique, le terrain considéré présente une contrainte admissible de 1,00 bar pour une profondeur d'ancrage de 2,20 m.

En outre, plusieurs dispositions constructives doivent être respectées afin de garantir le bon comportement des fondations, notamment :

- Maintenir un espacement minimal de **40 cm** entre deux semelles afin d'éviter leur interaction ou leur chevauchement ;
- Prévoir une couche de **10 cm de béton de propreté** sous chaque semelle pour assurer une assise propre, régulière et stable

- Dimensionnement à l'**E.L.S** : $N_{ser} = G + Q$;

- Ferrailage à l'**E.L.U** : $N_u = 1,35 G + 1,5 Q$;

Vérification de la stabilité et des contraintes à l'état accidentel :

Selon **[R.P.A 2024]**

$$\begin{cases} G + \psi Q \pm \frac{R}{Q_F} E_1 \\ G + \psi Q \pm \frac{R}{Q_F} E_2 \end{cases}$$

Et :

$$\begin{cases} G + \psi Q \pm 1.4 E_1 \\ G + \psi Q \pm 1.4 E_2 \end{cases}$$

Avec :

$$E_1 = \pm E_X \pm 0.3 E_Y$$

$$E_1 = \pm E_X \pm 0.3 E_Y$$

VI.2 Choix du type de fondations

Le choix du système de fondation est déterminé en fonction de plusieurs paramètres essentiels, parmi lesquels :

- La capacité portante du terrain ;
- L'importance des charges transmises par la structure ;
- L'espacement entre les axes des poteaux ;
- La profondeur à laquelle se situe le sol de bonne qualité.

La sélection du type de fondation s'effectue généralement de manière progressive. Dans un premier temps, la faisabilité des **semelles isolées** est étudiée. Si cette solution ne répond pas aux exigences du projet, l'analyse se poursuit avec les **semelles filantes**, puis, en dernier recours, avec le **radier général**. Le choix définitif est retenu en fonction de la solution offrant les meilleures garanties techniques, économiques et constructives tout en assurant la stabilité de l'ouvrage.

VI.2.1 Vérification des semelles isolées

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$

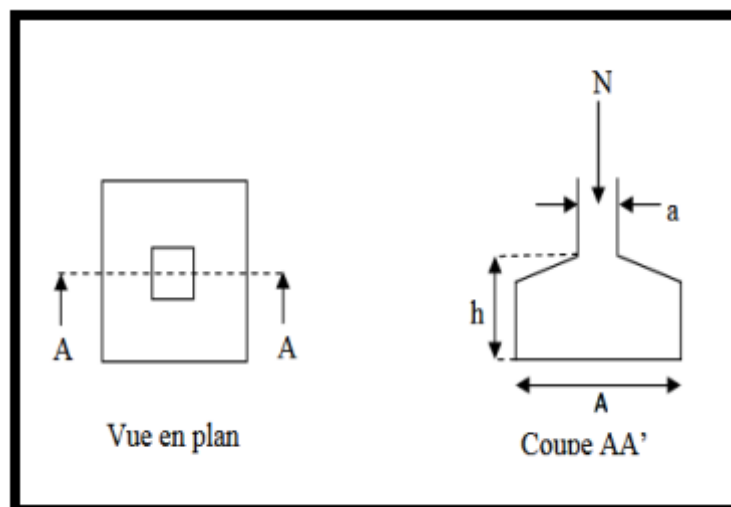


Figure VI. 1 : Schéma d'une semelle isolée.

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N : L'effort normal agissant sur la semelle obtenue par (Robot Structural Analysis);

S : Surface d'appui de la semelle ;

$\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

Le poteau le plus sollicité a une section carrée ($B \times B$), donc $S = B^2$.

$$N_s = 3020,71 \text{ KN};$$

$$\overline{\sigma_{sol}} = 100 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow \frac{N_s}{S} \Rightarrow \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\Rightarrow B^2 \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B^2 \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{3020,71}{100}}$$

$$AN : B \geq 5,5 \text{ m.}$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 2.5 m, on remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

VI.2.2 Vérification des semelles filantes

Dans un premier temps, nous envisageons l'utilisation de **semelles filantes**. Afin de vérifier la faisabilité de cette solution, une condition préliminaire doit être respectée : la **surface totale des semelles ne doit pas dépasser 50 % de la surface globale du bâtiment**. Cette vérification permet de s'assurer que le recours aux semelles filantes est techniquement et économiquement adapté avant d'étudier d'autres types de fondations.

N_{total} : l'effort normal dû aux charges verticales

$$On a : N_{total} = 41280,5 \text{ KN et } \sigma_{sol} = 1,0 \text{ bar}$$

La surface du bâtiment est : $S_{bâtiment} = 435,92 \text{ m}^2$.

$$S_s = \frac{N}{\sigma_s} = \frac{41280,50}{100} = 412,805 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{semelle}}{S_{bâtiment}} > 50\% \quad \frac{S_{semelle}}{S_{bâtiment}} = \frac{412,805}{435,92} = 0,95\% = 95\% > 50\%$$

La surface totale de la semelle dépasse de 50% la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles.

VI.2.3 Vérification des radier général

Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence de plusieurs voiles dans cette construction et la faible portance du sol, un radier général a été opté comme type de fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure ;
- La réduction des tassements différentiels ;
- La facilité d'exécution.

VI.3 Définition du radier

Le radier c'est une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes de sol.

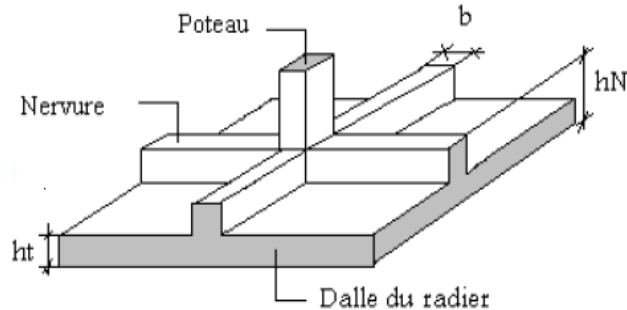


Figure VI. 2 : Schéma de la radier

VI.3.1 Calcul du radier

Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité.
(Réaction de sol $\approx$ poids total de la structure).

VI.3.2 Poids supporté par le radier

G_T : la charge permanente totale ;
 Q_T : la charge d'exploitation totale.

VI.3.3 Poids supporté par le radier

G_T : la charge permanente totale ;
 Q_T : la charge d'exploitation totale.

VI.3.4 Combinaison d'actions

$$E.L.U : N_U = 1,35G_T + 1,5Q_T = 4128.05 \text{ t}$$

$$E.L.S : N_{ser} = G_T + Q_T = 3020.71 \text{ t}$$

VI.3.5 Calcul de l'épaisseur du radier

L'épaisseur du radier sera déterminée à partir de la condition :

$$\tau_u = V_u / b_0 \times d \leq 0.06 f_{c28} \text{ avec } V_u = q_u \times L/2$$

$$q_u = \sum N_u / S \Rightarrow q_u = 9.47 \text{ t/m}^2, \text{ Avec } S = 435.92 \text{ m}^2 \text{ (S : Surface du Radier)}$$

$$V_u = q_u \times L/2 = 9.47 \times 4.00/2 = 18.94 \text{ t}$$

$$V_u / b_0 \times d \leq 0.06 f_{c28} \Rightarrow d \geq V_u / 0.06 f_{c28} \times b_0$$

$$d \geq 0.126 \text{ m}$$

$$h = d/0.9 \Rightarrow h = 14.00 \text{ cm.}$$

2eme condition:

$$L/25 \leq d \leq L/20$$

$$16.00 \text{ cm} \leq d \leq 20.00 \text{ cm}$$

On adopte une épaisseur du radier $h = 40 \text{ cm}$.

VI.3.5.1 Calcule l'épaisseur de la dalle du radier : (BAEL91/99 ; Art-B.6.8.42)

L'épaisseur de la dalle du radier est régie par la condition suivante :

$$e \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{400}{20} = 20 \text{ cm}$$

On adopte : $e = 30 \text{ cm}$

VI.4 Vérification de la stabilité au renversement

Quel que soit le type de fondations (superficielles ou profondes) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement.

$$(e = M/N \leq B/4).$$

$$e = \frac{138.98}{55180.24} = 0,0025 \text{ m} < \frac{18.46}{4} = 4.61 \text{ m}.$$

VI.5 Verification de la contrainte :

$$\sigma_{\text{sol}} = (\sum N_{\text{ser}} + P_{\text{radier}}) / S$$

$$= [(3020.71 + (0.40 \cdot 435.92 \cdot 2.50)) / 435.92 = 7.93 \text{ t/m}^2 = 0.79 \text{ bars}$$

$$\sigma_s = 0.79 \text{ bars} < \overline{\sigma_s} = 1.00 \text{ bars}$$

VI.6 Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les voiles qui est soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges. Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le **B.A.E.L 91 modifiée 99**.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut-être alternativement noyé et émergé en eau douce.

VI.6.1 Méthode de calcul

uniformément répartie. Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur unité (1ml) et ont pour valeurs :

$$\text{Dans le sens grande portée } M_{0x} = \mu_x \times Q \times l_x^2$$

$$\text{Dans le sens petite portée } M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

μ_x et μ_y Sont des coefficients fonction de α et v' (v' prend 0 à l'E.L.U, 0,2 à l'E.L.S), (cours béton armé B.A.E.L 91 modifiée 99). Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont

partiellement encastrés aux niveaux des appuis d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis :

VI.6.2 Calcul du ferrailage

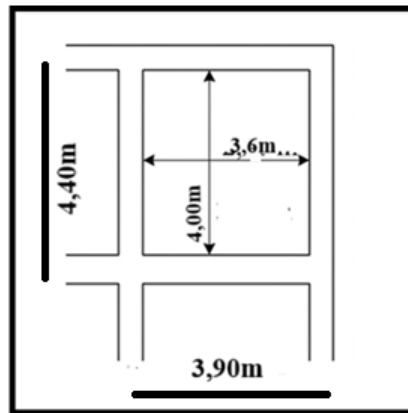


Figure VI. 3 : Schéma du panneau le plus défavorable.

Calcul du ferrailage du radier :

$$l_x = 3.60 \text{ m}$$

$$l_y = 4.00 \text{ m}$$

$$\alpha = l_x / l_y \Rightarrow \alpha = 0.900$$

$0.4 < \alpha < 1 \Rightarrow$ dalle uniformément chargée (dalle reposant sur 4 cotées)

Moment dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot Q_u \cdot l_x^2$

Moment dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

$$\alpha = 0.900 \Rightarrow \mu_x = 0.046 \quad \text{et} \quad \mu_y = 0.778$$

$$M_{ox} = 5.65 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{oy} = 4.39 \text{ t.m/ml}$$

Sens x : (sens de la petite portée) :

$$M_a = 0.4 \quad M_x = 2.26 \text{ t.m}$$

$$M_t = 0.85 \quad M_x = 4.80 \text{ t.m}$$

Sens y : (sens de la grande portée) :

$$M_a = 0.4 \quad M_y = 1.76 \text{ t.m}$$

$$M_t = 0.85 \quad M_y = 3.73 \text{ t.m}$$

*** Sens X Longitudinal (100 x 100 cm²):**

$$M_a = 2.26 \text{ t.m/ml} \quad (1G) \longrightarrow A_s = 1.74 \text{ cm}^2/\text{ml} \longrightarrow 6T12/\text{ml}$$

$$M_t = 4.80 \text{ t.m/ml} \quad (1G) \longrightarrow A_s = 3.73 \text{ cm}^2/\text{ml} \longrightarrow 6T12/\text{ml}$$

*** Sens Y Transversal (100 x 100 cm²):**

$$M_a = 1.76 \text{ t.m/ml} \quad (1G) \longrightarrow A_s = 1.36 \text{ cm}^2/\text{ml} \longrightarrow 6T12/\text{ml}$$

$$M_t = 3.73 \text{ t.m/ml} \quad (1G) \longrightarrow A_s = 2.89 \text{ cm}^2/\text{ml} \longrightarrow 6T12/\text{ml}$$

VI.7 Calcul des poutres de libages :

VI.7.1 Ferrailage des poutres de libages

Le rapport $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

VI.7.2 Armature longitudinale

a. Sens Long, Axe "2 , PL(40 x 80):

$$L/9 \leq H_{\max} \leq L/6$$

$$L_{\max} = 3.90 \text{ m}$$

$$390/9 \leq H_{\max} \leq 390/6 \longrightarrow 43.33 \text{ cm} \leq H_{\max} \leq 65.00 \text{ cm}$$

On Prendre ht = 80.00 cm

• Ferrailage de la poutre:

$$Q_{\max} = (4.40 + 3.80)/2 \times 9.47 = 38.83 \text{ t/ml}$$

$$Q1 = 2 \times 2.60/2 \times 9.47 = 24.62 \text{ t/ml}$$

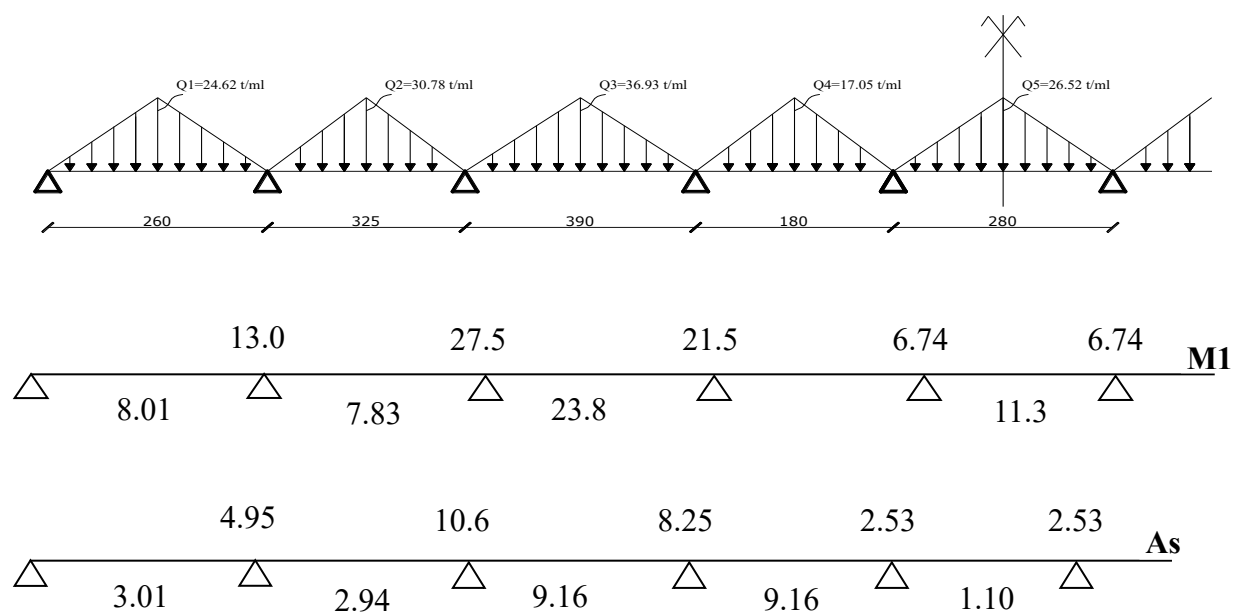
$$Q2 = 2 \times 3.25/2 \times 9.47 = 30.78 \text{ t/ml}$$

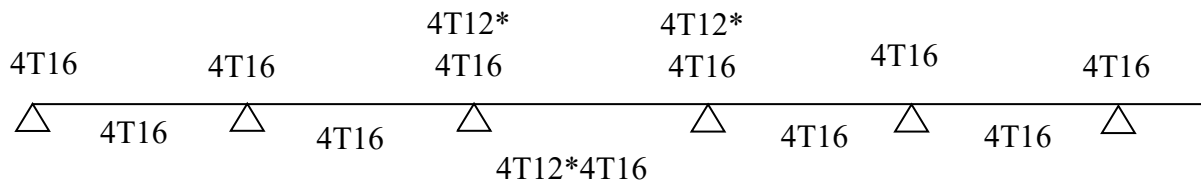
$$Q3 = 2 \times 3.90/2 \times 9.47 = 36.93 \text{ t/ml}$$

$$Q4 = 2 \times 1.80/2 \times 9.47 = 17.05 \text{ t/ml}$$

$$Q5 = 2 \times 2.80/2 \times 9.47 = 26.52 \text{ t/ml}$$

• Schéma Statique inversé





a. Sens Trans , Axe "C", PL (40 x 80):

$$L/9 \leq H_{\max} \leq L/6$$

$$L_{\max} = 4.40 \text{ m}$$

$$440/9 \leq H_{\max} \leq 440/6 \longrightarrow 48.89 \text{ cm} \leq H_{\max} \leq 73.33 \text{ cm} \longrightarrow$$

On Prendre $ht = 80.00 \text{ cm}$

• **Ferraillage de la poutre:**

$$Q_{\max} = (3.25 + 3.90)/2 \times 9.47 = 33.86 \text{ t/ml}$$

$$Q_1 = 2 \times 3.55/2 \times 9.47 = 33.62 \text{ t/ml}$$

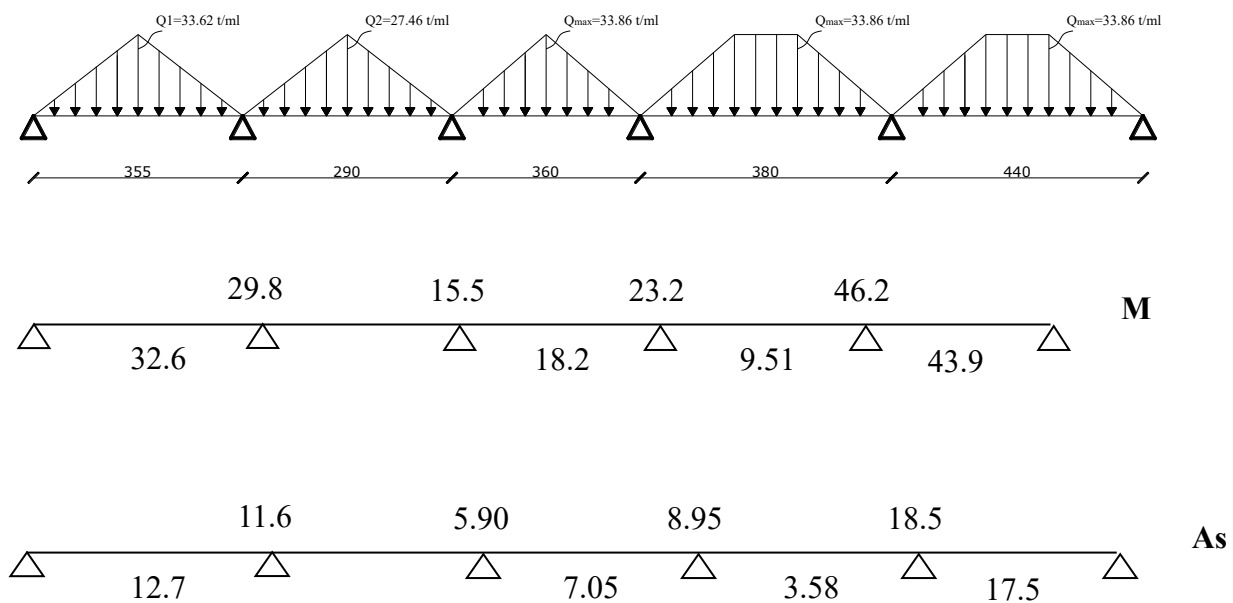
$$Q_2 = 2 \times 2.90/2 \times 9.47 = 27.46 \text{ t/ml}$$

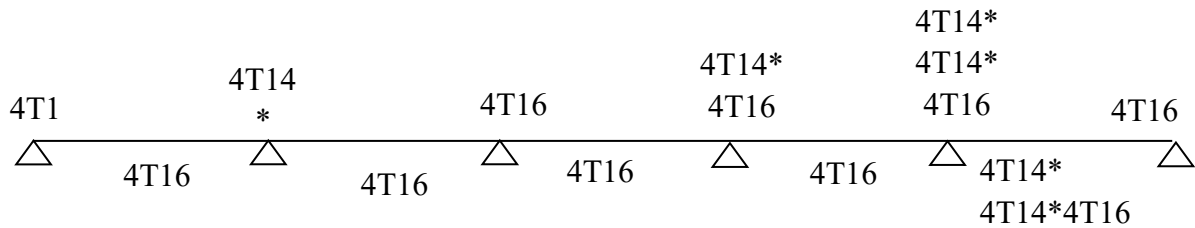
$$Q_3 = 2 \times 3.60/2 \times 9.47 = 34.92 \text{ t/ml}$$

$$Q_4 = 2 \times 3.80/2 \times 9.47 = 35.99 \text{ t/ml}$$

$$Q_5 = 2 \times 4.40/2 \times 9.47 = 41.67 \text{ t/ml}$$

• **Schéma Statique inversé**





VI.8 Vérification de la stabilité au renversement

Moments de renversement : L'excentricité $e = M/N$ doit être inférieur à $B/4$

Dans le sens X-X :

Moment max $M_y \max = 3800,8457$

Eff normal max $N \max = 3020,71$

$M/N = 1,258$

Longueur du bloc $L_x / 4 = \frac{26,20}{4} = 6,55m$

$e = \frac{3800,845}{3020,71} = 1,26$ DONC $1,26 < 6,55$ Stabilité au renversement vérifiée

Dans le sens y-y :

Moment max $M_x \max = 4198,3791$

Eff normal max $N \max = 3020,71$

$M/N = 1,39m$

Longueur du bloc $L_y / 4 = \frac{18,85}{4} = 4,71m$

$e = \frac{4198,3791}{3020,71} = 1,39$ DONC $1,39 < 4,71$ Stabilité au renversement vérifiée

VI.9 Vérification au poinçonnement (B.A.E.L 91 modifiée 99)

$u = 2(a + h) = 2(40 + 90) = 260cm.$

$v = 2(b + h) = 2(40 + 90) = 260 cm.$

Avec a et b sont les dimensions du poteau.

1060,13 KN 3510KN.

Il n'y pas de risque de poinçonnement.

VI.10 Détermination de la hauteur de la poutre de libage

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6}$$

$38cm \leq h \leq 73,33$

On prend :

$B = 40 \text{ cm}$; $h = 80 \text{ cm}$; $d = 72 \text{ cm}$.

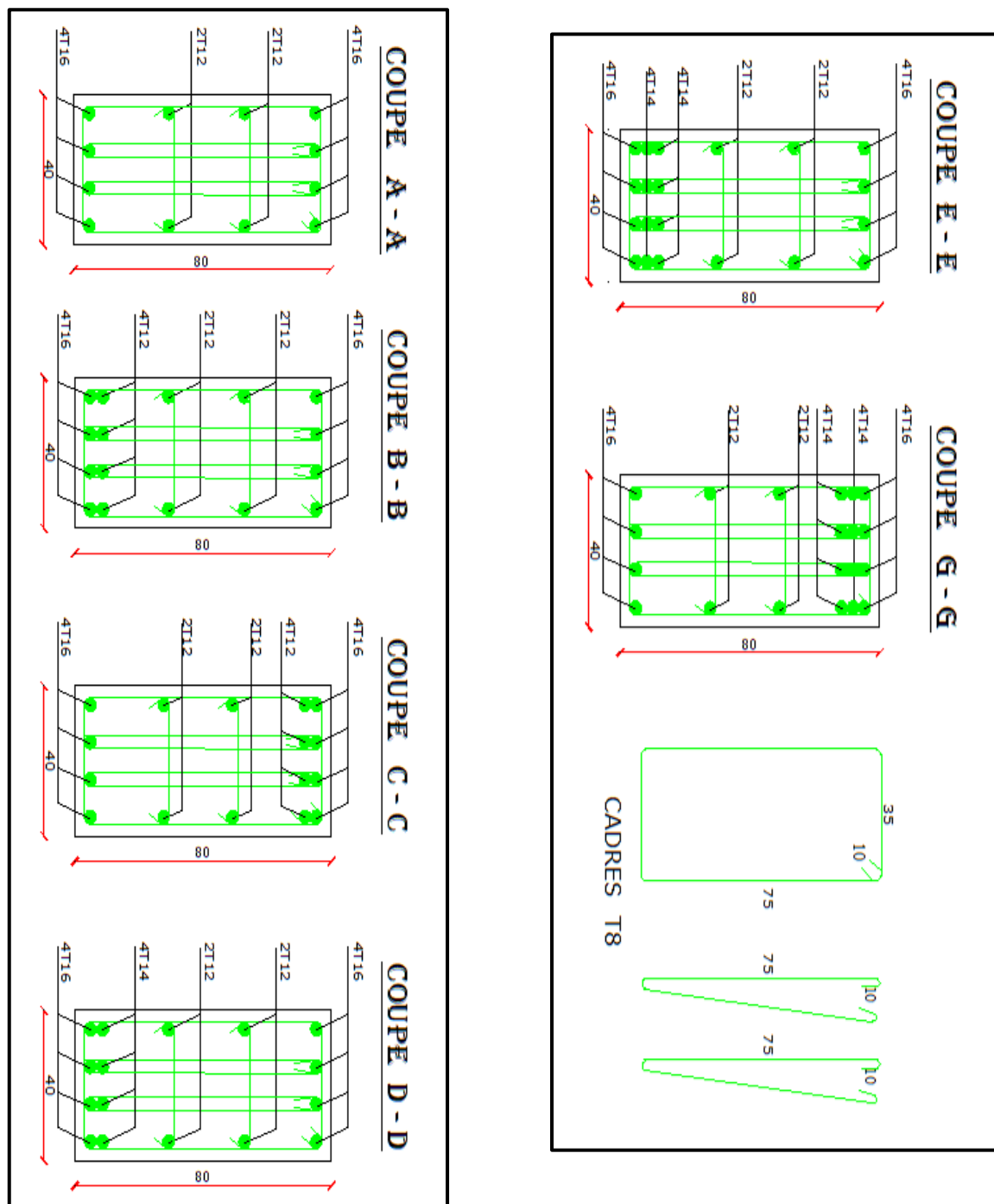


Figure VI. 4 : Sheema du ferrailage de poutre libage

VI.11 Conclusion

L'analyse comparative des systèmes de fondation a été menée avec rigueur afin de dégager la variante optimale capable d'assurer la stabilité pérenne et l'intégrité structurelle de l'ouvrage.

Initialement, une étude de pré-dimensionnement a été consacrée aux fondations superficielles, à savoir les semelles isolées et filantes. Toutefois, les investigations numériques et géométriques ont mis en évidence un **chevauchement critique des surfaces d'impact**. Cette configuration aurait inévitablement induit un phénomène d'**interaction des bulbes de contraintes**, générant des **tassements différentiels inadmissibles** et compromettant gravement la conformité technique de l'exécution.

Par ailleurs, l'arbitrage du système de fondation final a été dicté par une conjonction de contraintes techniques majeures :

- **La morphologie et la typologie de l'ouvrage** : caractérisées par une hauteur importante du bâtiment.
- **Le sillage des charges** : des sollicitations massives et concentrées transmises par la superstructure.
- **Le système de contreventement** : une forte densité de voiles en béton armé impliquant des charges linéaires denses.
- **Les caractéristiques lithologiques du site** : une faible capacité portante du sol révélée par l'étude géotechnique, affichant une **contrainte admissible limite de 1, bars** pour une **profondeur d'ancrage réglementaire de 2,20 m**.

Face à ces impératifs structurels et géotechniques, le recours à un **radier général** s'est imposé comme la solution la plus rationnelle et la plus sécuritaire. Ce mode de fondation semi-profonde assure une **répartition homogène des contraintes directes** sur l'ensemble de l'assise du bâtiment, annihilant efficacement les risques de tassements différentiels. De surcroît, il dote la structure d'une **rigidité monolithique bidimensionnelle**, offrant une excellente résilience face aux sollicitations dynamiques horizontales, notamment en situation de **vibrations sismiques**.

En somme, le radier général constitue la variante la plus fiable, garantissant de concert la stabilité globale, la haute performance mécanique et la durabilité de l'infrastructure.

Conclusion générale

Le présent travail a consisté en l'étude et le dimensionnement d'un bâtiment en béton armé de type R+4, implanté dans la commune de Théniet El Had, wilaya de Tissemsilt. Cette étude a été réalisée conformément aux règlements algériens en vigueur, notamment le RPA 2024 et le B.A.E.L 91 modifié 99, dans le souci de garantir un niveau élevé de sécurité, de stabilité et de durabilité de l'ouvrage.

La démarche adoptée a permis de traiter l'ensemble des étapes nécessaires à la conception structurale du bâtiment, depuis la définition des caractéristiques architecturales et structurales jusqu'au dimensionnement détaillé des différents éléments porteurs et des fondations. L'évaluation des charges permanentes, d'exploitation et sismiques a permis d'établir un modèle numérique fiable à l'aide du logiciel ETABS, offrant une représentation réaliste du comportement de la structure face aux différentes sollicitations.

L'analyse des résultats obtenus a montré que la structure répond aux exigences réglementaires en matière de résistance, de stabilité et de service. Le système de contreventement adopté assure une rigidité suffisante et une bonne répartition des efforts horizontaux induits par les actions sismiques, contribuant ainsi à améliorer le comportement global de l'ouvrage. De même, le dimensionnement des poutres, poteaux, voiles et fondations a été effectué de manière à garantir la sécurité de la structure tout en respectant les critères économiques et constructifs.

Cette étude a également mis en évidence l'importance de la modélisation numérique dans l'ingénierie moderne. L'utilisation du logiciel ETABS a permis d'analyser avec précision le comportement tridimensionnel du bâtiment, d'optimiser les choix de conception et de vérifier la conformité de la structure vis-à-vis des exigences imposées par les règlements parasismiques algériens.

Au-delà des résultats techniques obtenus, ce projet a constitué une expérience formatrice particulièrement enrichissante. Il nous a permis de consolider nos connaissances théoriques acquises durant notre cursus universitaire et de les appliquer à un cas réel de conception structurale. Il a également développé notre capacité à analyser, interpréter et résoudre les différentes problématiques rencontrées lors de l'étude d'un ouvrage en béton armé situé en zone sismique.

En perspective, il serait intéressant d'approfondir cette étude par l'intégration d'analyses plus avancées, telles que l'analyse dynamique non linéaire, l'optimisation structurelle ou encore la comparaison avec d'autres systèmes constructifs, notamment les structures

métalliques ou mixtes. Ces approches permettraient d'améliorer davantage les performances techniques, économiques et parasismiques des futures constructions.

Pour conclure, cette étude confirme que la réussite d'un projet de construction repose sur une conception rigoureuse, une modélisation précise et le respect strict des normes de calcul. Elle souligne également le rôle essentiel de l'ingénieur en génie civil dans la conception d'ouvrages sûrs, performants et durables, capables de répondre aux exigences croissantes du secteur du bâtiment.

Bibliographie

Règlements et livres

- ❖ DTR B C 2-48 RPA2024:Règles parasismiques algériennes.
- ❖ DTR B C 2-41 CBA1993:Règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- ❖ DTR B.C.2.2 : Charge permanente et charge d'exploitation.
- ❖ DTR B.C.2. 331 : Règles de calcul des fondations superficielles.
- ❖ Jean Perchat et Jean Roux, pratique du B.A.E.L 91.
- ❖ Cours de béton armé BAEL 91, modifié 99 et DTU .
- ❖ Eurocode 8:

Les mémoires

- ❖ Mémoire Checil Senia et Boudar Souaad Etude d'un structure en beton armes selon RPA 2024 ,(2024-2025),universitaire de tissemsilt
- ❖ Hadj Bouss"ada Abdenour et Deghal Mohamed Amine,Etude dynamique comparative ,(2024-2025),universitaire de tissemsilt

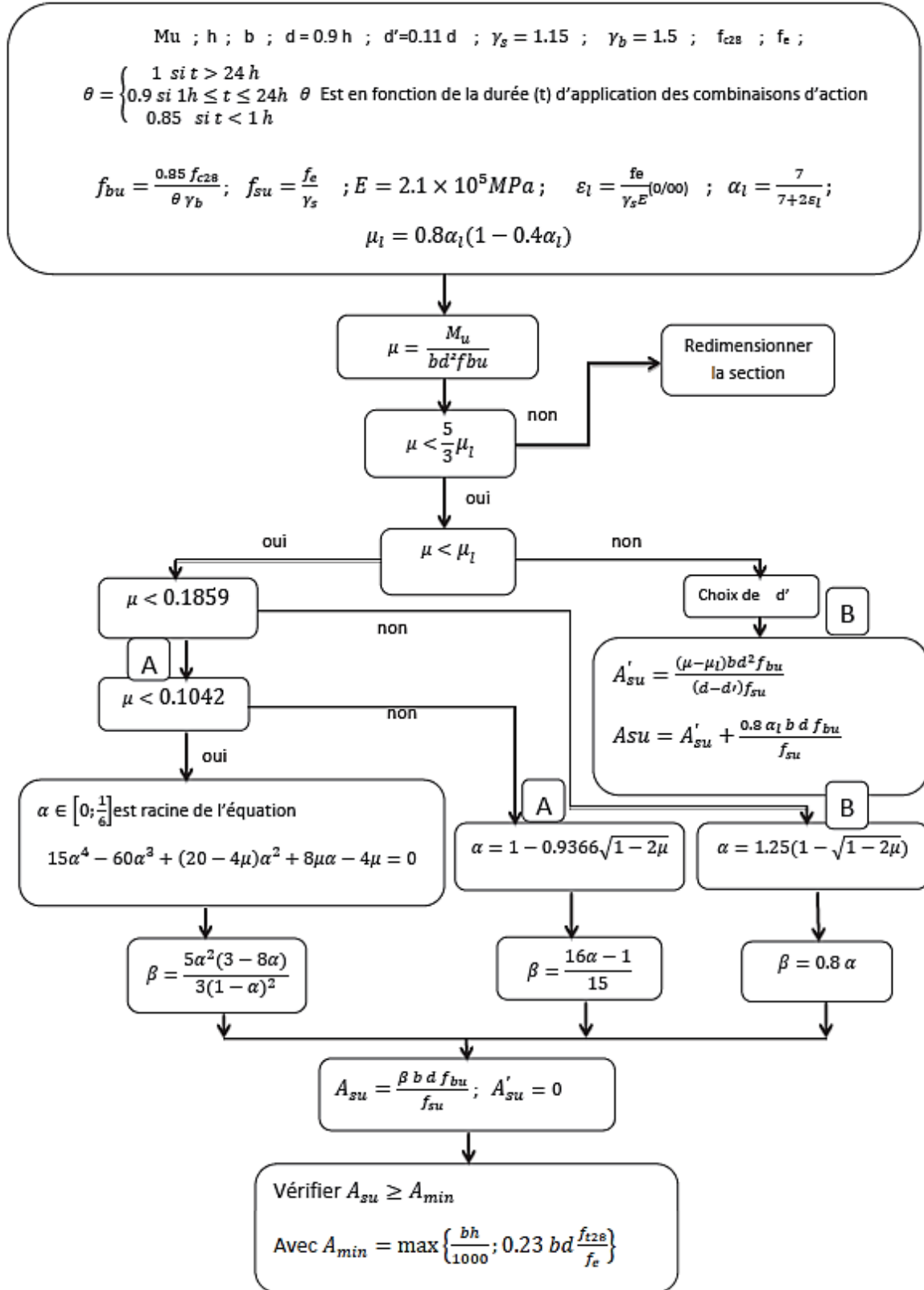
Logiciels :

- ETABS 19.
- AUTOCAD. ,(
- AUTOCAD 2014 et 2025.
- SOCOTEC.
- WORD.
- EXCEL.
- robot expert.

Annexe

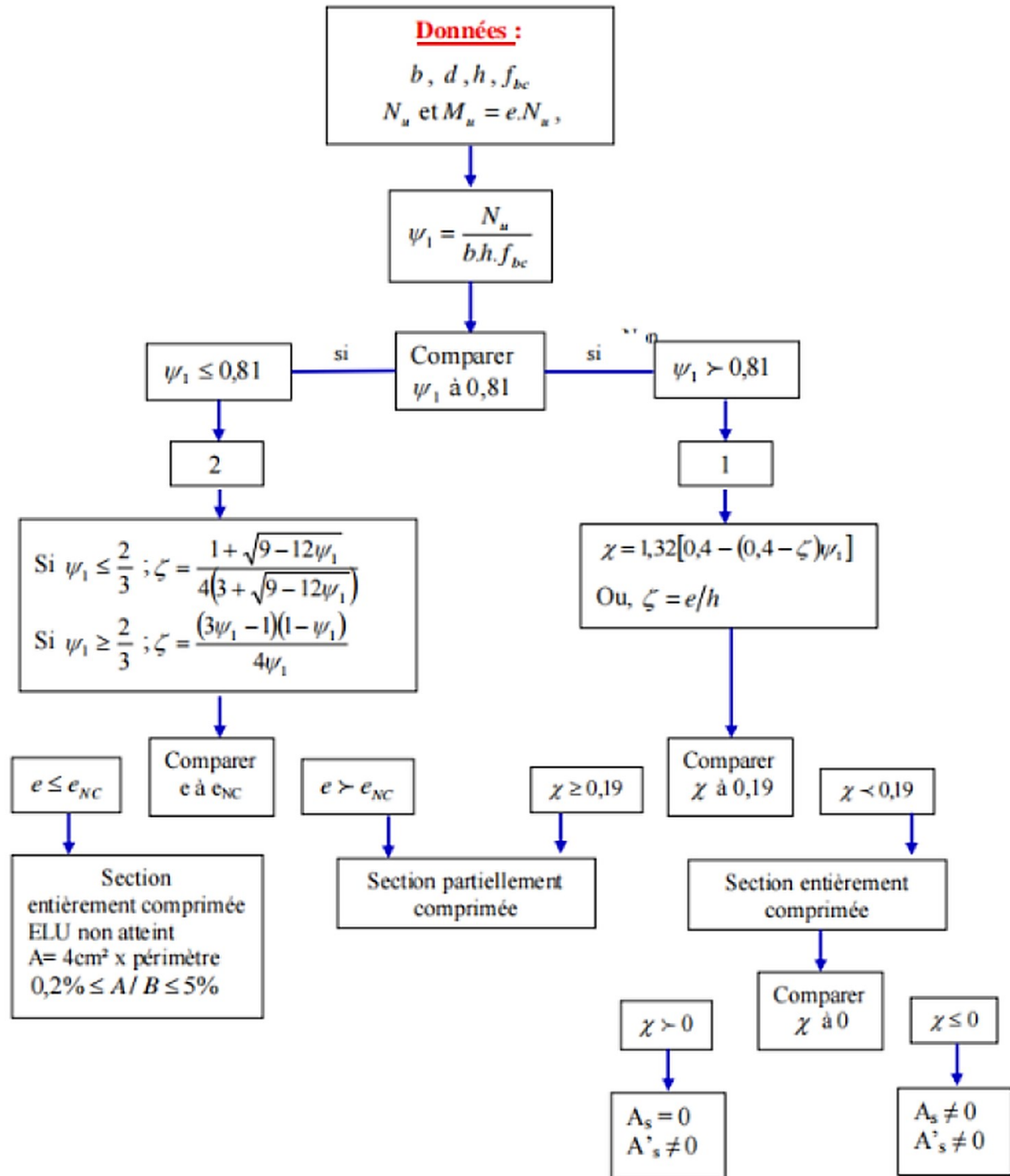
Annexe 1

Organigramme de calcul du ferrailage pour une section rectangulaire en flexion simple à ELU



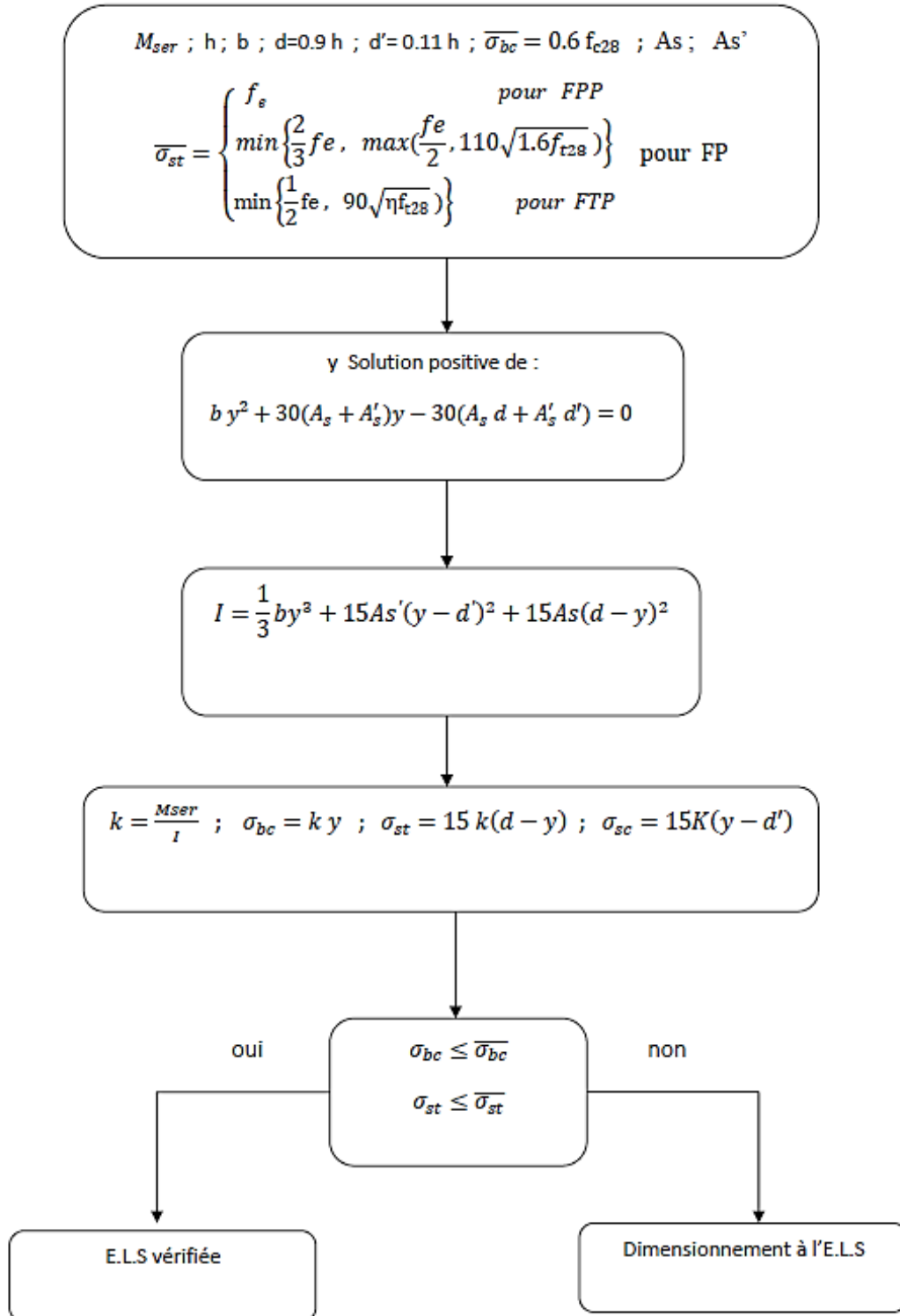
Annexe 2

Organigramme de calcul du ferrailage pour une section rectangulaire en flexion composée



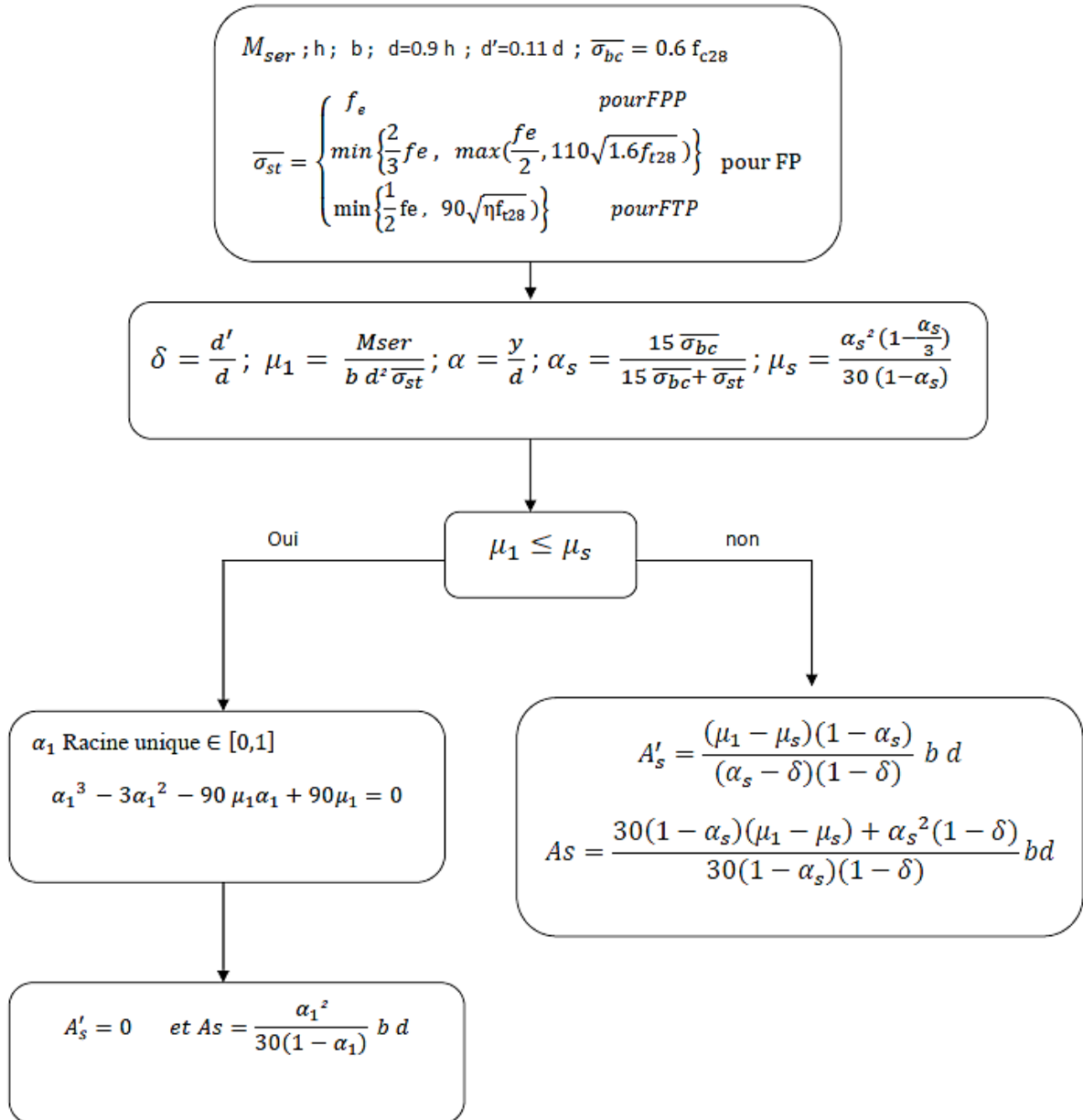
Annexe 3

Organigramme de vérification pour une section rectangulaire en flexion simple à ELS



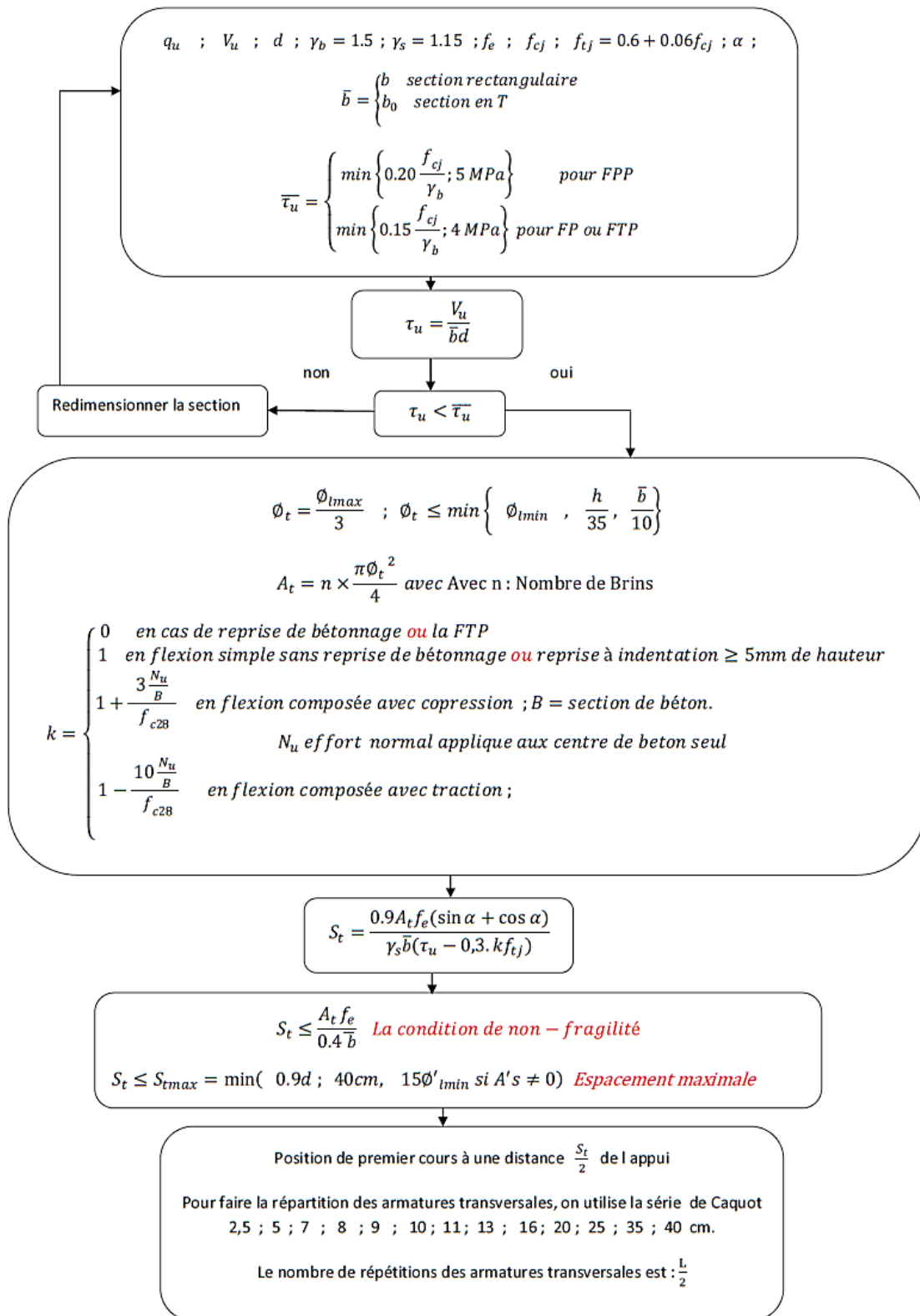
Annexe 4

Organigramme de calcul du ferrailage pour une section rectangulaire en flexion simple à ELS



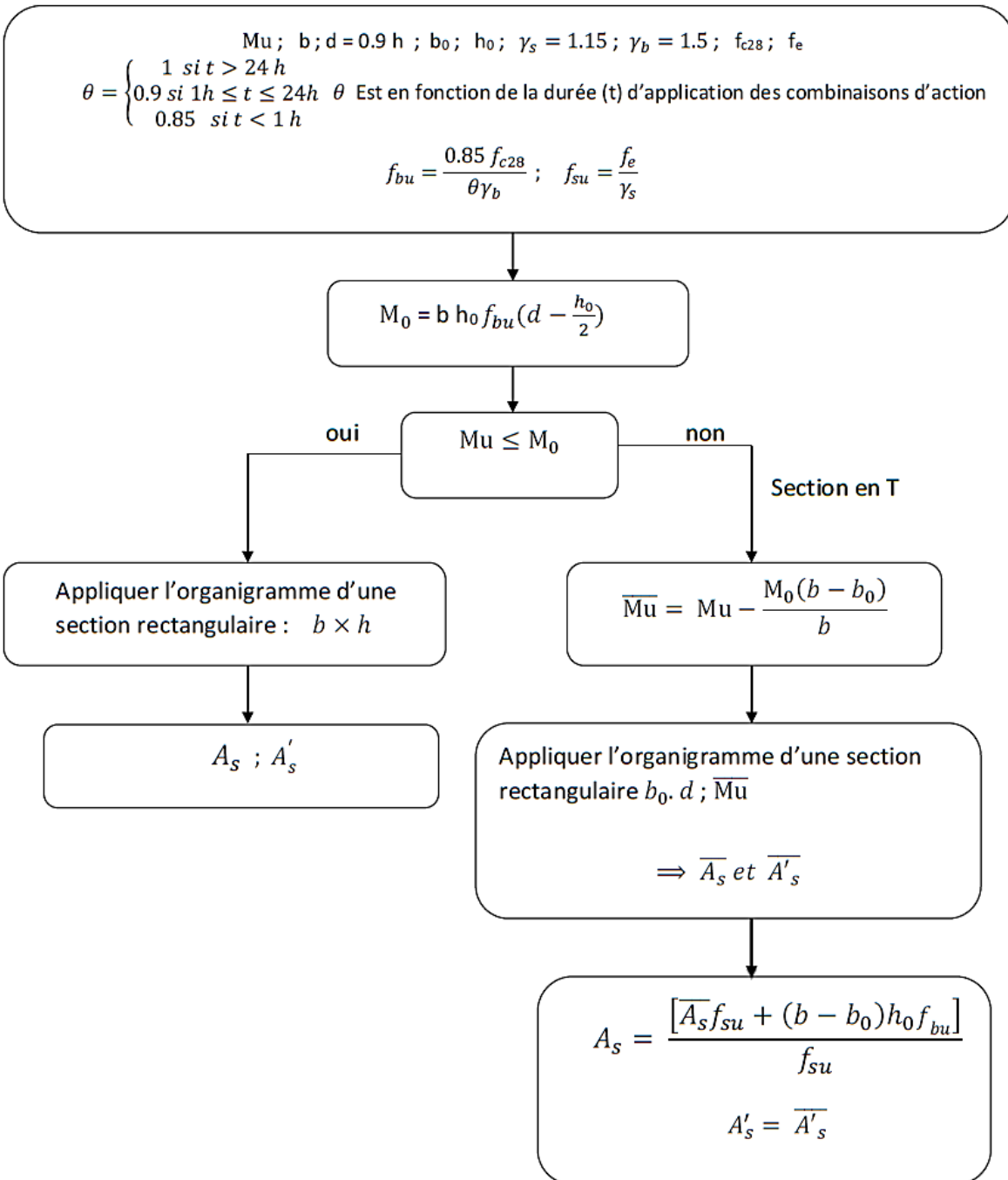
Annexe 5

Organigramme de calcul des armatures transversales



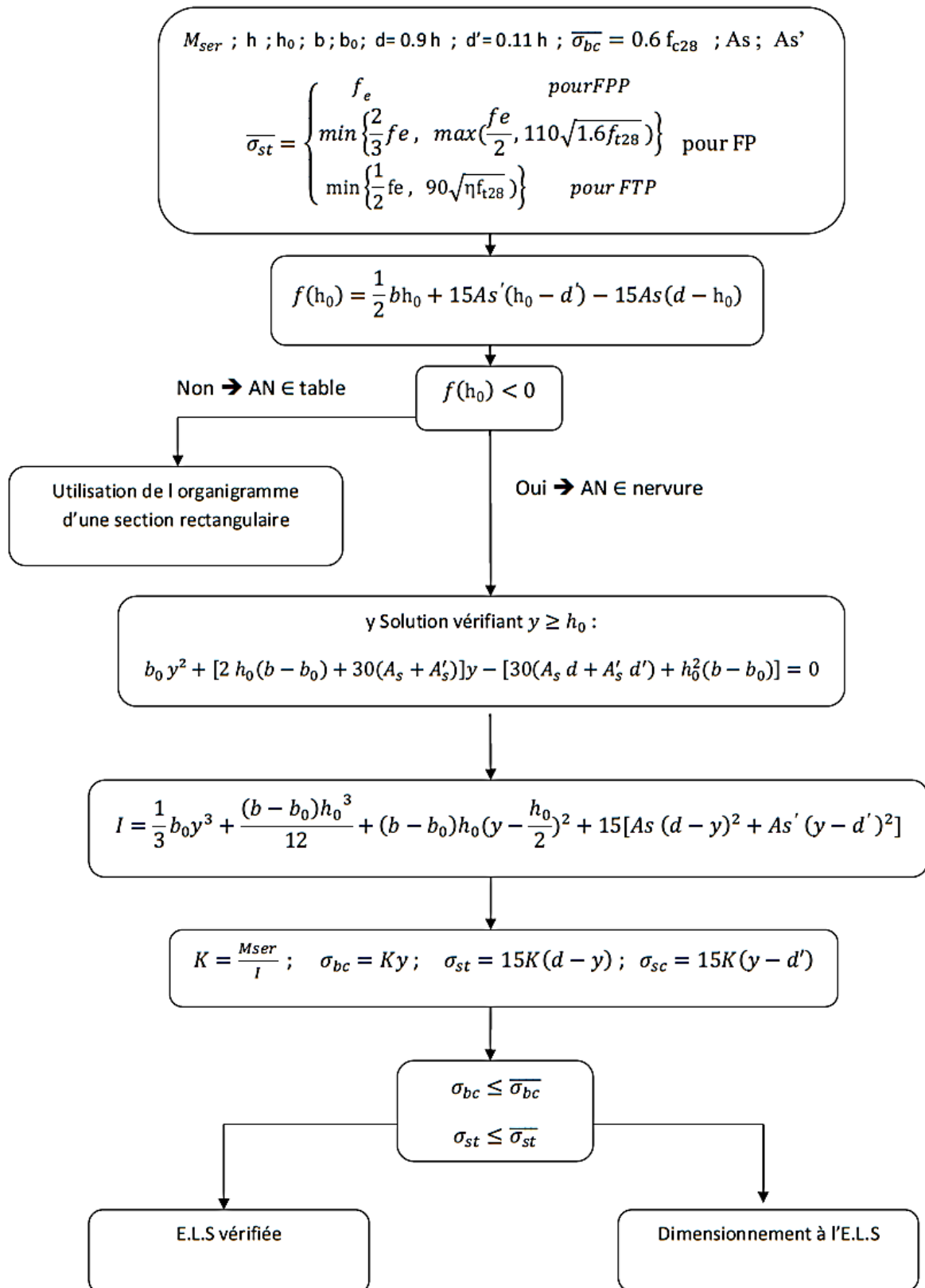
Annexe 6

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:

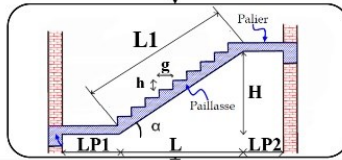
$$64n^2 - n(64 + 2H + L) + 2H = 0 \rightarrow n \text{ (en cm)}$$

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 | | $G_5 = 1 \text{ KN/m}^2$ | $G = G_1 + G_2 + G_3 + G_4 + G_5 + G_6 + G_7 + G_8$ |
| 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) | $\rho_8=22\text{KN/m}^3$ | $G_8 = 0,44 \text{ KN/m}^2$ | |

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) | $\rho_3=22\text{KN/m}^3$ | $G_3 = 0,44 \text{ KN/m}^2$ | $G = G_1 + G_2 + G_3 + G_4$ |
| 4-Enduit en ciment (e=2cm) | $\rho_4=20\text{KN/m}^3$ | $G_4 = 0,4 \text{ KN/m}^2$ | |

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 l'ELS:

la charge équivalente: $q_e = \frac{\sum q_i \times L_i}{\sum L_i}$

Moment d'équivalence: $M_0 = \frac{q_e L^2}{8}$

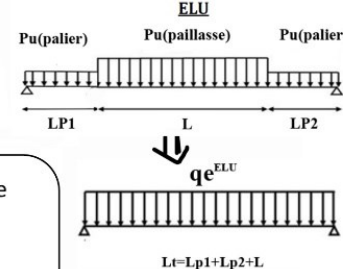
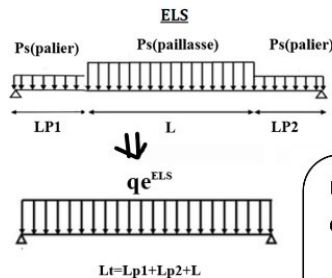
En travée:

En appui:

$M_{travée} = 0,85.M_0$

$M_{appui} = 0,2.M_0$

$V_s = \frac{q_s L}{2}$



Utilisation des organigrammes de la flexion simple

d'une poutre (b = 1m x ep)

En travée:

En appui:

$M_u^t \rightarrow A_s^t$

$M_u^a \rightarrow A_s^a$

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

$$\bar{\tau}_u = \begin{cases} \min\left\{0.20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right\} & \text{pour FPP} \\ \min\left\{0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right\} & \text{pour FP ou FTP} \end{cases}$$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{t \max}}{3}$$

besoin d'armature transversale

non

oui

$$\tau_u = \frac{V_u}{d b} \leq \bar{\tau}_u$$

Pas d'armature transversale

$$\alpha = \frac{\delta - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100} \text{ tq } \delta = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Vérification à l'ELS est nécessaire

non

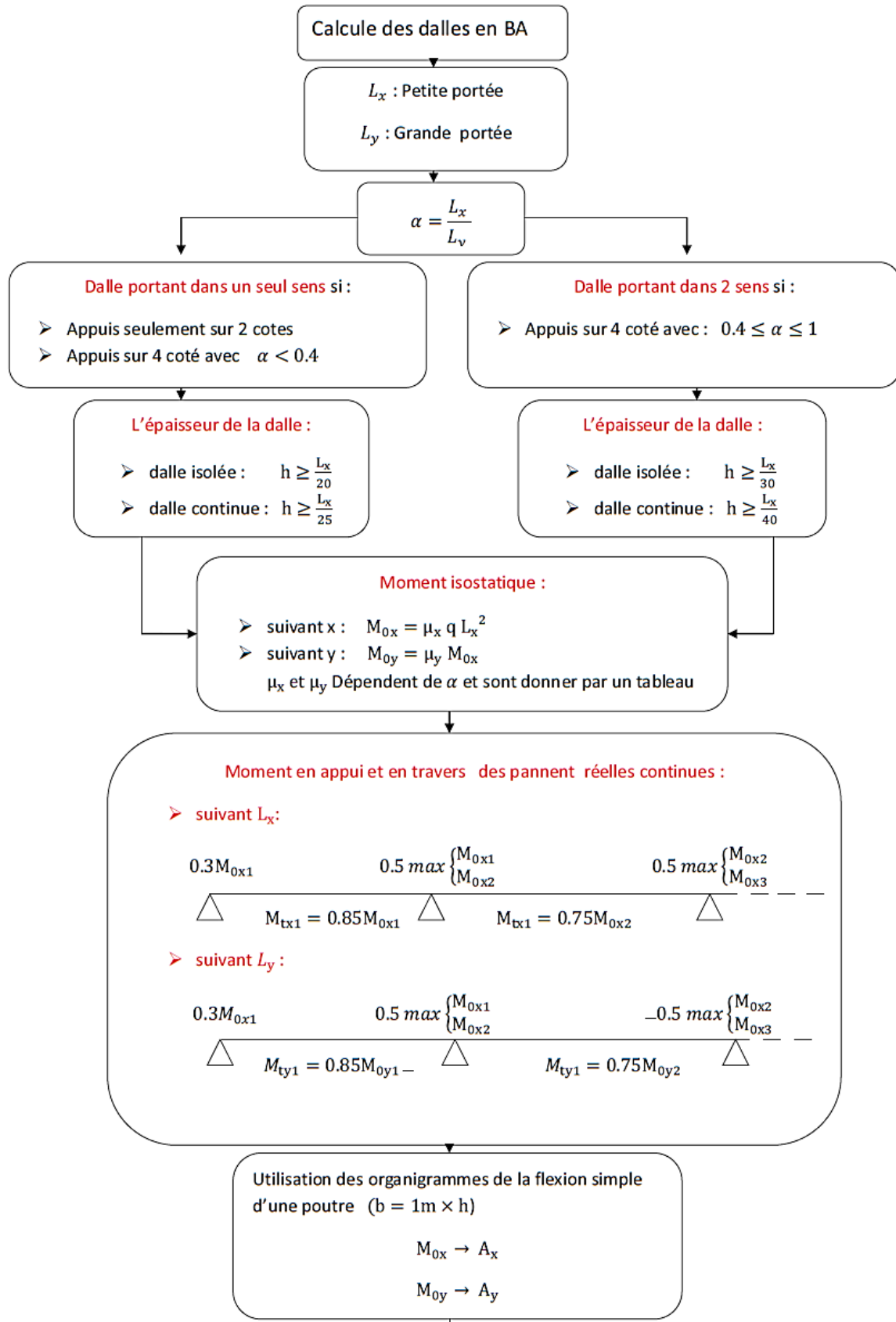
oui

$$\alpha_u < \alpha$$

Vérification à l'ELS n'est pas nécessaire

Annexe 9

Organigramme de calcul des dalles



Section minimale des armatures

➤ selon L_y :

$$A_{ymin} (cm^2/m) \begin{cases} 12h & \text{pour RL} \\ 8h & \text{pour HA 400} \\ 6h & \text{pour HA 500} \end{cases} \quad h \text{ en millimètre}$$

➤ selon L_x :

$$A_{xmin} (cm^2/m) = \frac{3 - \alpha}{2} A_{ymin}$$

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

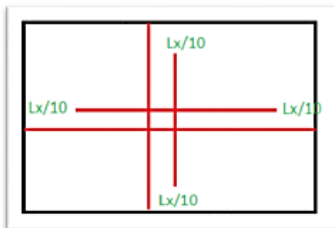
$$S_{tx} \leq \min \begin{cases} 2h \\ 25 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Pour les As parallèle à } L_x$$

$$S_{ty} \leq \min \begin{cases} 3h \\ 33 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Pour les As parallèle à } L_y$$

Les arrêts des barres

En travée :

Les arrêts en travée sont arrêtés 1 sur 2 à $\frac{L_x}{10}$

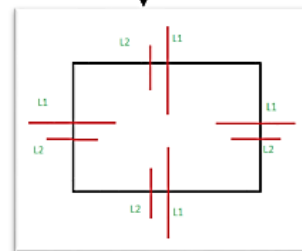


En appui :

Les armatures sur appuis sont arrêtées 1 sur 2 de L_1 et L_2

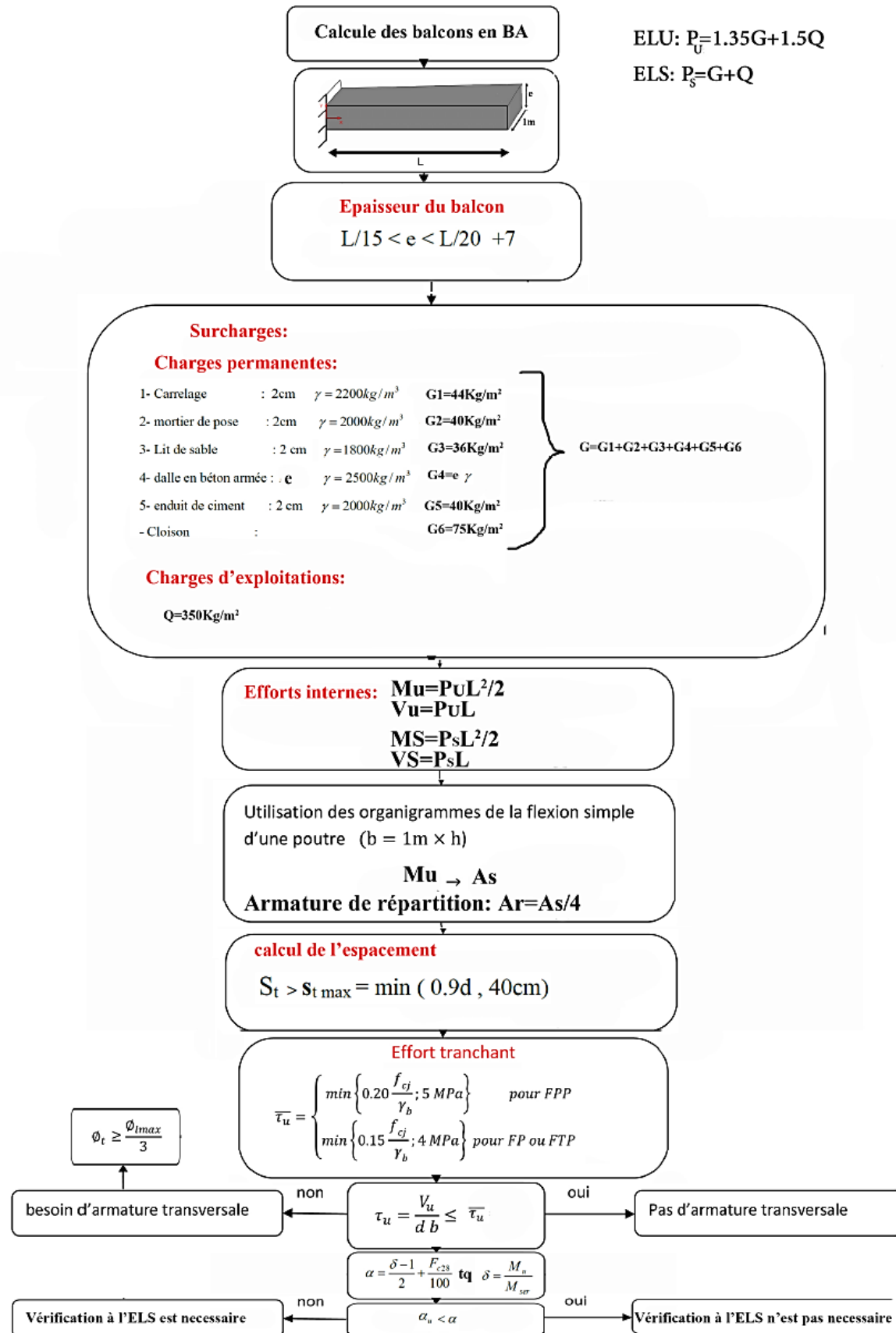
$$L_1 = \max \begin{cases} L_s & \text{pour un panneau intermédiaire} \\ 0.2L_x & \text{pour un panneau intermédiaire} \\ 0.25L_x & \text{pour un panneau de rive} \end{cases}$$

$$L_2 = \max \left\{ \frac{L_s}{2} \right\}$$



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 cm^2

Section en cm^2 de 1 à 20 armatures de diamètre $\varnothing$ en mm

$\varnothing$	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 cm^2 de 1 à 20 armatures de diamètre ϕ en mm.

