



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



Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil, Mécanique et Transport

Mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme
de Master académique en

Filière : **Génie Civil**

Spécialité : **Structures**

Présentée par : **BENANE HAKIMA**

Thème

Conception, étude et calcul d'un bâtiment en béton armé implanté à Tissemsilt

Soutenu le 21 Septembre 2026

Devant le Jury :

Bouzid Haytham	Président	Prof.	Univ-Tissemsilt
Bessegghier Abderrahmane	Encadreur	Prof.	Univ-Tissemsilt
Ouazir Mansour	Examineur	M.C.B.	Univ-Tissemsilt

Année universitaire : 2025-2026

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail, fruit de plusieurs années d'efforts et de persévérance :

- ***À mes très chers parents,***

Aucun mot ne saurait exprimer ma profonde gratitude pour votre amour inconditionnel, vos sacrifices et vos prières continuelles. Que ce travail soit le couronnement de vos efforts.

- ***À mon cher frère Bilal et à ma chère sœur,***

Pour votre présence, votre amour, votre soutien moral et vos encouragements constants tout au long de mon parcours.

- ***À ma chère amie préférée, HATTAB Khouloud, et SEKOUM Ikram***

Pour sa présence précieuse, son soutien inestimable, sa loyauté et ses encouragements sincères qui m'ont toujours poussé vers l'avant.

- ***À mes chers amis :***

SEHOUAN Sofiane, SEKOU Yahia, et MOUMEN Babou,

Pour leur fidélité, les moments inoubliables partagés, leur soutien fraternel et leur présence à mes côtés durant cette aventure universitaire.

- ***À tous mes camarades de promotion,***

Pour les beaux souvenirs durant cette formation en génie civil.

- ***À toute ma famille et à tous ceux qui m'ont soutenu de près ou de loin.***

[Hakima Benane]

REMERCIEMENTS

*Avant tout, je remercie **Allah le Tout-Puissant**, de m'avoir donné la force, la santé et la patience nécessaires pour accomplir ce travail.*

*Je tiens à exprimer mes sincères remerciements et ma profonde gratitude à mon encadreur, **PROF. BESSEGHIER ABDERRAHMANE**, pour son suivi continu, ses précieux conseils, sa disponibilité et ses directives éclairées tout au long de la réalisation de ce mémoire.*

*Mes remerciements s'adressent également aux membres du jury, **PROF. OUAZIR MANSOUR** et **PROF. HAITHAM BOUZID**, pour l'honneur qu'ils m'ont fait en acceptant d'évaluer ce travail et pour la valeur apportée par leurs remarques et observations constructives.*

*Je remercie chaleureusement l'ensemble des enseignants et le personnel du **Département de Génie Civil**, pour la qualité de la formation dispensée et pour leur soutien durant tout mon cursus universitaire.*

Enfin, je témoigne ma reconnaissance à toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à la concrétisation de ce projet.

Résumé

Ce mémoire présente l'étude technique, le calcul et le dimensionnement d'un bâtiment en béton armé de type R+5, implanté à Tissemsilt.

Le travail s'articule autour des grandes étapes suivantes :

- **Présentation et conception générale** : Description architecturale et structurelle de l'ouvrage, choix des matériaux et pré-dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres, dalles).
- **Évaluation des charges** : Calcul rigoureux des charges permanentes (G) et des surcharges d'exploitation (Q) selon les règles en vigueur, ainsi que le dimensionnement des éléments secondaires (escaliers, acrotères, balcons, planchers).
- **Analyse sismique et contreventement** : Étude dynamique et modélisation de la structure, classification de la zone sismique de Tissemsilt et application des exigences réglementaires (RPA) pour le système de contreventement (portiques et/ou voiles).
- **Calcul des éléments résistants et des fondations** : Vérification de la résistance et du ferrailage des éléments principaux selon le BAEL et le RPA, ainsi que l'étude géotechnique et le dimensionnement des fondations (semelles ou radier).
- **Modélisation numérique** : Utilisation du logiciel ETABS pour l'analyse tridimensionnelle, la vérification des déplacements (effet $P-\Delta$) et l'optimisation du comportement dynamique de la structure.

Mots clés : Structure en béton armé, Règles BAEL, Règles parasismiques, Ferrailage, Modélisation numérique (ETABS).

Abstract

This thesis presents the **technical study, calculation, and structural design of a 5-story reinforced concrete building** located in **Tissemsilt**.

The research is developed through the following core stages:

- **General Presentation and Conceptual Design:** Architectural and structural description of the building, material selection, and preliminary sizing of load-bearing elements (columns, beams, and slabs).
- **Load Estimation:** Rigorous calculation of dead loads (G) and live loads (Q) according to active regulations, alongside the structural design of **secondary elements** (stairs, parapets, balconies, and floor systems).
- **Seismic Analysis and Lateral Bracing:** Dynamic study and structural modeling, classification of Tissemsilt's seismic zone, and application of regulatory requirements (RPA) for the lateral force-resisting system (frames and/or shear walls).
- **Structural Elements and Foundation Design:** Resistance verification and reinforcement detailing of main structural elements in compliance with **BAEL** and **RPA** codes, as well as geotechnical assessment and sizing of foundations (isolated/strip footings or mat foundation).
- **Numerical Modeling:** Utilization of **ETABS** software for three-dimensional analysis.

Keywords: Concrete structure, BAEL regulations, Seismic codes, Reinforcement detailing, Numerical modeling (ETABS).

ملخص

تقدّم هذه المذكرة الدراسة التقنية، الحساب والتحجيم الهيكلي لبناية من الخرسانة المسلحة تتكون من 5 طوابق (R+5)، والمزعم إنجازها بتيسمسلت.

يتمحور هذا العمل حول المراحل الرئيسية التالية:

- **العرض والتصميم العام:** الوصف المعماري والإنشائي للمبنى، اختيار المواد، والتحجيم الأولي للعناصر الحاملة (الأعمدة، الروافد، والبلاطات).
- **تقييم الأحمال:** الحساب الدقيق للأحمال الدائمة (G) وأحمال الاستغلال (Q) وفقاً للقوانين السارية، بالإضافة إلى حساب العناصر الثانوية (السلالم، السترات، الشرفات، والأرضيات).
- **التحليل الزلزالي والتدعيم:** الدراسة الديناميكية ونمذجة الهيكل، تصنيف المنطقة الزلزالية لولاية تيسمسلت، وتطبيق متطلبات القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA) لتحديد نظام مقاومة القوى الأفقية.
- **حساب العناصر المقاومة والأساسات:** التحقق من مقاومة وتسليح العناصر الإنشائية الرئيسية وفقاً لقواعد BAEI و RPA، بالإضافة إلى الدراسة الجيوتقنية وتحجيم الأساسات (الأساسات السطحية أو الحصرية العامة).
- **النمذجة الرقمية:** استخدام برنامج ETABS لإجراء التحليل ثلاثي الأبعاد،

الكلمات المفتاحية:

الهيكل الخرساني، قواعد BAEI ، القواعد المضادة للزلازل، التسليح، النمذجة الرقمية (ETABS) ،

Sommaire

Liste des abréviations	i
Liste des figures	iii
Liste des tableaux	v
Chapitre I. Présentation de l'ouvrage & hypothèses de calcul	2
I.1. Présentation de l'ouvrage	2
I.2. Caractéristiques de la structure	2
I.3. Règlements, normes et documents techniques utilisés	9
I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux	9
I.5. Hypothèses de calcul	14
Chapitre II. Pré-dimensionnement & évaluation des charges	18
II.1. Introduction	18
II.2. Pré-dimensionnement des planchers	18
II.3. Pré-dimensionnement des poutres	19
II.4. Descente de charges	22
II.5. Pré-dimensionnement des poteaux	27
II.6. Pré-dimensionnement des voiles	30
II.7. Conclusion	31
Chapitre III. Calcul des éléments secondaires	34
III.1. Introduction	34
III.2. Planchers	34
III.3. Acrotère	86
III.4. Hypothèses de calcul	87
III.5. Les Escaliers	96
III.6. Les Balcons (Dalle Pleine)	106
III.7. Définition et hypothèses	106

III.8.	Conclusion	114
Chapitre IV. Analyse dynamique & modélisation		116
IV.1.	Introduction.....	116
IV.2.	Classification de l'ouvrage selon RPA 2024	116
IV.3.	Modélisation de la structure.....	117
IV.4.	Dispositions des voiles.....	118
IV.5.	Application de la méthode d'analyse modale spectrale	119
IV.6.	Vérification de système de contreventement	122
Chapitre V. Ferrailage des éléments structuraux		145
V.1.	Introduction.....	145
V.2.	Calcul des poteaux	145
V.3.	Calcul des poutres	164
V.4.	Etude des voiles	172
V.5.	Les étapes de calcul	175
V.6.	Vérifications spécifiques.....	176
V.7.	Ferrailages des voiles et des trumeaux	177
V.8.	Calcul de la section des armatures longitudinales	182
V.9.	Ferrailage de l'âme	190
V.10.	Vérification des contraintes limites de cisaillement	192
V.11.	Vérification des conditions de ductilité locale.....	192
V.12.	Ferrailage de la zone supérieur	197
V.13.	Schéma de ferrailage.....	198
V.14.	Conclusion	198
Chapitre VI. Etude des fondations		199
VI.1.	Introduction.....	199
VI.2.	Choix du type de fondations	199
VI.3.	Dimensionnement et ferrailage des semelles isolées	199

VI.4.	Versifications Réglementaires Fondamentales	206
VI.5.	Calcul ferrailage des semelles isolées.....	208
VI.6.	Dimensionnement d'une semelle sous mur	208
VI.7.	Dimensionnement des poutres de libage.....	209
VI.8.	Étude de longrine	212

Liste des abréviations

Symboles	Signification
E.L. S	État Limite de Service,
E.LU	État Limite Ultime,
C^{te}	Valeur Constance,
A_s	Section d'Aciers,
A_s'	Section D'aciers Comprimés,
A_{max}, A_{min}	Section D'acier Maximale Et Minimale,
A.N	Axe Neutre,
A_s	Armatures Supérieures,
A_t	Section D'un Cours D'armatures Transversales,
B_r	Section Réduite,
B_o	Section Homogène Totale,
E_s	Module d'élasticité,
F_{bc}	Résultante Des Efforts De Compression Dans Le Béton,
G	Action Permanente,
I_0	Moment D'inertie De La Section Totale Homogène,
M_a	Moment Sur Appui,
M_{Ser}	Moment Fléchissant E.L.S,
M_U	Moment Fléchissant E.L.U,
$M_{\hat{a}x}$	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé,
M_{oy}	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé Pour Une Bande De Largeur Unité Parallèle A l_y
N_{Ser}	Effort Normal De Service,
N_u	Effort Normal Ultime,
P_{Ser}	Charge Concentrée Appliquée E.L.S,
P_u	Charge Concentrée Appliquée E.L.U,
V_u	Effort Tranchant E L.U,
a	Plus Petite Dimension D'une Section Transversale,
a-b	Dimensions En Plans D'un Poteau,
B	Largeur D'une Table De Compression,
b_0	Largeur D'une Section Rectangulaire Ou De La Nervure D'une Section En T,
b_1	Largeur d'une aile de tension en T,
d	Hauteur utile d'une section,

e_0	Excentricité par rapport au centre de gravité du béton,
f_{cj}	Résistance caractéristique du béton à la compression à j- jours,
f_{c28}	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 j,
f_e	Limite d'élasticité de l'acier,
f_{tj}	Résistance conventionnelle à la traction du béton à j- jours,
f_{t28}	Résistance conventionnelle a la traction du béton a 28 j,
h	Hauteur totale d'une section,
h_0	Hauteur d'une table de compression,
i	Rayon de giration,
l_a	Portée d'ancrage,
l_f	Hauteur de flambement,
l_i	Portée de travée,
l_r	Longueur de recouvrement,
l_s	Longueur de scellement,
l_o	Longueur fictive,
n	Coefficient d'équivalence,
S_t	Espacement des armatures transversales,
$\mathcal{E}_{bc}$	Raccourcissement relatif maximal du béton comprimé ,
$\mathcal{E}_s$	Allongement relatif des aciers tendus,
$\mathcal{E}_{sc}$	Raccourcissement relatif des aciers comprimé,
$\mathcal{E}_{st}$	Allongement relatif des aciers tendus lorsque leur contrainte atteint la résistance de calcul (f_e / γ_s),
λ	Élancement géométrique,
μ	Coefficient de frottement acier /béton,
ν	Coefficient de poisson ; effort normal réduit,
σ_{bc}	Contrainte de compression du béton,
$\bar{\sigma}_{bc}$	Contrainte limite du béton comprimé à E.L.S
σ_s	Contrainte de traction de l'acier,
τ_{su}	Contrainte d'adhérence limite,
τ_u	Contrainte tangentielle conventionnelle,
ϕ	Diamètre d'une barre,
ϕ_l	Diamètre d'une barre longitudinale,
ϕ_t	Diamètre d'une barre transversale,
ψ, ψ'	Coefficient pour calculer l'ancrage des courbes,

Liste des figures

Figure I-1 Plan de masse.....	3
Figure I-2 Plan de situation.....	3
Figure I-3 Etage courant	4
Figure I-4 Vue en plan.....	5
Figure I-5 Coupe B- B	6
Figure I-6 Coupe A - A.....	6
Figure I-7 Façade interieure.....	7
Figure I-8 Façade postérieure du bâtiment	7
Figure I-9 Plan de Terrasse.....	8
Figure I-10 Diagramme parabole - rectangle du béton.....	11
Figure I-11 Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS	11
Figure I-12 Diagramme déformation -contraintes de calcul de l'acier.....	13
Figure I-13 Diagramme des déformations limites de la section- Règles des 3 pivots.....	16
Figure II-1 Coupe du plancher à corps creux	18
Figure II-2 Plancher corps creux	21
Figure II-3 Plancher terrasse.....	22
Figure II-4 Plancher étage courant, R.D.C	23
Figure II-5 Détail mur extérieur	24
Figure II-6 Détail d'un mur intérieur.....	24
Figure II-7 schéma palier.....	25
Figure II-8 Cumul des charges d'exploitation par niveau.....	26
Figure II-9 Surface d'influence du poteau le plus sollicité	28
Figure II-10 Coupe schématique d'un voile de contreventement	30
Figure IV-1 Logiciel de modélisation ETABS V22	117
Figure IV-2 Répartition des voiles	119
Figure IV-3 Spectre de calcul horizontal.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure IV-4 Organigramme de détermination du système de contreventement et du coefficient de comportement R selon le RPA 2024.	122
Figure IV-5 Mode 01 translation selon x.....	126
Figure IV-6 Mode 02 translation selon y.....	126
Figure IV-7 Mode 03 Rotation selon z.....	127
Figure IV-8 Représentation de centre de masse et de centre de rigidité	134

Figure IV-9 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur sens x-x ...	137
Figure IV-10 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur sens y-y .	138
Figure IV-11 Équilibre et forces de renversement	139
Figure IV-12 Schéma de principe des effets du second ordre	140
Figure VI-1 Repérage des points d'appuis	201
Figure VI-2 Ferrailage de la semelle filante	211
Figure VI-3 Ferrailage des poutres de libage	212
Figure VI-4 Ferrailage de longrine	214
Figure VI-5 Exemple de ferrailage Semelle S1 avec coupe	215

Liste des tableaux

Tableau II.1 Charge et surcharge du plancher terrasse (corps creux).....	23
Tableau II.2 Charge et surcharge pour étage courant	23
Tableau II.3 Charge et surcharge des murs extérieurs.....	24
Tableau II.4 Charge et surcharge pour mur intérieur	25
Tableau II.5 Charge permanente pour paillasse	25
Tableau II.6 Palier de repos	26
Tableau II.7 Tableau récapitulatif de la dégression des charges d'exploitation	27
Tableau II.8 Paramètres de vérification du flambement (poteaux)	27
Tableau II.9 Récapitulatif des sections adoptées	31
Tableau IV.1 Configurations de spectre de réponse.....	120
Tableau IV.2 Les périodes caractéristiques du site	121
Tableau IV.3 Facteur de qualité.....	121
Tableau IV.4 Calcul de rayon de giration.....	123
Tableau IV.5 Rigidités latérales suivant les axes X et Y et de la rigidité à la torsion.....	124
Tableau IV.6 Vérification de l'effet noyau.....	124
Tableau IV.7 Distribution de l'effort tranchant à la base	125
Tableau IV.8 Vérification de la participation massique	127
Tableau VI.1 Données de calcul pour les semelles isolées	199
Tableau VI.2 Reactions	201
Tableau VI.3 Dimensionnement des semelles isolées	204
Tableau VI.4 Vérification de la contrainte au sol (ELS)	207
Tableau VI.5 Vérification non-poinçonnement	207
Tableau VI.6 Tableau récapitulatif des différentes semelles isolées	208
Tableau VI.7 Tableau récapitulatif des semelles filantes	208
Tableau VI.8 Calcul de ferrailage de la poutre de libage en travée.....	209
Tableau VI.9 Calcul de ferrailage de la poutre de libage sur appuis.....	210
Tableau VI.10 Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres de libage	211

Introduction

Introduction

Ce mémoire de génie civil présente l'étude technique complète d'un bâtiment à cinq étages dans une région de sismicité moyenne, doté d'un contreventement mixte. Structuré en six chapitres — allant du prédimensionnement et de l'analyse sismique jusqu'au ferrailage des éléments de l'ouvrage, le projet s'appuie sur les logiciels ETABS et Excel.

Le présent mémoire s'articule autour de six chapitres principaux :

- Contexte et cadre réglementaire: Présentation générale de l'ouvrage et définition des critères de conception ainsi que des hypothèses de calcul mécanique.

- Prédimensionnement structural et descente de charges: Détermination des sections préliminaires et évaluation rigoureuse des actions permanentes et variables sur les composants principaux de la structure.

- Analyse des éléments secondaires: Justification des composants structuraux locaux, notamment l'acrotère, les balcons, les poutrelles et les escaliers.

- Modélisation mécanique et analyse sismique: Évaluation du comportement dynamique de la structure sous sollicitations sismiques conformément aux réglementations en vigueur.

- Dimensionnement et ferrailage des éléments de contreventement:

- Conception et justification des infrastructures: Étude et dimensionnement du système de fondation.

Basée sur une conformité réglementaire stricte, cette étude de génie civil garantit l'intégrité structurelle et la résilience de l'ouvrage face aux actions et combinaisons de charges extérieures

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage & hypothèses de calcul

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

I.1. Présentation de l'ouvrage

Ce projet porte sur la conception et dimensionnement d'un bâtiment en béton armé, situé à Tissemsilt, composé de 5 niveaux. L'étude comprendra le dimensionnement, la descente de charges et le ferrailage des éléments porteurs (poteaux, poutres, voiles, fondations) selon les normes techniques en vigueur.

I.2. Caractéristiques de la structure

Les propriétés géométriques et les données techniques sont regroupées dans ce tableau :

Catégorie	Paramètres	Valeurs / Descriptions
Geometrie en Plan	Forme	Bloc rectangulaire régulier
	Longueur Sens x	29,60 m
	Largeur Sens y	18,60 m
Géométrie en Élévation	Hauteur totale	15,30 m
	Hauteur d'étage courant	3,06 m
Implantation et Sismicité	Lieu	Tissemsilt
	Zone sismique	Zone II (moyenne sismicité)
	Groupe d'usage	Groupe 2 (Habitation collective)
	Catégorie de site	Site ferme (S2)
Données Géotechniques	Contrainte admissible (σ sol)	2,00 bars
	Profondeur d'ancrage (D)	1,40 m
	Poids spécifique du sol (γ sol)	1,70 t/m ³
	Angle de frottement (ϕ)	20,53°
	Cohésion (C)	0,33 bars
Système Constructif	Ossature	Mixte (Poteaux-poutres et voiles en BA)
	Planchers	Corps creux avec dalle de compression
	Balcon	Dalle pleine en béton armé
	Terrasse	Terrasse inaccessible
	Escalier	Escalier droit à deux volées, séparées par un palier de repos.
	Maçonnerie	• Façades : Double cloison en briques creuses de 30 cm d'épaisseur avec lame d'air de 5 cm. • Séparations intérieures : Cloisons de 10 cm d'épaisseur. • Séparation entre logements : Double cloison de 25 cm d'épaisseur.
	Acrotère	Une terrasse inaccessible en béton armé. Sa hauteur est de 60 cm.

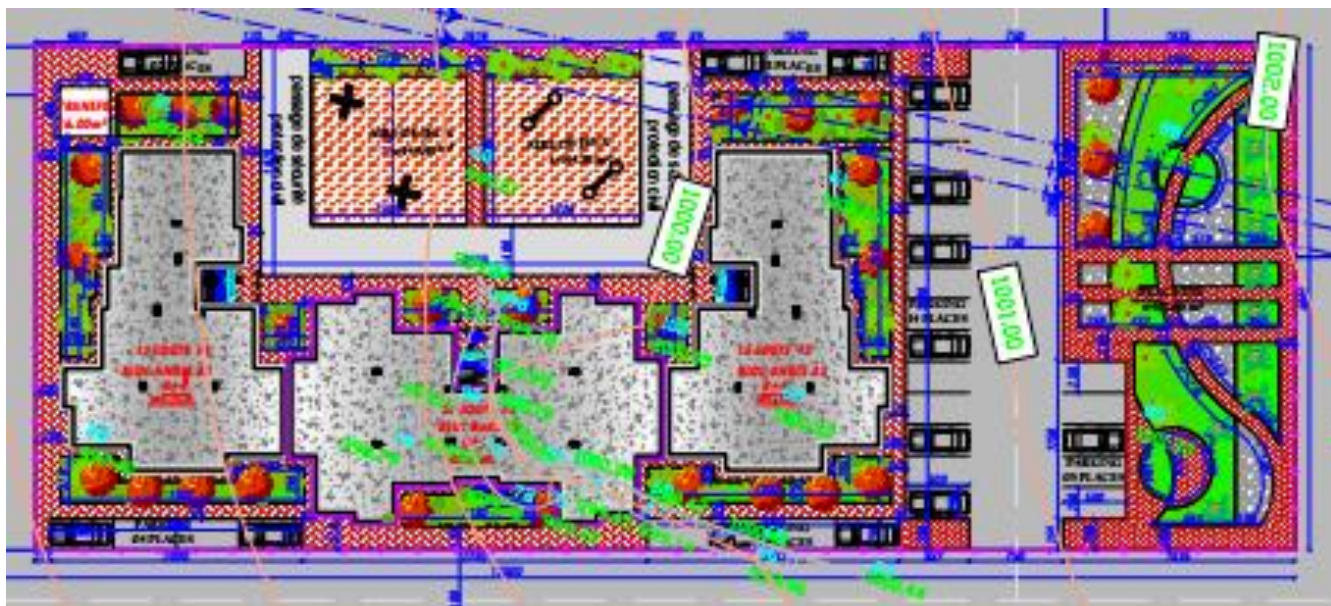


Figure I-1 Plan de masse



Figure I-2 Plan de situation

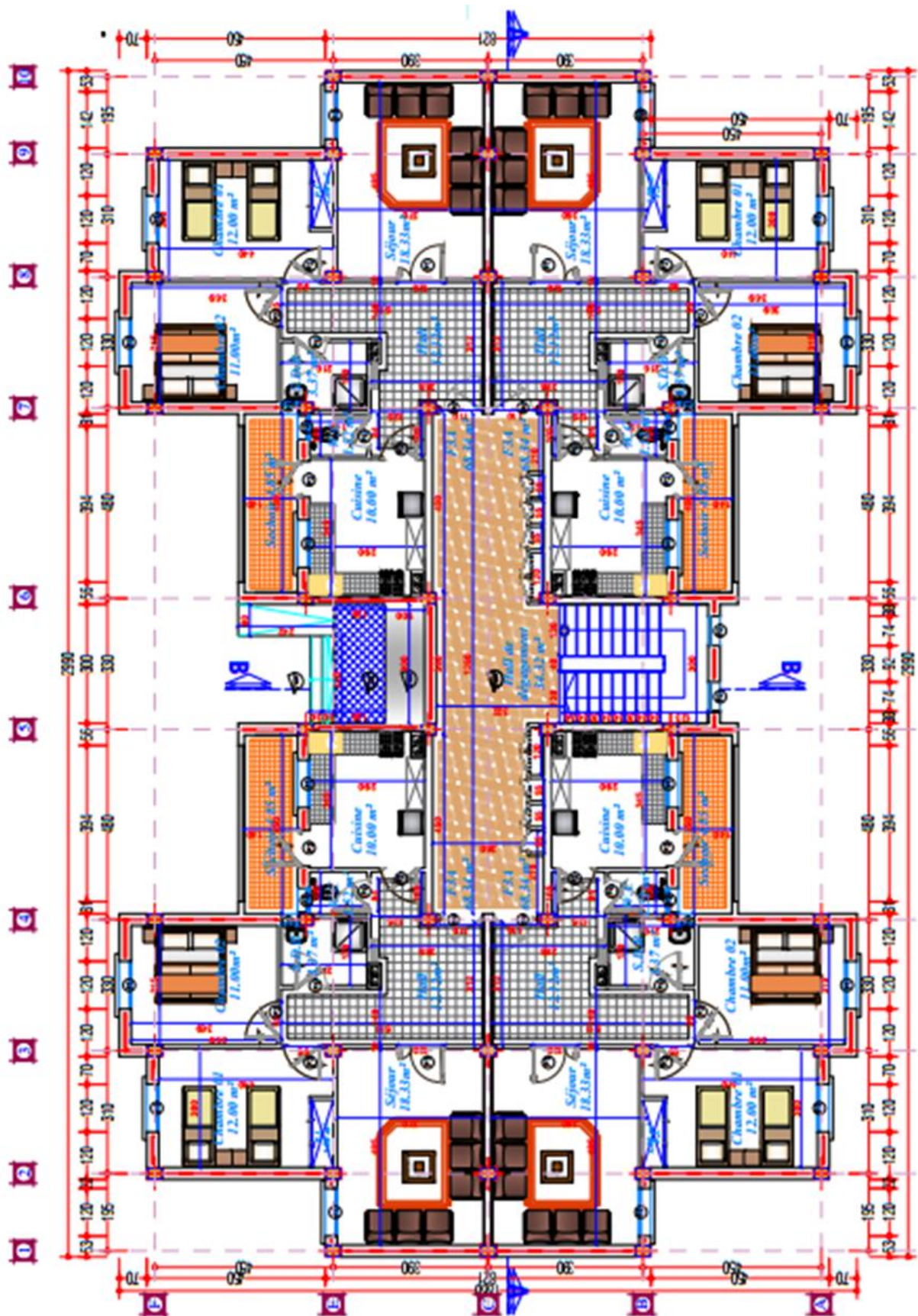


Figure I-3 Etage courant

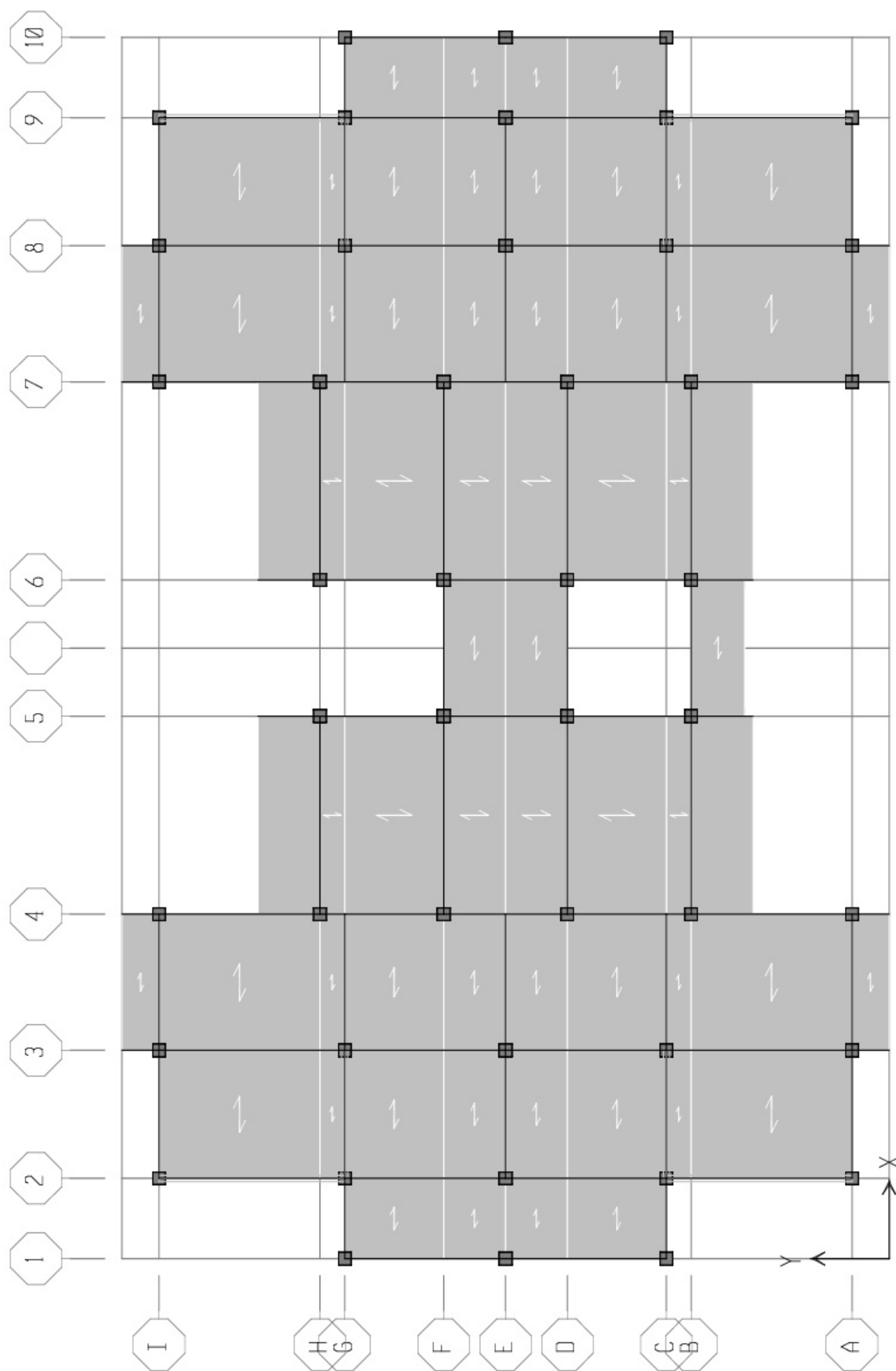


Figure I-4 Vue en plan

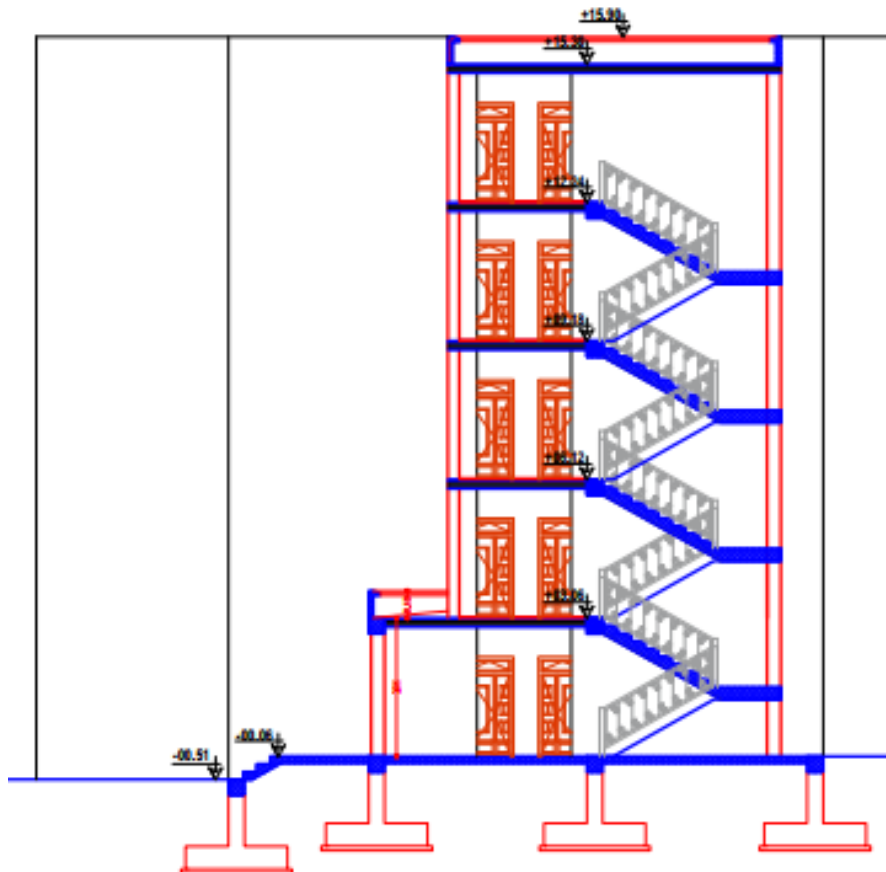


Figure I-5 Coupe B- B

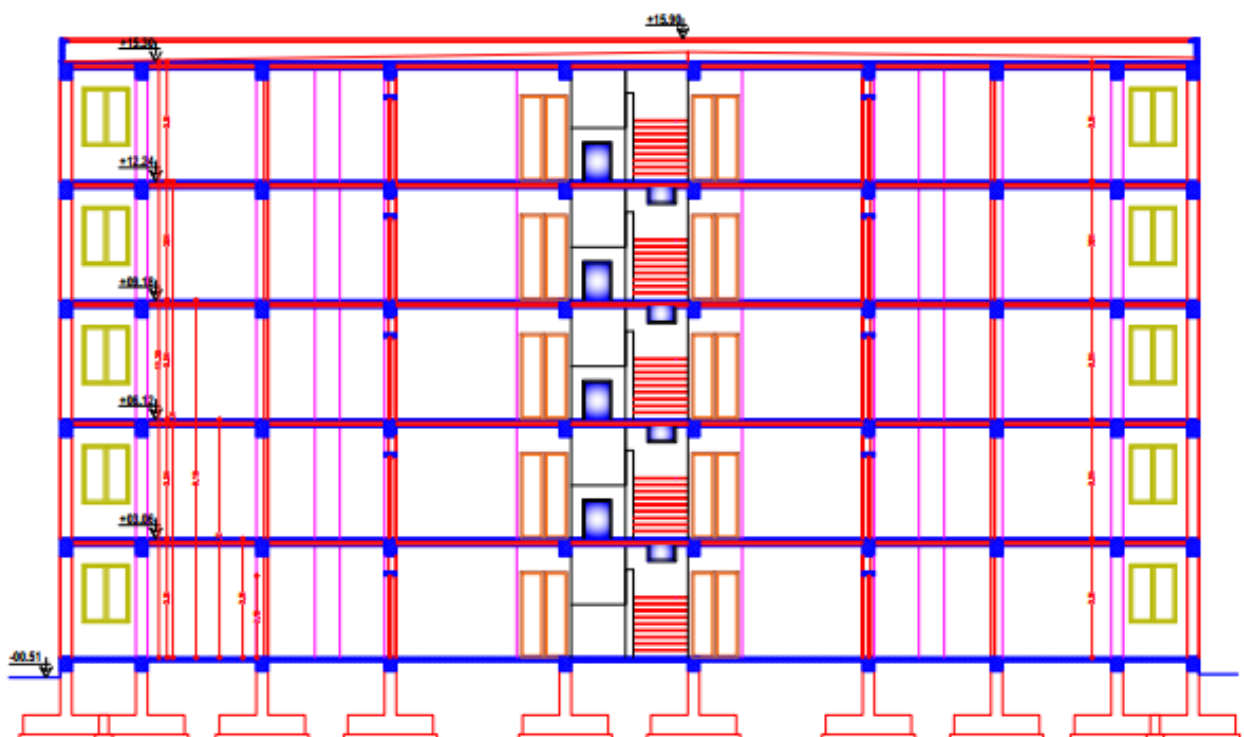


Figure I-6 Coupe A - A



Figure I-7 Façade intérieure



Figure I-8 Façade postérieure du bâtiment

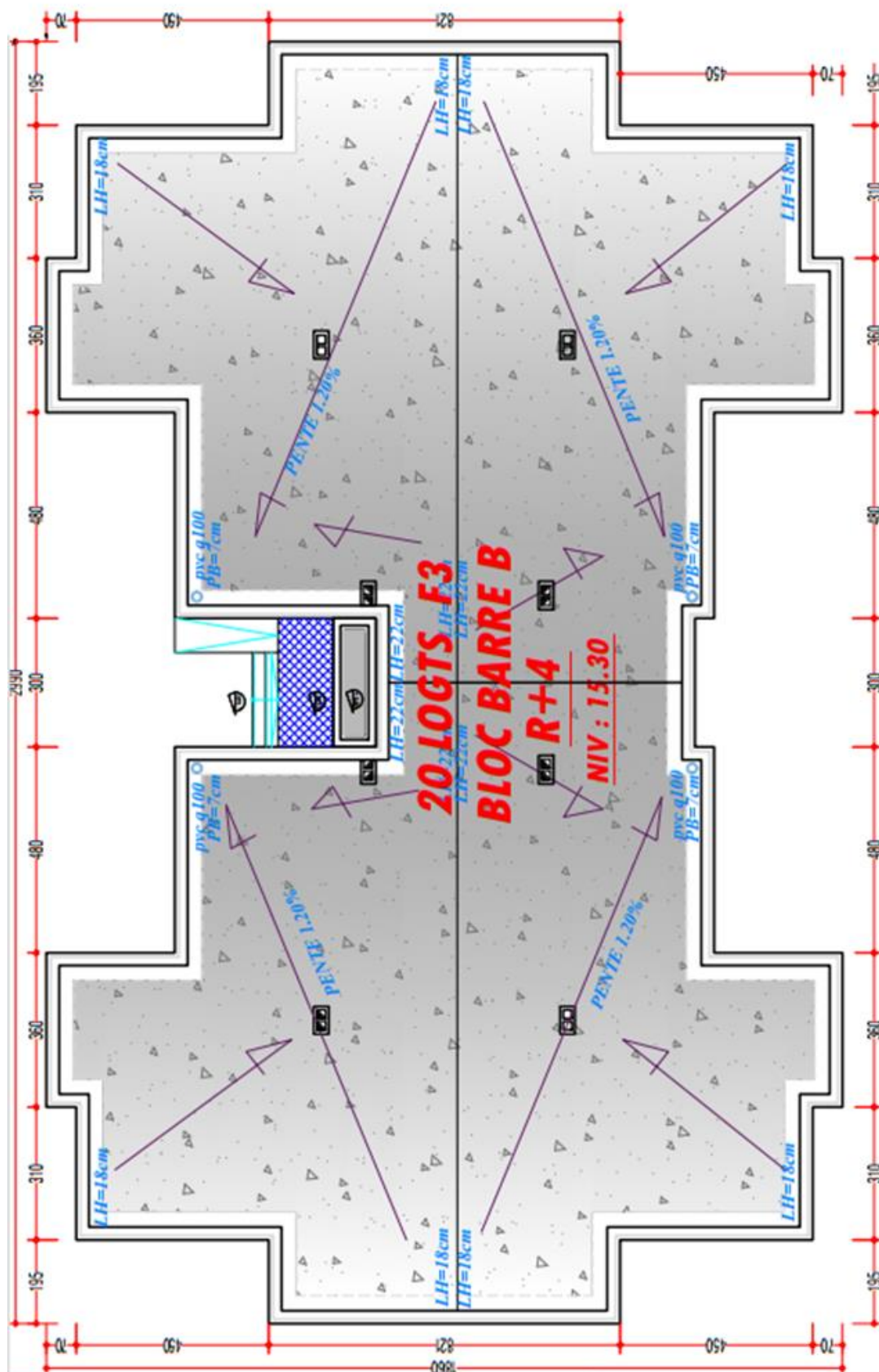


Figure I-9 Plan de Terrasse

I.3. Règlements, normes et documents techniques utilisés

Le projet est étudié conformément aux règlements et documents suivants :

Type de document / Référence	Description
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 modifie 99	Béton armé aux états limites
DTR-BC2.48	Règlement parasismique algérien RPA 2024
DTR-BC2.331	Règle de calculs des fondations superficielles
Plans	Plans d'architectures
Etude sol	Conclusion de l'étude géotechnique

I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux

I.4.1. Le béton

Le béton est un matériau de construction composite, composé de ciment (liant), d'eau, de sable et de graviers, utilisé pour sa grande résistance à la compression et sa malléabilité.

Le dosage standard est de 350 kg/m³ de ciment, formant une "pierre liquide" qui durcit, largement utilisée dans les infrastructures.

Les caractéristiques mécaniques du béton, mesurées principalement par des essais sur éprouvettes cylindriques (16x32 cm).

Les caractéristiques mécaniques du béton sont essentielles pour le dimensionnement des structures en béton armé. Elles sont principalement définies par sa résistance à la compression, sa résistance à la traction et ses propriétés de déformation.

Pour un béton de structure classique, les quantités indicatives par mètre cube sont :

- Ciment : 350 kg
- Sable : environ 600 litres
- Gravier : environ 1100 kg
- Eau : environ 175 litres

I.4.1.1. Résistance caractéristique à la compression f_{cj}

Le béton se caractérise par sa résistance à la compression à 28 jours (f_{c28}), déterminée par l'écrasement axial d'éprouvettes cylindriques de 200 cm² de section (16x32 cm).

La résistance caractéristique à la compression à 28 jours est de 25 MPa.

Pour un âge j inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique f_{cj} est définie les deux formules suivantes :

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

I.4.1.2. Résistance caractéristique à la traction f_{tj}

La résistance à la traction du béton, souvent inférieure à celle en compression. Elle est déterminée par traction directe (rare, complexe), fendage (essai Brésilien, cylindre comprimé), ou flexion (éprouvette prismatique), offrant des valeurs indirecte.

La résistance caractéristique à la traction à « j » jours se déduit conventionnellement par la relation :

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

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

I.4.1.3. Contrainte limite

Un état limite est le seuil au-delà duquel une structure ne remplit plus les conditions de sécurité ou de fonctionnement pour lesquelles elle a été conçue.

Grâce à une meilleure connaissance du comportement du béton armé issue d'essais internationaux, les méthodes de calcul ont évolué vers l'approche aux états limites, classés en deux catégories :

I.4.1.4. État limite ultime (ELU)

Le calcul à l'ELU garantit la sécurité structurelle en empêchant l'effondrement, la rupture (flexion, traction, compression), le flambement ou le basculement de l'ouvrage

Paramètre	Valeur
Diagramme de calcul	Parabole-rectangle (dans tous les cas de figure).
Contrainte ultime (f_{bu})	Formule : $f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\gamma_b}$
Coefficient de sécurité (γ_b)	$\gamma_b = 1,5$ (Combinaisons fondamentales / durables) $\gamma_b = 1,15$ (Combinaisons accidentelles)
Coefficient de durée (θ)	$\theta = 1,0$ (Durée d'application > 24 h) $\theta = 0,9$ (Durée comprise entre 1 h et 24 h) $\theta = 0,85$ (Durée < 1 h)

Les déformations du béton sont :

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

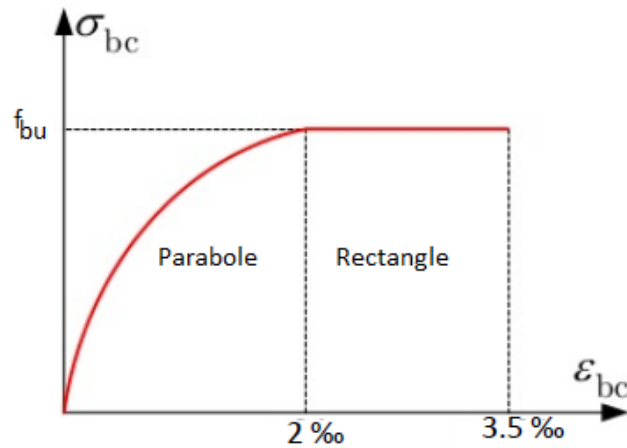


Figure I-10 Diagramme parabolite - rectangle du béton

I.4.1.5. État limite de service (ELS)

C'est un état qui garantit la durabilité, le confort d'utilisation et la fonctionnalité de l'ouvrage sous des charges normales. Les trois critères clés sont la limitation des contraintes (compression du béton), la maîtrise de la fissuration et la limitation des déformations (flèches)

La contrainte limite de service est donnée par :

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

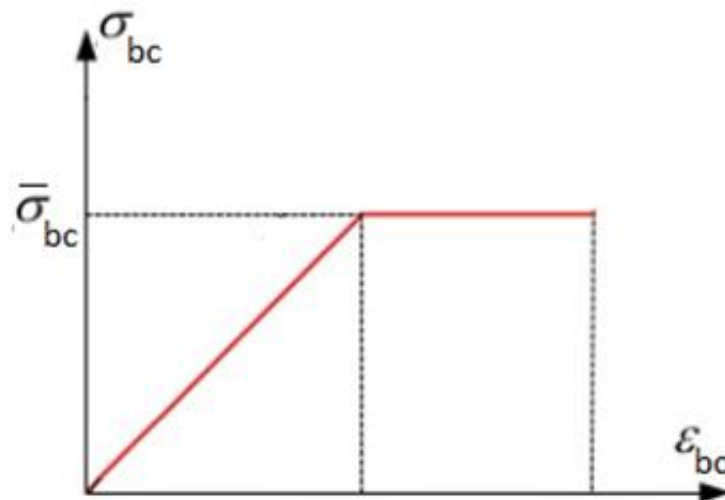


Figure I-11 Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS

I.4.1.6. Contrainte admissible de cisaillement

La contrainte agissante est donnée par la formule :

$$\tau_{\mu} = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

Type de fissuration	Formule de la contrainte admissible (τ_u)	Limite Maximale
Peu préjudiciable	$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\}$	5 MPa
Préjudiciable ou très préjudiciable	$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\}$	4 MPa

Condition de sécurité :

Pour que la pièce soit conforme, on doit toujours vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Rappel des notations:

- V_u : Effort tranchant ultime.
- b_0 : Largeur de la pièce.
- d : Hauteur utile des armatures.
- f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à 28 jours.
- γ_b : Coefficient de sécurité du béton (généralement 1,5).

I.4.1.7. Paramètres de déformation du béton

Ces **propriétés physiques et mécaniques** permettent de mesurer précisément la déformation du béton sous l'effet de contraintes extérieures ou de changements de température dans le temps. Le tableau ci-dessous regroupe les paramètres fondamentaux :

Tableau I-1 des paramètres de déformations

Caractéristique	Symbole	Valeur / Formule
Module instantanée	E_{ij}	32164,20 MPa
Module différée	E_{vj}	10818,87 MPa
Module de cisaillement	G	$G = \frac{E}{2(2\nu + 1)}$
Coefficient de Poisson	ν	0.20 (calcul de déformation) 0.00 (calcul fissuration)
Dilatation thermique	α	$10.10^{-6} \text{ K}^{-1}$.

I.4.2. Les aciers

Les barres d'acier destinées au béton armé sont

Caractéristique	Description & Spécifications
Désignation	Définie par la limite d'élasticité E (en MPa), la nuance (doux, mi-dur, dur) et la forme (lisse, haute adhérence).
Ronds Lisses (RL)	Symbole : FeE235 Utilisation : Armatures transversales.
Barres à haute adhérence (HA)	Symbole : FeE400 Utilisation : Armatures longitudinales.
Treillis soudés (TS)	Symbole : TLE52 (ex : (5 mm) Utilisation : Dalles.
Coefficient de sécurité	$\gamma_s = 1,15$ (cas général) pour le calcul aux états limites (BAEL). $\gamma_s = 1,00$ pour les combinaisons accidentelles.
Module d'élasticité longitudinale	Valeur : ($E_s = 2 \cdot 10^5$ MPa) (correspond à la pente de la droite de Hooke).

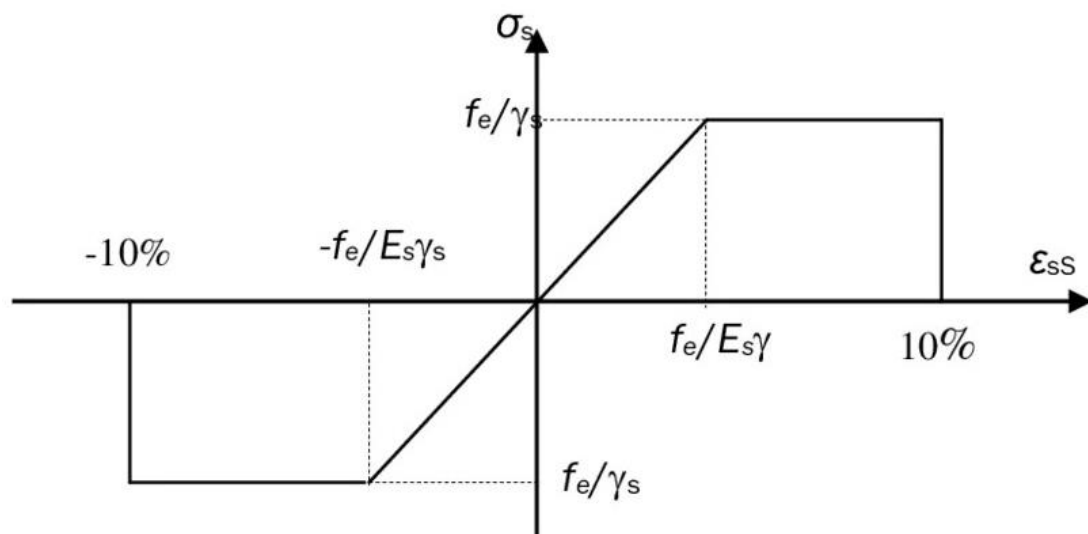


Figure I-12 Diagramme déformation -contraintes de calcul de l'acier

I.4.2.1. Contrainte de calcul

I.4.2.1.1 État limite ultime

Le diagramme contraintes déformation à considérer est défini à la Figure I.13.

Le coefficient de sécurité γ_s est appliqué à la limite d'élasticité de l'acier f_e . L'allongement de rupture est $\epsilon_s = 10 \text{ ‰}$.

Type d'acier (Limite d'élasticité f_e)	Situation durable ou transitoire $\gamma_s=1.15$	Situation accidentelle $\gamma_s=1.00$
Rond lisse $f_e = 235$ MPa	$\sigma_s = \frac{235}{1.15} \approx 204.35$	$\sigma_s = \frac{235}{1.0} = 235$ MPa
Haute Adhérence - HA $f_e = 400$ MPa	$\sigma_s = \frac{400}{1.15} = 247.83$ MPa	$\sigma_s = \frac{400}{1.0} = 400$ MPa

I.4.2.1.2 État limite de service

: La vérification des contraintes de traction dans les aciers dépend de la nature de la fissuration.

Type de Fissuration	Contrainte limite de traction (σ_s)
Peu préjudiciable	$\overline{\sigma}_{st} \leq f_e$ pas de limitation
Préjudiciable	$\sigma_s = \min (2/3 f_e ; 110 \eta)$ MPa
Très préjudiciable	$\overline{\sigma}_{st} = \min (0.5 f_e ; 90 \eta)$ MPa

I.4.3. 3. Valeurs du coefficient de fissuration (η)

Le coefficient η s'ajuste en fonction du type de rond et du diamètre Φ des armatures :

Type d'aciers	Diamètre(Φ)	Coefficient η
Ronds lisses	Tous les diamètres	$\eta = 1.0$
Haute Adhérence (HA)	$\Phi \geq 6$ mm	$\eta = 1.6$
Haute Adhérence (HA)	$\Phi < 6$ mm	$\eta = 1.3$

I.5. Hypothèses de calcul

I.5.1. Etat limite ultime

- 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.

I.5.2. Etat limite de service

Les états limites de service courants concernent :

La limitation des contraintes, des fissurations et la limitation de la déformation.

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.5.3. Règles des trois pivots

Cette règle réglementaire valide la conformité des déformations subies par le béton et les armatures métalliques par rapport aux seuils de sécurité autorisés. Il sert ainsi à déterminer précisément si le composant structurel subit des contraintes d'extension ou d'écrasement.

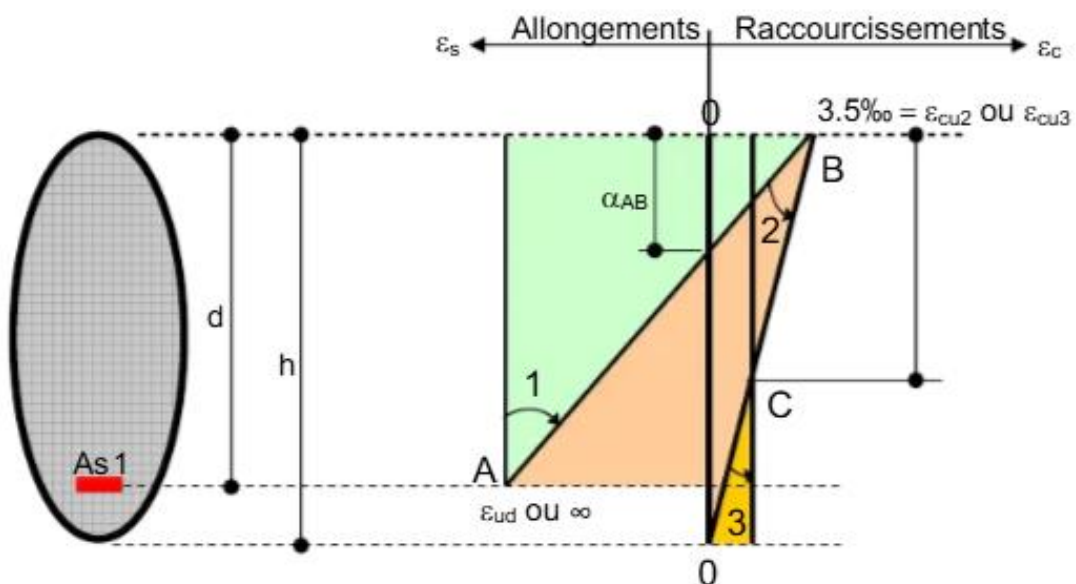


Figure I-13 Diagramme des déformations limites de la section- Règles des 3 pivots

Tableau I-2 Déformations limites des pivots

Pivot	Déformation du béton ϵ_{bc}	Déformation de l'acier ϵ_{st}	Déformation limites
A	Varie entre 0 et -3,5 ‰	10	L'acier est étiré à sa limite critique
B	-3.5 (Raccourcissement max)	Variable	Le béton en surface est écrasé à sa limite.
C	-2 (à une distance de $3/7 h$	Pas d'allongement	Tout le béton est écrasé de manière uniforme.

I.5.4. 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

$$\begin{cases} G + \psi Q + E_1 \\ G + \psi Q + E_2 \end{cases} \quad \text{Avec :} \begin{cases} G: \text{Charge permanente} \\ Q: \text{Charge d'exploitation, non pondérées} \\ E_1, E_2: \text{Effort du séisme} \end{cases}$$

Chapitre II

Pré-dimensionnement & évaluation des charges

Chapitre II. Pré-dimensionnement & évaluation des charges

II.1. Introduction

Le pré-dimensionnement des structures en béton armé définit les dimensions de départ nécessaires à la sécurité et au respect des normes. Cette étape clé évite le gaspillage de matériaux avant de lancer les calculs définitifs.

L'évaluation des charges est indispensable avant tout dimensionnement. Elle quantifie précisément les poids propres et les charges d'exploitation à chaque étage. Tous les calculs respectent les normes : RPA 2024, DTR-BC 2.2, CBA 93 et BAEL 91 modifié 99.

II.2. Pré-dimensionnement des planchers

Le plancher sépare deux niveaux d'un bâtiment. Il porte le poids de la construction vers les murs tout en isolant du bruit, du froid et de l'humidité. Dans cette structure, les planchers intérieurs utilisent des corps creux, tandis que les balcons sont faits en dalles pleines.

II.2.1. Plancher à corps creux

Les constituants d'un plancher en corps creux sont :

Constituant	Description et Rôle
Corps creux	Coffrage perdu augmente les qualités d'isolation du plancher, il n'a aucune fonction de résistance.
Poutrelles	Éléments porteurs du plancher, reposent à leurs extrémités sur des poutres principales ou des voiles.
Dalle de compression	Dalle en béton coulée en place sur l'ensemble du plancher constitué par les poutrelles et les hourdis.
Treillis soudé	L'utilisation de treillis soudés constitue une solution élégante et économique pour l'armature de tous ces types de hourdis

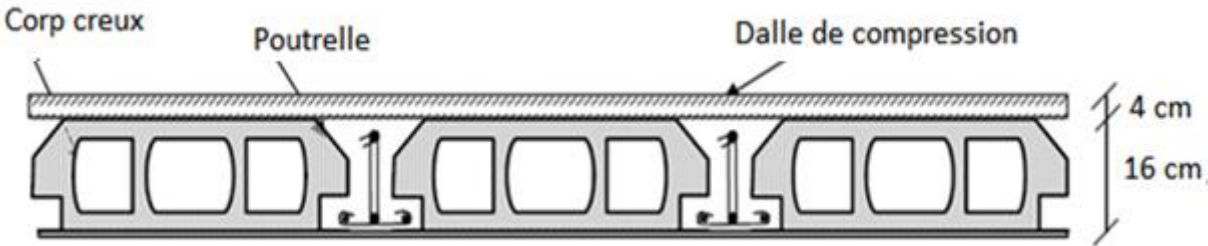


Figure II-1 Coupe du plancher à corps creux

Le calcul d'un **plancher à corps creux** consiste à définir sa **hauteur totale (ht)**, qui s'obtient en additionnant l'épaisseur de l'entrevous (hcc) et celle de la dalle de compression (hdc).

La hauteur globale du plancher (h_t) est déterminée en appliquant la condition de rigidité issue de la réglementation **BAEL 91** :

$$h_t \geq \frac{L}{22,5}$$

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} = \frac{450}{22,5} \Rightarrow h_t = 20,00 \text{ cm.}$$

En conclusion, le choix se porte sur un plancher à corps creux d'une épaisseur totale de **20 cm**, correspondant à une configuration standard de **(16+4) cm**.

Dalle pleine

L'épaisseur d'un balcon en dalle pleine dépend de trois critères réglementaires : la résistance à la flexion selon la portée, l'isolation thermique pour éviter les ponts thermiques, et la sécurité liée au feu et à la charge.

Condition / Critère	Règle ou Formule	Valeur de calcul	Épaisseur retenue (e)
Sécurité incendie	$e \geq 7 \text{ cm (1h)}$ $e \geq 11 \text{ cm (2h)}$ $e \geq 14 \text{ cm (3h)}$		$\geq 14 \text{ cm (3 h)}$
Isolation acoustique	Selon CBA 93		$\geq 15 \text{ cm}$
Résistance à la flexion	$\alpha = L_x / L_y$ $\alpha < 0.4$ (un sens) $0.4 \leq \alpha \leq 1$ (deux sens)	$L_x = 150 \text{ cm, } L_y = 480 \text{ cm}$ $\alpha = 0.3125$	Travaille dans un seul sens
Épaisseur finale du plancher	Maximum des conditions		15 cm

Alors, l'épaisseur adoptée pour répondre à l'ensemble des critères de conception et de performance est fixée à **e= 15cm**.

II.3. Pré-dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, rectilignes, destinés à reprendre les charges transmises par les planchers et à les redistribuer vers les poteaux. Leurs dimensions sont fixées selon les critères de rigidité du BAEL 91 modifié 99 et les exigences parasismiques du RPA 2024.

Selon le B.A.E.L.91 modifiée 99, le critère de rigidité :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq ht \leq \frac{L}{10} \\ 0,3d \leq b \leq 0,4d \end{array} \right. \quad \text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} h_t: \text{hauteur total de la poutre} \\ L: \text{la plus grande portée libre entre nus d'appuis} \\ d: \text{hauteur utile} \\ b: \text{largeur de la poutre} \end{array} \right.$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \\ b_{max} \leq 1,5 \times ht \times b \end{array} \right.$$

Nous avons deux types de poutres :

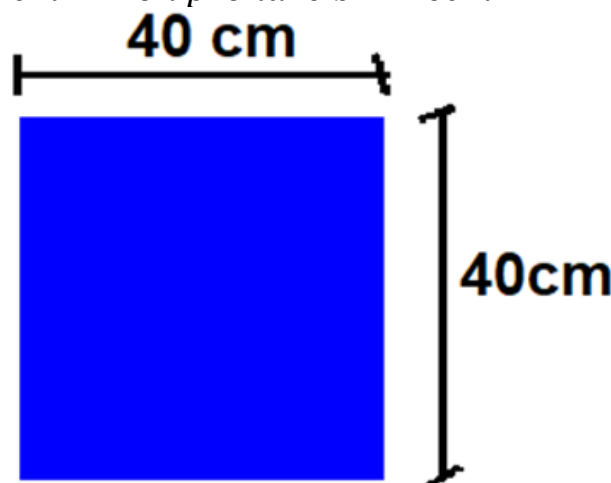
Poutre principale : $L_{max} = 4,80 \text{ m}$

Poutre secondaire : $L_{max} = 4,50 \text{ m}$

II.3.1. Pré-dimensionnement des poutres principales

Ces poutres reçoivent les charges provenant des poutrelles et les redistribuent aux poteaux. Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

$$\left\{ \begin{array}{l} L = 480cm \\ d = 0,9h_t \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} 32cm \leq ht \leq 48cm \Leftrightarrow \text{on prendre } ht = 40cm \\ 10,8cm \leq b \leq 14,4cm \Leftrightarrow \text{on prondre } b = 40cm \end{array} \right.$$



On vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du **R.P.A2024**:

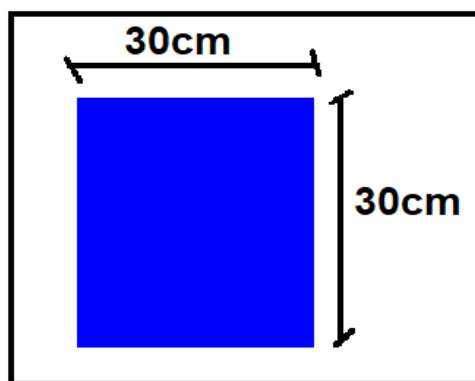
$$\left\{ \begin{array}{l} b = 40cm \geq 20cm \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ ht = 40cm \geq 30cm \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{ht}{b} = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ b_{max} \leq (1,5 \times 40 + 30) = 100cm \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

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

II.3.2. Pré-dimensionnement des poutres secondaires

Les poutres secondaires assurent le chaînage de la structure et relient les portiques entre eux.

$$\begin{cases} L = 450\text{cm} \\ d = 0,9h_t \end{cases} \begin{cases} 30\text{cm} \leq h_t \leq 45\text{cm} \\ 9,45\text{cm} \leq b \leq 12,6\text{cm} \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} \text{on prendre } h_t = 30\text{cm} \\ \text{on prendre } b = 30\text{cm} \end{cases}$$



D'après le R.P.A 2024 :

$$\begin{cases} b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ h_t = 30\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{b} = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ b_{max} \leq (1,5 \times 30 + 30) = 75\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

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

II.1.1. Les poutrelles

Les poutrelles sont les éléments secondaires perpendiculaires aux poutres principales. Leur section transversale est assimilée à une section en T, caractérisée par :

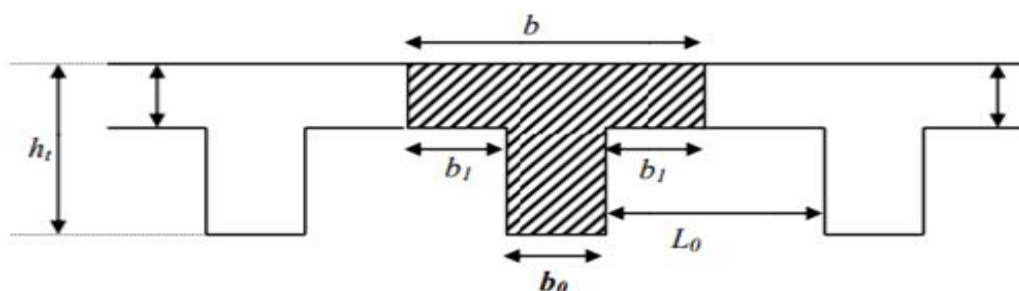


Figure II-2 Plancher corps creux

- b_0 : largeur de la nervure (prise égale à 10 cm selon BAEL)
- h : hauteur de la section (égale à h_t du plancher, soit 20 cm)
- 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 : $l_{our}=55\text{cm}$

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

L : la portée maximale de la travée D'où :

$$b_1 = \min \begin{cases} \frac{345}{10} = 34.5 \text{ cm} \\ \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm} \end{cases} \quad b_1 = 27.5 \text{ cm}$$

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 charges

La descente de charges a pour objectif d'évaluer les sollicitations gravitaires — permanentes et d'exploitation — transmises à chaque élément porteur, de la toiture jusqu'aux fondations. Cette analyse s'appuie sur les charges réglementaires définies par le DTR B.C.2.2.

Chaque bâtiment doit être conçu pour supporter les sollicitations correspondant à son usage normal, en tenant compte des charges permanentes (G) et des charges d'exploitation (Q), dont les valeurs sont fixées par les textes réglementaires algériens en vigueur.

II.1.2. Charges permanentes

Les charges permanentes sont des actions dont l'intensité reste sensiblement constante pendant toute la durée de vie de l'ouvrage. Elles incluent le poids propre des matériaux constitutifs des planchers, des cloisons, des enduits et des revêtements.

Plancher terrasse inaccessible

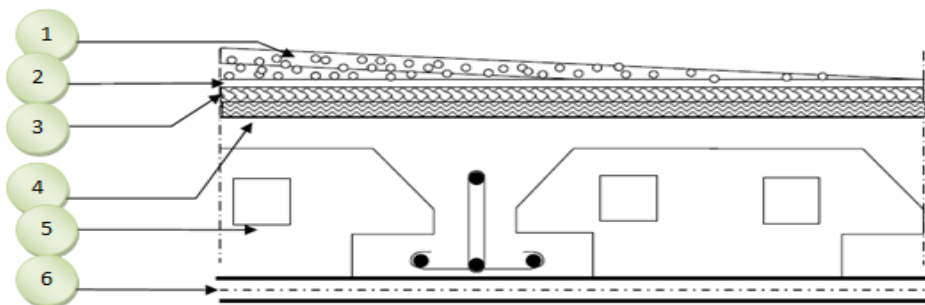


Figure II-3 Plancher terrasse

Tableau II.1 Charge et surcharge du plancher terrasse (corps creux)

N°	Désignation	e (m)	G (kN/m ²)	Densité	Poids (kN/m ²)
1	Gravillon roulé de protection	0,05	-	0,20 par cm	1,00
2	Étanchéité multicouche	0,05	-	0,12	0,12
3	Forme de pente en béton léger	0,10	-	0,22 par cm	2,20
4	Isolation thermique	0,04	4	-	0,16
5	Dalle corps creux	0,20	-	-	2,80
6	Enduit en ciment	0,02	-	0,18 par cm	0,36
Total	G = 6,64 kN/m²				
	Q = 1,00 kN/m²				

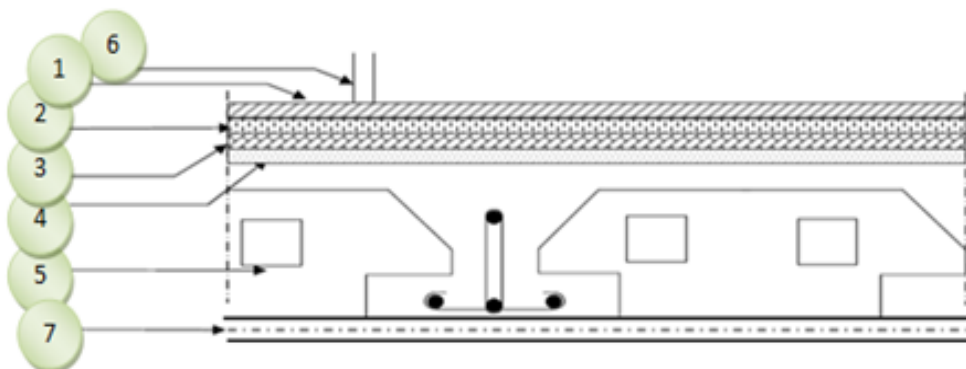
Plancher étage courant

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

Tableau II.2 Charge et surcharge pour étage courant

N°	Désignation	e (m)	ρ (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	Sable fin pour mortier	0,02	18,00	0,34
4+5	Plancher à corps creux (16+4 cm)	0,20	-	2,80
6	Cloison en briques creuses	0,10	9,00	0,90
7	Enduit en plâtre	0,02	10,00	0,20

Σ	$G = 5,04 \text{ kN/m}^2$
	$Q = 1,50 \text{ kN/m}^2$

Mur extérieur (double cloison)

La façade est constituée d'une double cloison (brique extérieure + lame d'air + brique intérieure). En raison de la présence de baies (portes et fenêtres), la charge est pondérée par un coefficient de 70 % :

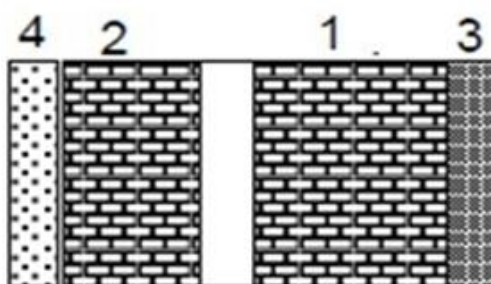


Figure II-5 Détail mur extérieur

Tableau II.3 Charge et surcharge des murs extérieurs

N°	Désignation	e (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Brique creuse extérieure	0,15	9,00	1,35
2	Brique creuse intérieure	0,10	9,00	0,90
3	Mortier de ciment extérieur	0,015	18,00	0,27
4	Enduit intérieur en plâtre	0,015	10,00	0,15
Total	$G = 2,67 \text{ kN/m}^2$			

Mur intérieur

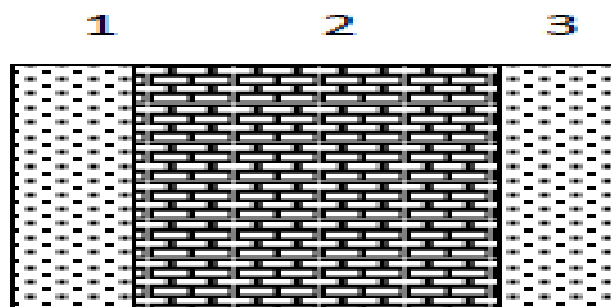


Figure II-6 Détail d'un mur intérieur

Tableau II.4 Charge et surcharge pour mur intérieur

N°	Désignation	e (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Enduit intérieur en plâtre	0,015	10,00	0,15
2	Brique creuse	0,10	9,00	0,90
3	Mortier de ciment extérieur	0,015	18,00	0,27
Total	G = 1,32 kN/m ²			

Paillasse Escalier

Tableau II.5 Charge permanente pour paillasse

N°	Désignation	e (m)	ρ (kN/m ³)	Surface	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	Carrelage vertical	0,02	22,00	-	0,23
6	Mortier de pose vertical	0,02	20,00	-	0,23
7	Paillasse (ev/cos α)	0,15	25,00	-	4,45
8	Enduit en ciment	0,02	18,00	-	0,36
9	Garde-corps	/	/	-	0,10
Total	G = 8,40 kN/m ²				
	Q = 2,50 kN/m ²				

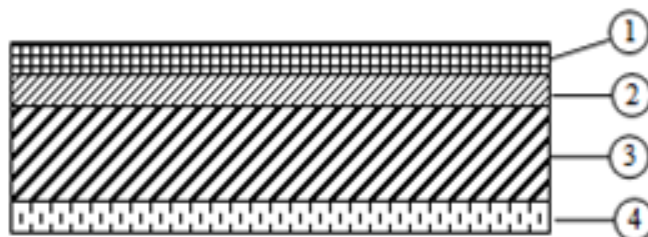


Figure II-7 schéma palier

Tableau II.6 Palier de repos

N°	Élément	e (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
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
Total	G = 5,27 kN/m ²			
	Q = 2,50 kN/m ²			

II.1.3. Charges d'exploitation

Les **charges d'exploitation (ou surcharges)** désignent le poids lié à l'activité humaine, au mobilier, aux équipements et aux stocks dans un bâtiment.

II.1.4. Loi de dégression des charges d'exploitation

Conformément au DTR B.C.2.2, les charges d'exploitation font l'objet d'une dégression par niveaux, tenant compte de la faible probabilité d'occurrence simultanée des charges maximales à tous les niveaux.

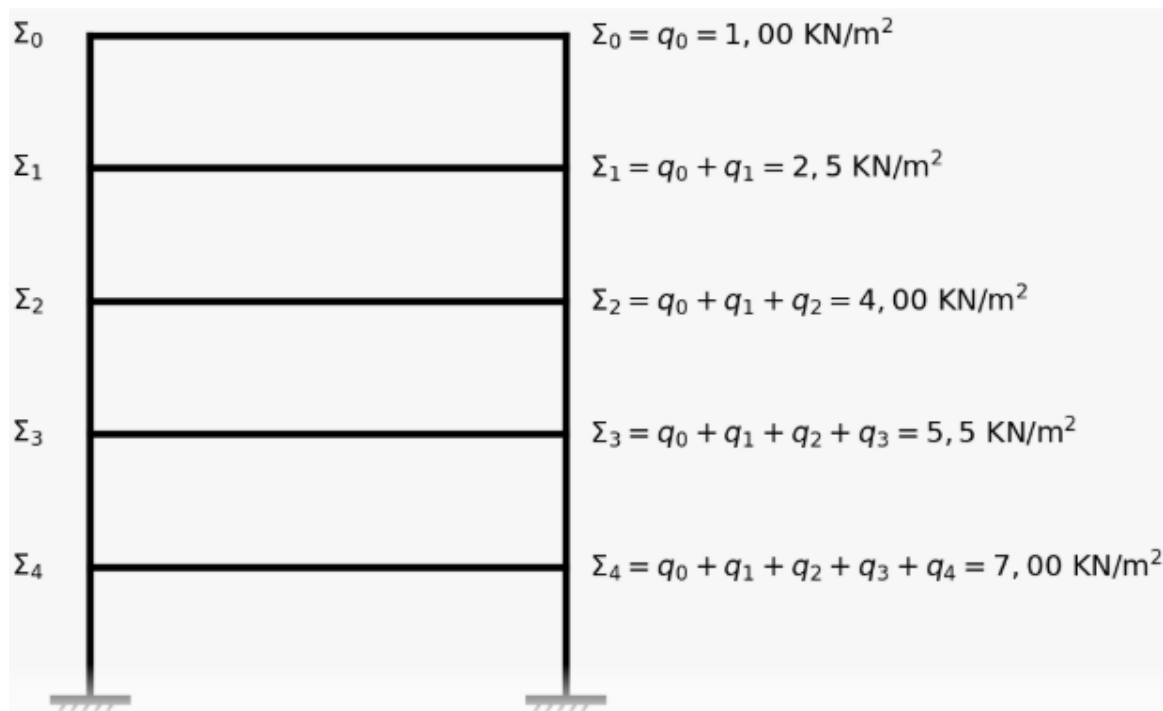


Figure II-8 Cumul des charges d'exploitation par niveau

Tableau II.7 Tableau récapitulatif de la dégression des charges d'exploitation

Niveau	Charge	Dégression par niveau	Valeur (kN/m²)
4 (Terrasse)	Q_0	$\Sigma_0 = q_0 = 1,00$	1,00
3	Q_1	$\Sigma_1 = q_0 + q_1$	2,50
2	Q_2	$\Sigma_2 = q_0 + q_1 + q_2$	4,00
1	Q_3	$\Sigma_3 = q_0 + q_1 + q_2 + q_3$	5,50
RDC	Q_4	$\Sigma_4 = q_0 + q_1 + q_2 + q_3 + q_4$	7,00

II.5. Pré-dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments de structure verticaux en béton armé, à section généralement carrée ou rectangulaire, soumis principalement à la compression simple. Leur pré-dimensionnement vise à éviter tout risque de flambement et à respecter les exigences minimales imposées par le RPA 2024.

Le dimensionnement est réalisé à partir du poteau le plus sollicité de la structure, c'est-à-dire celui qui reprend la plus grande surface de plancher.

La compression d'un poteau se calcule selon la formule suivante :

$$Nu = \alpha \left[\frac{Br. fc28}{0,9\gamma_b} + \frac{As. fe}{\gamma_s} \right]$$

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 II.8 Paramètres de vérification du flambement (poteaux)

Notation	Paramètre	Formule
λ	Élancement E.LU	$\lambda = \frac{Lf}{i}$
l_f	Longueur de flambement	$l_f = 0.7l_0$

i	Rayon de giration	$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$
I	Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement	$\frac{bh^3}{12}$
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	$f_e = 500 \text{ Mpa}$
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 dimensionnement les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire $\lambda \leq 50$.

Poteau le plus sollicité

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

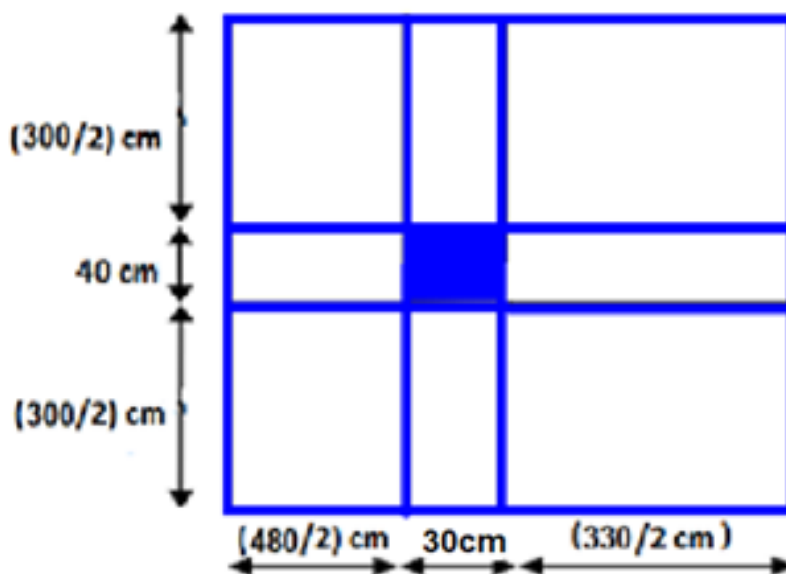


Figure II-9 Surface d'influence du poteau le plus sollicité

1. Descente de charges (Charges Permanentes (G) et d'Exploitation (Q))

Élément / Paramètre	Formule / Détail	Résultat
Surface d'influence (S)	$S = \left(\frac{3}{2} + \frac{3}{2}\right) \times \left(\frac{4,80}{2} + \frac{3,30}{2}\right)$	12,15 m ²
Plancher terrasse G _{terrasse}	$G_{\text{terrasse}} \times S = (6,64) \times 12,15$	80,676 kN
Plancher étages courants & RDC	$G_{\text{RDC, E courants}} \times S = (5,04) \times 12,15$	61,236 kN
Poutres principales (G _{p.principale})	$G_{\text{p.principale}} = 25 \times 0,40 \times 0,40 \times \left(\frac{4,8}{2} + \frac{3,30}{2}\right)$	16,2 kN.
Poutres secondaires (G _{p.seconde})	$G_{\text{p.seconde}} = 25 \times 0,30 \times 0,30 \times \left(\frac{3}{2} + \frac{3}{2}\right)$	6,75kN
Charges d'exploitation (Q _{totale})	$Q \times S = 7 \times 12,15$	85,05 kN

2. Combinaisons des charges à l'ELU (N_U)

Type de Charge	Cumul Brut	Majoration (10%)	Charge Ultime (N _U)
Permanente (G _{totale})	80,676 + (61,236 × 4) + (16,2 + 6,75) × (4) = 417,42 kN	N _G =459,162 kN	$N_U = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$ $N_U = 760,201 \text{ kN.}$
Exploitation (Q _{totale})	85,05 kN	N _Q =93,555 kN	

3. Caractéristiques des Matériaux et Données de Calcul

Matériau / Règlement	Paramètre	Valeur adoptée
Béton	$f_{c28} \quad \gamma_b$	25 MPa ; 1,5
Acier	$F_e \quad \gamma_s$	400 MPa ; 1,15
Règlementation	BAEL 91 modif 99 / RPA 2024	Zone II (A _s =0,8% × Br)
Coefficient d'atténuation	Coefficient α (pour λ= 16,10 ≤50)	0,81

4. Coffrage du Poteau (Dimensions a et b)

Dimension	Condition Règlementaires	Valeur calculée	Choix final
Côté (a)	$\text{Élancement } \lambda \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{186,2}{50 \times 0,289}$	$a \geq \frac{186,2}{50 \times 0,289} = 12,88 \text{ cm}$	a=40 cm
Côté (b)	Formule de justification BAEL ($N_U \leq \alpha[...]$)	$b \geq 13.40 \text{ cm}$	b=30 cm

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 II, on doit avoir au minimum :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a; b) = \min(40, 30) = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \min(a; b) = \min(40, 30) \geq \frac{323}{20} = 16,15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < \frac{40}{30} < 4 \Rightarrow 0,25 < 1,33 < 4 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc on adopte pour les poteaux de RDC une section carrée ($a \times b$) = (40×30) cm

II.6. Pré-dimensionnement des voiles

Les voiles en béton armé sont des éléments structuraux verticaux à forte rigidité dans leur plan, principalement destinés à assurer le contreventement du bâtiment face aux sollicitations sismiques horizontales. Ils participent également à la reprise des charges verticales et contribuent à la stabilité d'ensemble de la structure.

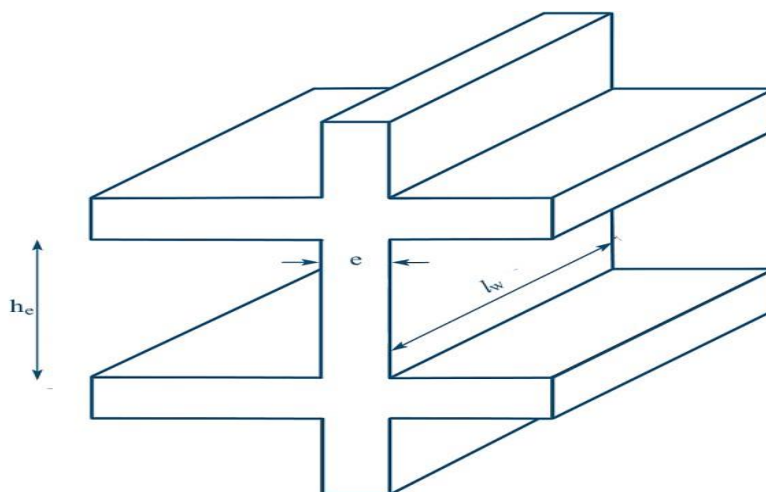


Figure II-10 Coupe schématique d'un voile de contreventement

L'épaisseur minimale des voiles est déterminée selon les conditions suivantes :

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

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

$$b_w \geq \max \left(15 \text{ cm} ; \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm} \right) \rightarrow \text{On prend : } \mathbf{b_w = 15 \text{ cm.}}$$

Concernant la longueur du voile « L_w » :

$$L_w \geq \max \left(\frac{3,06}{3} = 1,02 \text{ m} ; 4b_w = 0,60 \text{ m} ; 1 \text{ m} \right) = 1 \text{ m} \rightarrow \text{donc : } L_w \geq 1 \text{ m}$$

II.7. Conclusion

Ce chapitre a permis d'établir les sections initiales de l'ensemble des éléments structuraux de l'ouvrage, en conformité avec les réglementations algériennes en vigueur. Les résultats obtenus constituent une base fiable pour le dimensionnement définitif et le calcul des armatures, qui seront développés dans les chapitres suivants.

Tableau II.9 Récapitulatif des sections adoptées

Elément	Sections (cm ²)	Épaisseur (cm)
Plancher	/	16+4
Poutres principaux	40x40	/
Poutres secondaires	30x30	/
Poteaux	40x30	/
Voiles	/	15

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

Chapitre III. Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction

Les éléments en béton armé dits secondaires ne participent pas au contreventement de la structure. En d'autres termes, ces éléments n'ont pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques. Ce chapitre concerne spécifiquement les éléments suivants :

- L'acrotère
- Les escaliers

Le dimensionnement de ces éléments est réalisé selon les normes de calcul des BAEL 91 modifiées en 1999 et les Règles Parasismiques Algériennes RPA 2024.

III.2. Planchers

III.2.1. Introduction

Le plancher constitue un élément structural horizontal fondamental dans un bâtiment. Il est destiné à reprendre les différentes sollicitations auxquelles la construction est soumise, notamment les charges permanentes dues au poids propre des éléments, aux revêtements et aux cloisons, ainsi que les charges d'exploitation liées à l'utilisation des locaux. L'ensemble de ces charges est transmis progressivement aux éléments porteurs, tels que les poutres, les poteaux et les voiles, puis finalement aux fondations.

Outre sa fonction structurale, le plancher contribue également au confort et aux performances globales du bâtiment à travers ses propriétés d'isolation entre les différents niveaux.

Dans le cadre de notre projet à usage résidentiel, le choix s'est porté principalement sur un **plancher à corps creux**. Ce système est composé de poutrelles en béton armé associées à des entrevous, permettant ainsi de réduire le poids propre de la structure tout en assurant une bonne capacité portante. Les poutrelles sont généralement orientées suivant la direction de la plus petite portée et le plancher est considéré comme travaillant principalement dans une seule direction.

Le présent chapitre est consacré à l'étude et au dimensionnement des différents types de planchers retenus dans notre projet. Nous aborderons dans un premier temps le **plancher à corps creux**, puis le **plancher à dalle pleine**, en présentant pour chacun les principes de calcul, les différentes vérifications nécessaires ainsi que les dispositions constructives adoptées.

III.2.2. Dimensionnement des poutrelles

Notre projet étant une construction courante à une surcharge m ($Q \leq 5 \text{ kN/m}^2$). La hauteur du plancher est 20cm soit (16+4) cm.

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

Les poutrelles sont disposées perpendiculaire au sens porteur avec un espacement de 65 cm entre axes

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

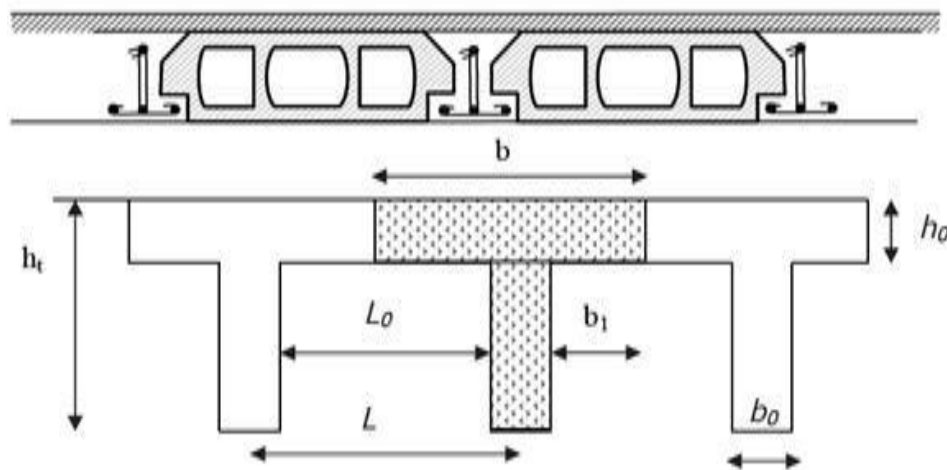


Figure III.1: Dimensionnement des poutrelles

Calcul de la largeur (b) de la poutrelle

Le calcul de la largeur "b" se fait à partir des conditions suivantes:

$$b = 2b_1 + b_0 \dots \dots \dots (1)$$

La portée maximale est :

$$L = 3,25 \text{ m et } l_1 = 65 \text{ cm.}$$

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{(l_1 - b_0)}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b_1 \leq \frac{(65 - 12)}{2} = 26.5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{325}{10} = 32.5 \text{ cm} \\ 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{cases}$$

soit : $b_1 = 26.5 \text{ cm}$

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

III.3. Disposition des poutrelles

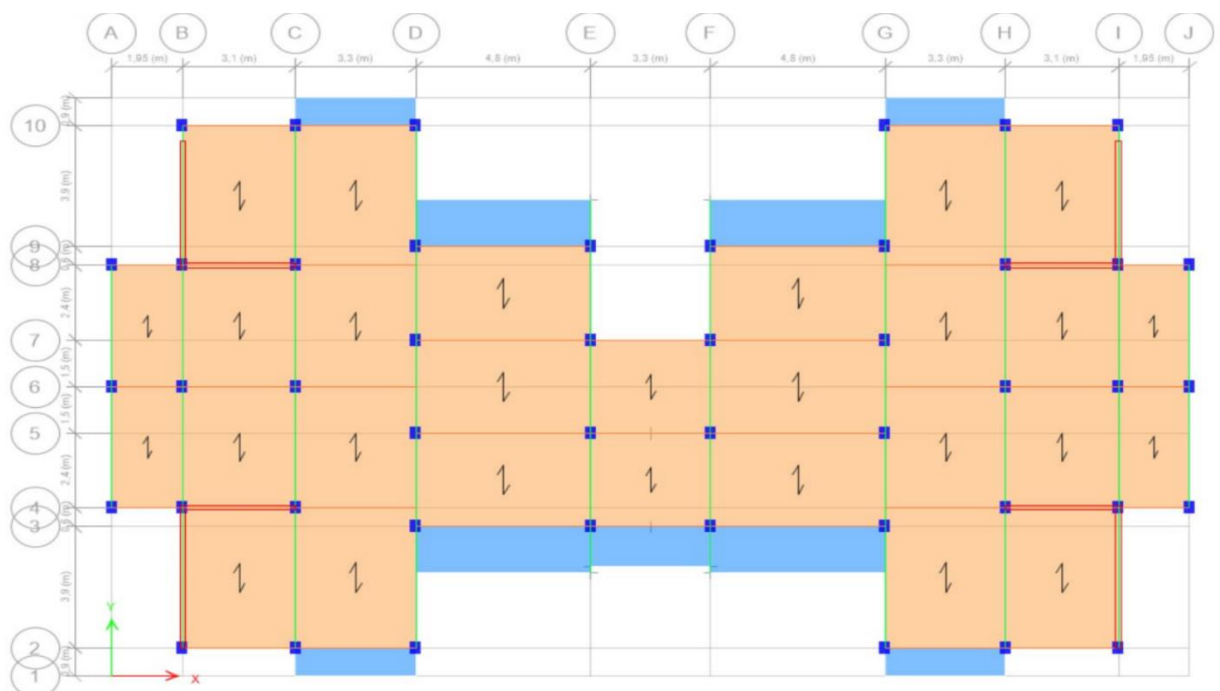


Figure III.2 : Disposition des poutrelles.

III.4. Méthodes de calcul des sollicitations dans les poutrelles

Les poutrelles sont des éléments structuraux sont modélisés comme des **poutres continues** soumises principalement à des efforts de **flexion simple** et, dans une moindre mesure, à du **cisaillement**. Pour déterminer ces efforts, les règles du **BAEL 91** proposent une approche simplifiée appelée **méthode forfaitaire**. Ce protocole d'évaluation s'applique directement aux dalles et planchers standards, à condition de remplir un ensemble de critères réglementaires précis.

Cette méthode peut être utilisée lorsque les quatre critères suivants sont vérifiés :

Condition relative aux charges d'exploitation :

- La charge d'exploitation. $Q \leq \max (2G, 5 \text{ kN/m}^2)$
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.
- Le rapport des portées successives est compris entre
- $0,8 \text{ et } 1,25 \left(0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25 \right)$.
- La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

- Les moments maximaux en travées et sur appuis sont fonction des moments fléchissant isostatiques " M_0 " de la travée indépendante.

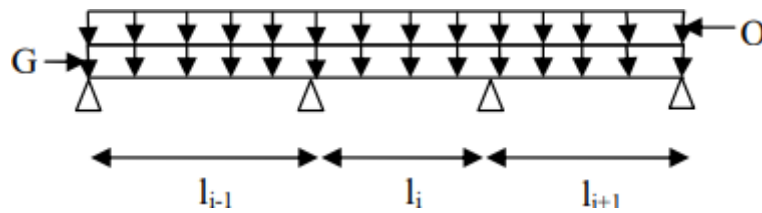


Figure III.3: Schéma d'une poutre continue.

III .4.1.1. Principe de calcul

Il exprime les maximaux en travée et sur appuis en fonction des moments Fléchissant isostatiques De la travée indépendante.

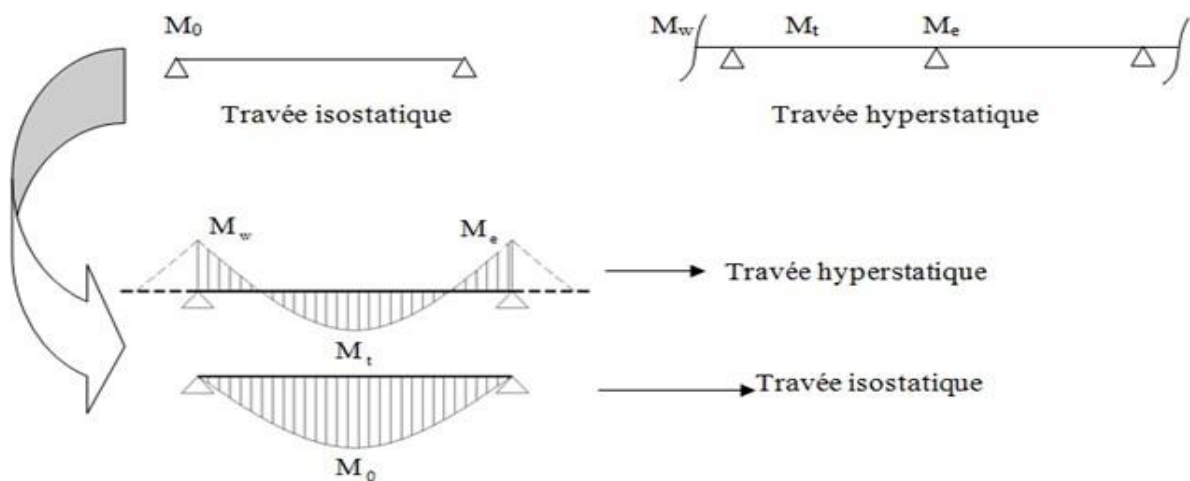


Figure III.4. Diagrammes du moment corrigé

Avec :

M_0 : Moment maximal dans la travée indépendante

M_t : Moment maximum dans la travée étudiée.

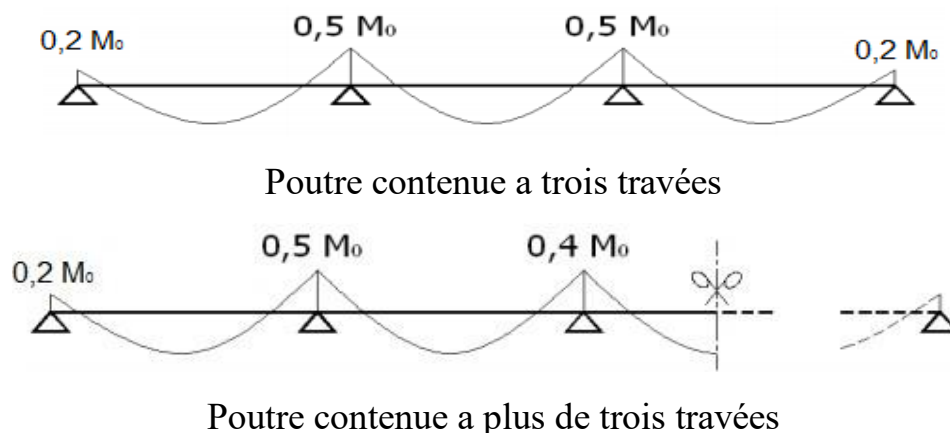
M_w : Moment sur l'appui gauche de la travée

M_e : Moment sur l'appui droit de la travée. A : Le rapport suivant : $\alpha = Q / (G+Q)$.

Les valeurs absolues des moments sur appuis sont évaluées selon le nombre des travées :

- Poutre contenue a deux travées





Effort tranchant

L'analyse de l'effort tranchant a pour objectif de vérifier la résistance de la section sollicitée vis-à-vis du cisaillement. Elle permet notamment de contrôler l'épaisseur de l'âme, de déterminer les armatures transversales nécessaires ainsi que de définir les conditions d'arrêt des armatures longitudinales.

Conformément aux prescriptions du règlement **BAEL 91**, la vérification de l'effort tranchant est effectuée principalement à **l'état limite ultime (ELU)**.

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

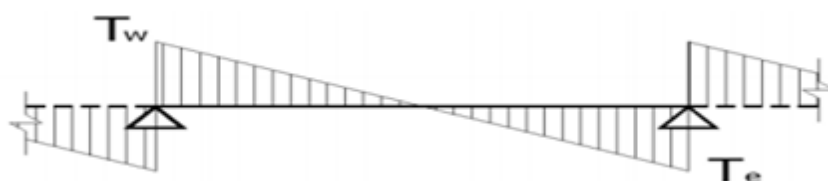


Figure III.5. Diagramme de l'effort tranchant.

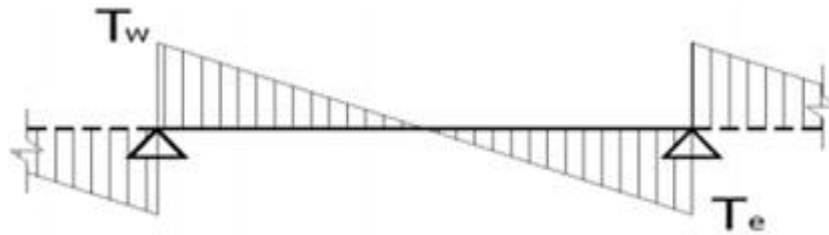
III.4.1. Logiciel RDM6 :

RDM6 est un programme informatique de calcul dédié à l'analyse et au contrôle de la résistance des pièces mécaniques et des bâtiments.

Destiné principalement à l'enseignement du calcul des structures par la méthode des éléments finis, RDM6 comprend notamment les modules suivants :

RDM – Flexion : calcul des poutres droites sollicitées en flexion simple

RDM – Ossatures : analyse statique et dynamique des ossatures planes et tridimensionnelles



Calcul du ferrailage

Planchers étages courant

Etude des poutrelles Planchers RDC, étages courants

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

Tableau III.1. Les différents types de poutrelles pour RDC et étages courants

Type	Schémas statiques des poutrelles
Type 1	
Type 2	
Type 3	

Tableau III.2 : Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles

Types de Poutrelles	Conditions d'application de la méthode forfaitaire	Cause	Méthode adoptée
Type 1, 2 et 3	s vérifiée	• $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 < 10,40 \text{ KN/m}^2$ • Inertie constante ($I = \text{Cte}$) • Fissuration peu préjudiciable • $0,8 \leq (L_i / L_{(i+1)}) \leq 1,25$	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/ml)	Qs(KN/ml)
Etage courant, RDC	5.04	1.5	5.89	4.25

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 :** Types de poutrelles dans le plancher pour exemple de calcul.

E.L.U

$$\alpha = \frac{Q}{(G + Q)} = \frac{1,50}{5,04 + 1,50} = 0.23$$

$$(1 + 0,3\alpha) \Rightarrow 1.07$$

$$\text{Travée de rive } (1,2 + 0,3\alpha) \frac{1}{2} = 0.63$$

$$\text{Travée intermédiaire } (1 + 0,3\alpha) \frac{1}{2} = 0.53$$

Moments fléchissant (isostatiques) : Type 01

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

a) Travée AB, BC

$$M_0^{AB} = \frac{5.89 \times 3.10^2}{8} = 7.08 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{5.89 \times 3.30^2}{8} = 8.01 \text{ KN.m}$$

Moments sur appuis

$$M_A = 0,2 M_0^{AB} = 1.42 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = 6.81 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,2 M_0^{BC} = 1.60 \text{ KN.m}$$

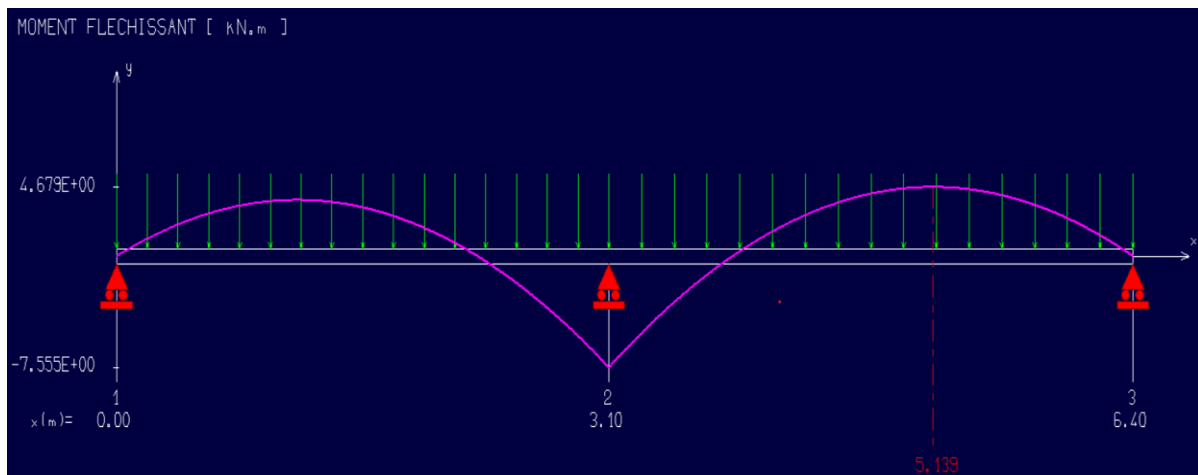
Moments En travées

$$\begin{cases} M_T^{AB} \geq 1,05 M_0^{AB} - \frac{M_A + M_B}{2} = 9.41 \text{ KN.m} \Rightarrow M_T^{AB} = 9.41 \text{ KN.m} \\ M_T^{AB} \geq 0,63 M_0^{AB} = 4.46 \text{ KN.M} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_T^{BC} \geq 1,05 M_0^{BC} - \frac{M_B + M_C}{2} = 4.20 \text{ KN.m} \Rightarrow M_T^{BC} = 4.24 \text{ KN.m} \\ M_T^{BC} \geq 0,53 M_0^{BC} = 4.24 \text{ KN.M} \end{cases}$$

Efforts tranchants

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



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

$$AB \Rightarrow \begin{cases} \frac{1.42 - 6.81}{3.10} + \frac{5.89 \times 3.10}{2} = 7.39 \text{ kN} \\ \frac{1.42 - 6.81}{3.10} - \frac{5.89 \times 3.10}{2} = -10.86 \text{ kN} \end{cases}$$

$$BC \Rightarrow \begin{cases} \frac{6.81 - 1.60}{3.30} + \frac{5.89 \times 3.30}{2} = 11.29 \text{ kN} \\ \frac{6.81 - 1.60}{3.30} - \frac{5.89 \times 3.30}{2} = -8.13 \text{ kN} \end{cases}$$

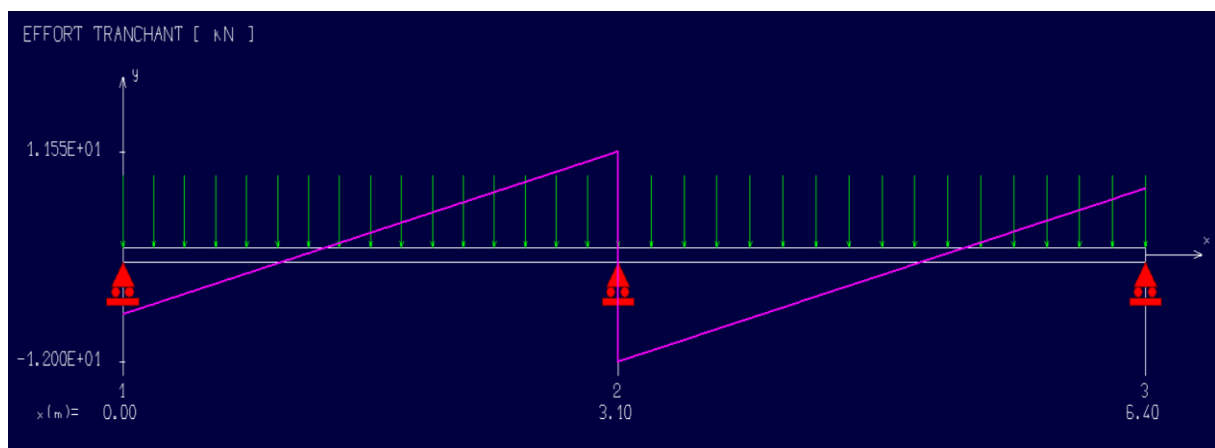


Figure III.6: Diagramme des moments fléchissant M [kN.m]

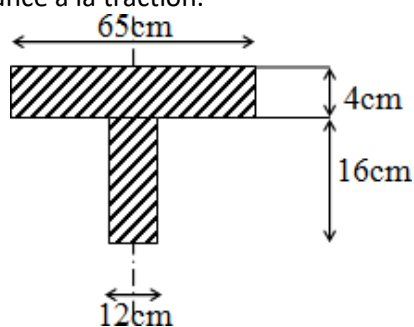
Figure III.7: Diagramme des efforts tranchants T [kN]

Tableau III.4 : Tableau récapitulatif des sollicitations des poutrelles (étage courant)

Type	travée	L(m)	ELU						ELS					
			M0	Mw	Me	Mt	Te	Tw	M0	Mw	Me	Mt	Te	Tw
1	2 - 3	3.10	7.07	9.13	-7.55	3.29	11.55	-6.68	5.10	1.23	-5.45	2.37	8.34	-4.82
	3 - 4	3.30	8.01	9.13	5.7	4.68	7.42	-12.00	5.78	-5.45	-2.81	3.38	5.36	-8.66
2	B - D	2.40	4.24	3.33	-5.56	1.45	9.38	-4.75	3.06	-2.69	-4.017	1.05	6.77	-3.42
	D - F	3	6.62	-5.56	5.40	4.13	6.97	-10.68	4.78	-4.017	-2.23	2.98	5.04	-7.77
3	1 - 2	1.95	2.79	-2.73	-3.35	1.12	7.45	-4.020	2.02	7.79	-2.42	8.10	5.38	-2.90
	2 - 3	3.10	7.07	-3.35	-6.74	2.023	10.21	7.45	5.10	-2.42	-4.87	1.46	7.38	-5.75
	3 - 4	3.30	8.01	-6.74	5.72	4.99	7.66		5.78	-4.87	1.42	3.60	5.53	-8.49

Calcul du ferrailage des poutrelles à l'ELU

Sous l'effet des moments fléchissants positifs en travée, la partie supérieure de la poutrelle est soumise à la compression, tandis que la partie inférieure est sollicitée en traction. Les armatures longitudinales sont donc placées dans la zone tendue, en partie inférieure, afin de reprendre les efforts de traction, le béton présentant une faible résistance à la traction.



Le dimensionnement des armatures longitudinales des poutrelles est réalisé en prenant en considération la situation la plus défavorable. Dans le cas étudié, les poutrelles sont assimilées à des sections en **T**, dont les différentes dimensions géométriques sont présentées ci-après.

Figure III.8 : La section de la poutrelle calculée (en T).

POUR LE CALCUL DE FERRAILLAGE ON PREND LES SOLLICITATIONS MAXIMALES SUIVANTES A L'ELU :

Tableau III.5 : Sollicitations adoptées pour le ferrailage des poutrelles RDC, Etage courant

NIVEAUX	Sollicitation les plus défavorables				
	ELU				
	$M_0 \max$	$M_t \max$	$M_{a(rive) \max}$	$M_{a(inter) \max}$	$T_{\max}$
Etage courant	8.01KN.m	4.99KN.m	9,13KN.m	7.55KN.m	11.55KN

Ferrailage en travée

- Vérification de l'étendue de la zone comprimée

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

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

$$M_{tmax} = 4.99 \text{ KN.m} < M_{tab} = 58.95 \text{ KN.m}$$

$$M_t^u < M_0$$

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

$$(b \times h_t) = (65 \times 20) \text{ cm}^2 \text{ soumise à } \mathbf{M_{tmax} = 4.99 \text{ KN.m}}$$



Figure III.9: Position de l'axe neutre.

Vérification de l'existence des armatures comprimées (A')

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{4.99}{14.17 \times 18^2 \times 65} = 0.016 < 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.016 < 0.392 \Rightarrow \text{pivot A} = \varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.025$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.99$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4.99 \times 10^3}{0.99 \times 18 \times 348} = 0.80 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_s = 0.80 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{min} \geq \max \left[\frac{b \cdot h}{1000}; 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right] = \max \left[\frac{65 \times 20}{1000}; 0.23 \cdot 65 \cdot 18 \cdot \frac{2.1}{400} \right]$$

$$\Rightarrow A_{min} \geq \max (1.3 ; 1.41)$$

$$\Rightarrow A_{min} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{adoptif} = \max(A_{min}; A_{cal}) = \min(1.41; 0.80) = 1.41 \text{ cm}^2$$

Le choix :

$$A_s = 3T10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

III.5.1.6. Ferrailage sur appuis

a) Appuis intermédiaire

$$M_{a \max(inter)}^u = 7.5 \text{ KN.m}$$

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension :

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

$$\mu = \frac{M_{a(inter)}^u}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{7.5 \times 10^3}{14.17 \times 18^2 \times 12} = 0.136 < 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.136 < 0.392$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.18$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.92$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{M_{a(inter)}^u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7.5 \times 10^3}{0.92 \times 18 \times 348} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_s = 1.30 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{min} \geq \max \left[\frac{b \cdot h}{1000} ; 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right] = \max \left[\frac{12 \times 20}{1000} ; 0.23 \cdot 12 \cdot 18 \cdot \frac{2.1}{400} \right]$$

$$\Rightarrow A_{min} \geq \max [0.24 ; 0.26]$$

$$\Rightarrow A_{min(inter)} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{adoptif} = \max(A_{min}; A_{cal}) = \max(0.26; 1.30) = 1.30 \text{ cm}^2$$

➤ Le choix :

$$A_s = 2T10 = 1.57cm^2$$

III.5.1.7. Appuis de rive

$$M_{a\max(rive)}^u = 9.13KN.m$$

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension :

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

$$\mu = \frac{M_{a(rive)}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{9.13 \times 10^3}{14.17 \times 18^2 \times 12} = 0.165 < 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.165 < 0.392$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.22$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.91$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348Mpa$$

$$A_s = \frac{M_{a(rive)}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9.13 \times 10^3}{0.91 \times 18 \times 348} = 1.60cm^2$$

$$\Rightarrow A_s = 1.60cm^2$$

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

$$A_{min} \geq \max \left[\frac{b \cdot h}{1000}; 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right] = \max \left[\frac{12 \times 20}{1000}; 0.23 \cdot 12 \cdot 18 \cdot \frac{2.1}{400} \right]$$

$$\Rightarrow A_{min} \geq \max[0.24; 0.26]$$

$$\Rightarrow A_{min(rive)} = 0.26cm^2$$

$$\Rightarrow A_{a\text{ doptif}} = \max(A_{min}; A_{cal}) = \max(0.26; 1.60) = 1.60cm^2$$

Le choix :

$$A_s = 2T12 = 2.26cm^2$$

III.5.1.8. Les vérifications

a) L'influence de l'effort tranchant

D'après le BAEL91 (art A.5.1 ,211) :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{d \times b_0} = \frac{11.55 \times 10^3}{12 \times 18 \times 100} = 0.53 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0.53 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} =$$

3.33 MPa 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

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

$K=1$ (fissuration non préjudiciable)

$f_e = 235 \text{ MPa}$

$\gamma_s = 1.15$

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

$$A_t \geq \frac{1.15 (0.53 - 0.3 \times 1 \times 2.1)}{0.9 \times 235} \cdot 0.12 \times 0.15$$

$$A_t = -9.79 \times 10^{-6}$$

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 :

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

Compression de la bille d'about

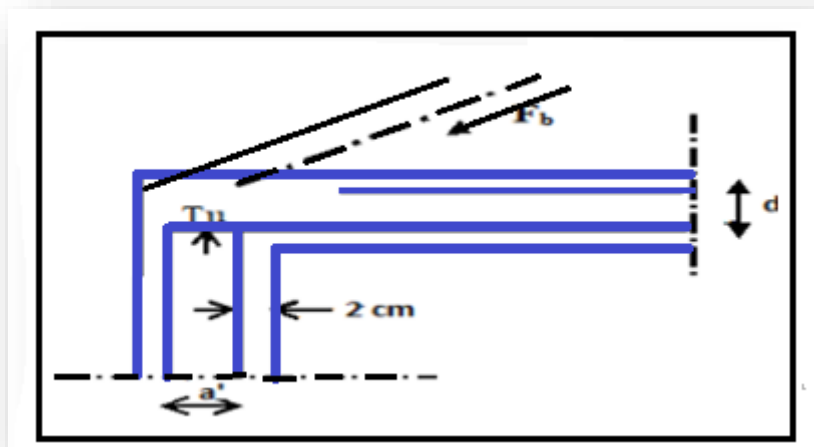


Figure III.9: Compression de la bille d'about.

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

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

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

$$\frac{2T_u}{a \times b_0} \leq \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T_u \times \gamma_b}{0.8 \times b_0 \times f_{c28}} \Rightarrow a \geq \frac{2 \times 11.55 \times 1.5}{0.8 \times 12 \times 25 \times 10} = 0.01 \text{ cm}$$

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

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

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

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 **F E500**

$$A \leq \left(\frac{\gamma-1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

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.6 : Vérification des compressions.

/	M_u	M_{ser}	α	$\left(\frac{\gamma-1}{2} \right) +$	Observation
Appui	9.13	7.79	1,172	0.336	Condition vérifiée
Travée	4.99	8.10	0.616	0.058	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 :

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

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

$$12,13 \text{ KN} \leq 66,56 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

$$A_S \geq \frac{V_U}{f_e/\gamma_s} \Rightarrow A_S = \frac{1.15 \times 11.55 \times 10}{400} = 0.33 \text{ cm}^2$$

$$A_S = 2.36 \text{ cm}^2 \geq 0.33 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

e) Vérification de la contrainte d'adhérence limite

Il faut vérifier que : $\tau_S \leq \bar{\tau}_S$

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

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

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

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

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

$$\tau_S = \frac{11.55 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.23 \times 0.151} = 0.36 \text{ Mpa}$$

$$\text{Donc } \tau_S = 0.36 \text{ MPa} < \bar{\tau}_S = 2.84 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

f) 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 maximal

Dans notre cas, on a **$L_{max} = 330$**

$$f_{adm} = \frac{330}{400} = 0.82 \text{ m}$$

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{330} = 0.060 < \frac{1}{16} \Rightarrow \dots \text{Condition non vérifié}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{10 \times M_{ser}} \geq \Rightarrow \frac{20}{330} < \frac{8.10}{10 \times 8.10} \Rightarrow \dots \text{Condition non vérifié}$$

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

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

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

$$y_G = \frac{(65.4)(2204) [(204)12(204)/2] 15.2,36.3}{(65.4)(204) 12 15.2,36}$$

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

Détermination du moment d'inertie

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

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

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

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 : $G = 5,04 \times 0,65 = 3,27 \text{ KN/m}^2$

Charge total à l'E.L.S : $P(G+Q)$; $P = (5,04 + 1,5) \times 0,65 = 4,25 \text{ KN/m}^2$.

Calcul des moments correspondants

$$M_j = 0,85 \times J \times L^2 / 8 [0,85 \times 1,82 \times (3,3)^2] / 8 = 2,10 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0,85 \times G \times L^2 / 8 [0,85 \times 3,27 \times (3,3)^2] / 8 = 3,78 \text{ KN.m.}$$

$$M_p = 0,85 \times P \times L^2 / 8 [0,85 \times 4,25 \times (3,3)^2] / 8 = 4,91 \text{ KN.m}$$

Calcul des contraintes

$$\sigma_{SJ} = \frac{M_j}{A_s \cdot Z} = \frac{2.10 \times 10^3}{2.36 \times 16.2} = 54.92 \text{ MPa};$$

$$\sigma_{SG} = \frac{M_G}{A_s \cdot Z} = \frac{3.78 \times 10^3}{2.36 \times 16.2} = 98.87 \text{ MPa};$$

$$\sigma_{SP} = \frac{M_P}{A_S \cdot Z} = \frac{4.91 \times 10^3}{2.36 \times 16.2} = 128.42 \text{ MPa};$$

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)

$$\mu_i = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{(4 \cdot F \cdot \sigma_{Si}) + f_{t28}}$$

$$\mu_J = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.011 \times 54.92) + 2.1} \right] = 0.81$$

$$\mu_G = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.011 \times 98.87) + 2.1} \right] = 0.56$$

$$\mu_P = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.011 \times 128.42) + 2.1} \right] = 0.47$$

Calcul des moments d'inertie après fissuration

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

Avec :

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

avec:

$$d'' = h - (\Phi + c) = 20 - (0.10 + 2) = 17.9 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{65 \times 20^3}{12} + 15 \left[2.36 \left(\frac{20}{2} - 17.9 \right)^2 + 0 \right] = 45542.65 \text{ cm}^4$$

$$I_{FJ} = \frac{1.1 \times 45542.65}{(1 + 3.72 \times 0.81)} = 12483.04 \text{ cm}^4$$

$$I_{FG} = \frac{1.1 \times 45542.65}{(1 + 3.72 \times 0.56)} = 16248.35 \text{ cm}^4$$

$$I_{FP} = \frac{1.1 \times 45542.65}{(1 + 3.72 \times 0.47)} = 18227.67 \text{ cm}^4$$

$$I_{VG} = \frac{1.1 \times 45542.65}{(1 + 0.4 \times 1.488)} = 31404.79 \text{ cm}^4$$

Calcul des valeurs de la flèche correspondantes

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

$$F_{ij} = \frac{2.10 \times (3.30)^2 \times 10^7}{10 \times 32164.2 \times 12483.04} = 0.057 \text{ cm}$$

$$F_{ig} = \frac{3.78 \times (3.30)^2 \times 10^7}{10 \times 32164.2 \times 16248.35} = 0.079 \text{ cm}$$

$$F_{ip} = \frac{4.91 \times (3.30)^2 \times 10^7}{10 \times 32164.2 \times 18227.67} = 0.091 \text{ cm}$$

$$F_{VG} = \frac{3.78 \times (3.30)^2 \times 10^7}{10 \times 32164.2 \times 31404.79} = 0.041 \text{ cm}$$

$$F_{\text{total}} = F_{vg} - F_{ij} + F_{ip} - F_{ig} = 0.062 - 0.065 + 0.112 - 0.103 = 0.004 \text{ cm}$$

$$F_{\text{total}} = 0.006 \text{ cm}$$

$$F_{\text{total}} = 0.004 \text{ cm} < F_{\text{adm}} = 0.65 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Schémas de ferrailage des poutrelles RDC, étage courant

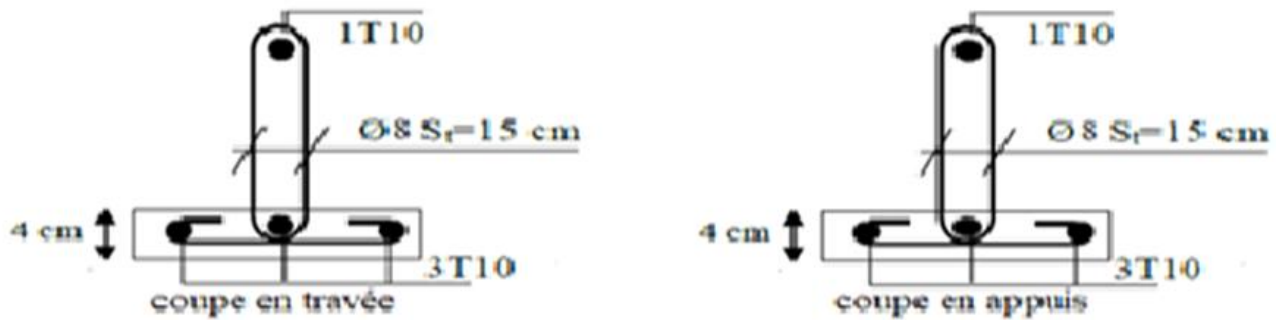


Figure III.10: Schéma de ferrailage des poutrelles de rives

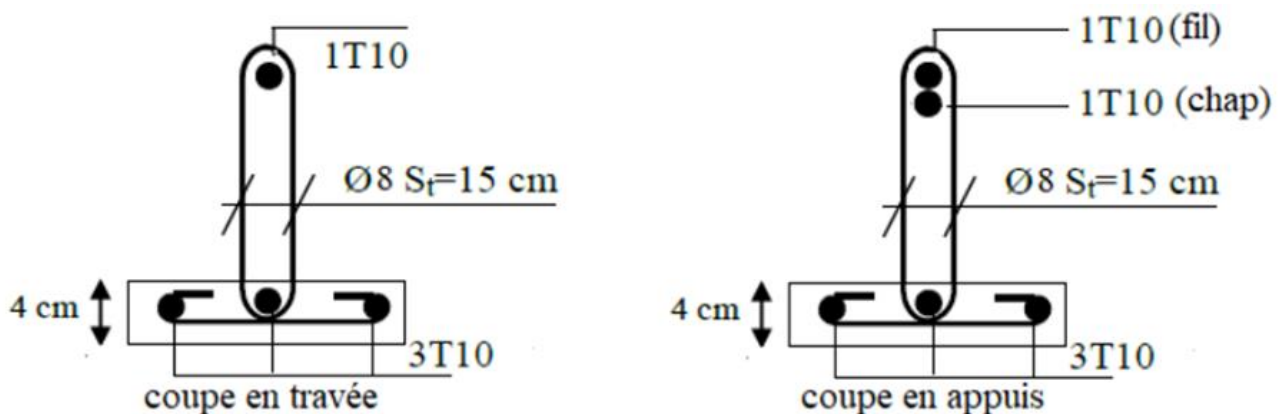


Figure III.11 Schéma de ferrailage des poutrelles intermédiaires.

Plancher terrasse

Etude des poutrelles Plancher terrasse On a (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 définit dans le tableau suivant

Tableau III.7 : différents types de poutrelles dans le plancher terrasse

Type	Schémas statiques des poutrelles
Type 1 :	
Type 2 :	

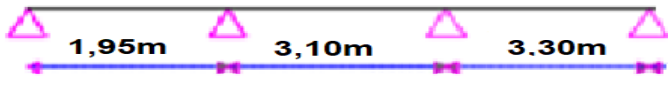
Type 3:	
---------	--

Tableau III.8 : Charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle et combinaisons d'actions.

Désignation	$G(\text{KN/m}^2)$	$Q(\text{KN/m}^2)$	$Q_u(\text{KN/ml})$	$Q_s(\text{KN/ml})$
Terrasse inaccessible	6.68	1	6.837	4.992

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

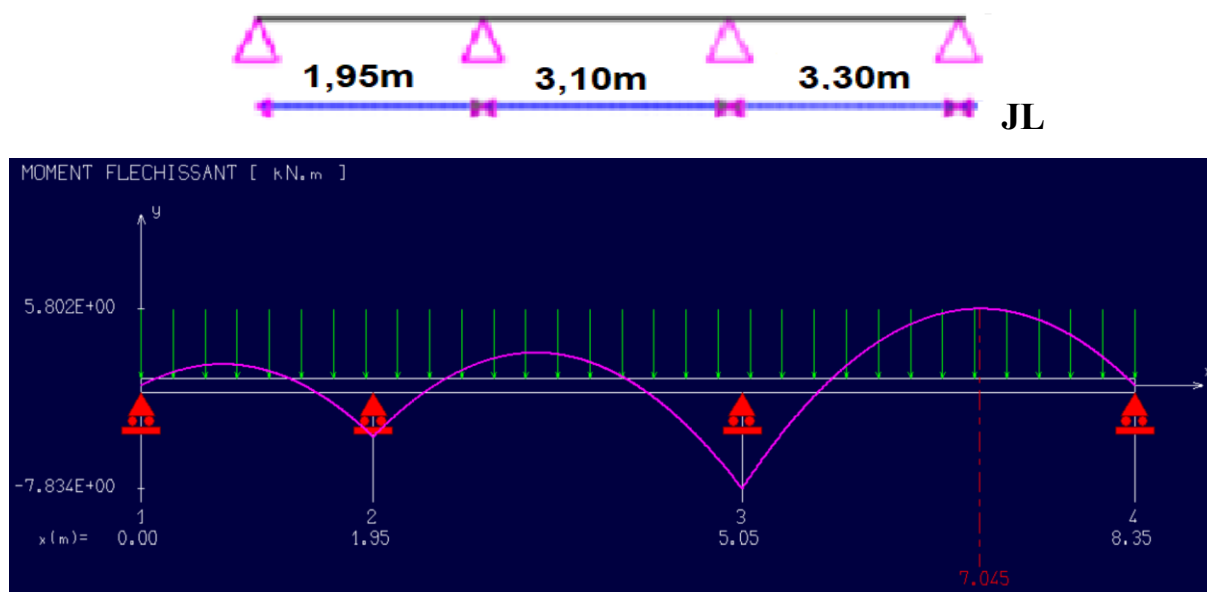


Figure III.12: Diagramme des moments fléchissant M [KN.m] à ELU selon RDM6

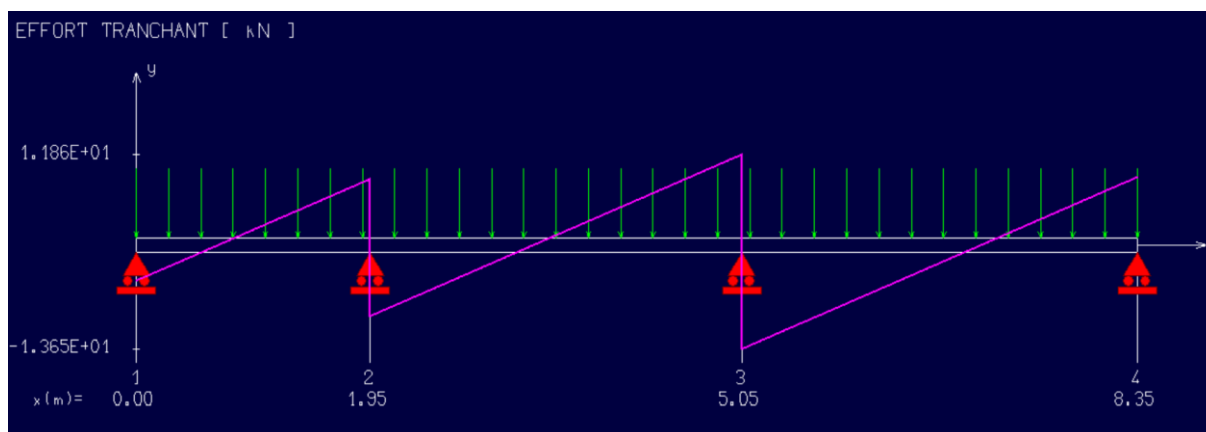


Figure III.13: Diagramme des efforts tranchants T [KN] à ELU selon RDM6

Tableau III.9 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	2 - 3	3.10	8.20	-2.75	-8.77	3.82	13.42	-7.76	5.99	-1.55	-4.71	1.23	7.95	-4.02
	3 - 4	3.30	9.20	-8.77	8.58	5.43	8.62	-13.94	6.79	-4.71	1.01	3.50	5.91	-9.06
2	B - D	2.40	4.91	-1.34	-6.46	1.69	10.89	-5.51	3.59	1.19	-6.40	2.79	9.80	-5.67
	D - F	3	7.68	-6.4	1.85	4.80	8.10	-12.40	5.61	-6.40	6.50	3.96	6.29	-10.17
3	1 - 2	1.95	3.24	-6.48	-3.39	1.30	8.66	-4.67	2.37	-4.86	-2.84	9.51	6.32	-3.40
	2 - 3	3.10	8.20	-3.39	-7.83	2.35	11.86	-9.25	5.99	-2.84	-5.71	1.71	8.66	-5.75
	3 - 4	3.30	9.20	-7.83	-1.73	5.80	8.90	-13.65	6.79	-5.71	-1.75	4.23	6.50	-9.96

III.5.2.5. 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.10 : 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	9.20KN.m	5.80KN.m	7,83KN.m	8.77KN.m	13.94KN

III.5.2.6. Ferrailage en travée

- vérification de l'étendue de la zone comprimée

III.5.1.5. Ferrailage en travée

- **Vérification de l'étendue de la zone comprimée**

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

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

$$M_{t\ max} = 5.80 \text{ KN.m} < M_{tab} = 58.95 \text{ KN.m}$$

$$M_t^u < M_0$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées (A')**

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{5.80 \times 10^3}{14.17 \times 18^2 \times 65} = 0.019 < 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.019 < 0.392 \Rightarrow \text{pivot A} = \varepsilon_s = 10\%$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.025$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.99$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5.80 \times 10^3}{0.99 \times 18 \times 348} = 0.93 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_s = 0.93 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{min} \geq \max \left[\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right] = \max \left[\frac{65 \times 20}{1000}; 0,23 \cdot 65 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} \right]$$

$$\Rightarrow A_{min} \geq \max(1.3; 1.4)$$

$$\Rightarrow A_{min} = 1.4 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{adoptif} = \max(A_{min}; A_{cal}) = \max(1.4; 0.93) = 1.4 \text{ cm}^2$$

➤ **Le choix :**

$$A_s = 3T10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

Ferrailage sur appuis

a) Appuis intermédiaire

$$M_{a \max(inter)}^u = 8.77 \text{ KN.m}$$

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension :

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

$$\mu = \frac{M_{a(inter)}^u}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{8.77 \times 10^3}{14.17 \times 18^2 \times 12} = 0.159 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.159 < 0,392$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.22$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0.91$$

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

$$A_s = \frac{M_{a(inter)}^u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8.77 \times 10^3}{0.91 \times 18 \times 348} = 1.53 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_s = 1.53 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{min} \geq \max \left[\frac{b \cdot h}{1000}; 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right] = \max \left[\frac{12 \times 20}{1000}; 0.23 \cdot 12 \cdot 18 \cdot \frac{2.1}{400} \right]$$

$$\Rightarrow A_{min} \geq \max[0.24; 0.26]$$

$$\Rightarrow A_{min(inter)} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{a \text{ doptif}} = \max(A_{min}; A_{cal}) = \max(0.26; 1.53) = 1.53 \text{ cm}^2$$

➤ **Le choix :**

$$\boxed{A_s = 2T10 = 1.57 \text{ cm}^2}$$

III.5.1.7. Appuis de rive

$$M_{a \max(rive)}^u = 7.83 \text{ KN.m}$$

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension :

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

$$\mu = \frac{M_{a(rive)}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{7.83 \times 10^3}{14.17 \times 18^2 \times 12} = 0.142 < 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.142 < 0.392$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.19$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.92$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{M_{a(rive)}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7.83 \times 10^3}{0.92 \times 18 \times 348} = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_s = 1.35 \text{ cm}^2$$

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

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

$$\Rightarrow A_{min} \geq \max[0.24; 0.26]$$

$$\Rightarrow A_{min (rive)} = 0.26 cm^2$$

$$\Rightarrow A_{a\ doptif} = \max(A_{min}; A_{cal}) = \max(0.24; 1.35) = 1.35 cm^2$$

➤ **Le choix :**

$$A_s = 2\ T10 = 1,57\ cm^2$$

III.5.1.8. Les vérifications

a) L'influence de l'effort tranchant

D'après le BAEL91 (art A.5.1 ,211) :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{d \times b_0} = \frac{13.94 \times 10^3}{12 \times 18 \times 100} = 0.64 MPa$$

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

$$\tau_u = 0.64 MPa < \overline{\tau_u} = 3.33\ MPa \text{ Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement.

b) Section et écartement des armatures transversales At

- Diamètre des armatures transversales

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

On prend:

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

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

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

K=1 (fissuration non préjudiciable)

$$f_e = 235 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1.15$$

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

$$A_t \geq \frac{1.15(0.64 - 0.3 \times 1 \times 2.1)}{0.9 \times 235} \cdot 0.12 \times 0.15$$

$$A_t = -9,78 \times 10^{-6}$$

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 :

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

Compression de la bille d'about

$$\sigma_b = \frac{f_b}{s} \quad \text{avec : } f_b = T_u \times \sqrt{2}$$

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

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

A : la longueur d'appui de la 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

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

$$\frac{2T_u}{a \times b_0} \leq \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T_u \times \gamma_b}{0.8 \times b_0 \times f_{c28}} \Rightarrow a \geq \frac{2 \times 13.94 \times 1.5}{0.8 \times 12 \times 25 \times 10} = 0.017 \text{ cm}$$

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

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

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

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

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

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.14 : Vérification des compressions

	M_u	M_{ser}	α	$(\frac{\gamma-1}{2}) + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
Appui	7.83	6.50	1,204	0,352	Condition vérifiée
Travée	5.80	9.15	0,63	0,065	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 :

$$V_u \leq V_u \leq 0.267 \cdot ab_0 \cdot f_{c28} \frac{0.75 \cdot V_u}{b_0 f_{c28}} \leq \alpha \leq d$$

$$V_u = 0.267(8.31 \times 12) 25 \times 10^1 = 66.56 \text{ kN}$$

$$13.94 \text{ kN} \leq 66.56 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

$$A_s \geq \frac{V_u}{f_e / Y_s} \Rightarrow A_s = \frac{1.15 \times 13.94 \times 10}{400} = 0.40 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.36 \text{ cm}^2 \geq 0.40 \text{ cm}^2$$

$$\dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

e) Vérification de la contrainte d'adhérence limite

Il faut vérifier que : $\tau_s \leq \tau_s$

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

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

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} \quad \tau_s = 0.6 \cdot 1.5^2 \cdot 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_s = \frac{13.94 \cdot 10^{-3}}{0.9 \times 0.23 \times 0.151} = 0.53$$

Donc $\tau_s = 0.53 \text{ MPa} < \tau_s^- = 2.84 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

f) 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 maximal

Dans notre cas, on a $L_{max} = 330$

$$f_{adm} = \frac{330}{400} = 0.82 \text{ m}$$

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{330} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \dots \text{Condition non vérifié}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{10M_{ser}} \Rightarrow \frac{9.15}{91.5} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \dots \text{Condition non vérifié}$$

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

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

$$F_i = \frac{M_i \cdot L^2}{10E_i \cdot I_{f_i}}$$

$$F_v = \frac{M_v \cdot L^2}{10E_v \cdot I_{f_v}}$$

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

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

Avec

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

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

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

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

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

$$y_G = \frac{(65.4)(2+20-4) [(20-4)12(20-4)/2] + 15.2,36.3}{(65.4)(20-4)12 + 15.2,36}$$

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

Détermination du moment d'inertie

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

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

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

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 : $G = 6.68 \times 0.65 = 4.34 \text{ KN/m}^2$

Charge total à l'E.L.S : $P = (G+Q) ; P = (6.68+1) \times 0.65 = 4.99 \text{ KN/m}^2$

Calcul des moments correspondants :

$$M_J = 0.85 \times J \times L^2 / 8 = [0.85 \times 1.82 \times 3.30^2 / 8] = 2.10 \text{ KN/m}^2$$

$$M_G = 0.85 \times G \times L^2 / 8 = [0.85 \times 4.34 \times 3.30^2 / 8] = 5.02 \text{ KN/m}^2$$

$$M_P = 0.85 \times P \times L^2 / 8 = [0.85 \times 4.99 \times 3.30^2 / 8] = 5.77 \text{ KN/m}^2$$

Calcul des contraintes

$$\sigma_{SJ} = \frac{M_J}{A_{S,Z}} = \frac{2.10}{2.36 \times 16.2} = 54.92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{SG} = \frac{5.02}{2.36 \times 16.2} = 131.30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{SP} = \frac{5.77}{2.36 \times 16.2} = 150.92 \text{ MPa}$$

Calcul des coefficients

$$F = \frac{A_S}{b_0 \cdot d} = \frac{2.36}{12.18} = 0.011$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}) \cdot f} = \frac{0.05 \cdot 2.1}{(2 + 3(12)/65) \cdot 0.011} = 3.72$$

$$\lambda_v = (2/5) \cdot \lambda_i = 1.488$$

Calcul des coefficients (μ_i)

$$\mu_i = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{(4 \cdot F \cdot \sigma_{Si}) + f_{t28}}$$

$$\mu_J = 0.81$$

$$\mu_G = 0.46$$

$$\mu_P = 0.40$$

Calcul des moments d'inertie après fissuration

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

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

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

$$I_0 = \frac{65.20^3}{12} + 15[2.36 (20/2 - 17,9 + 0)^2]$$

$$I_0 = 45542.65 \text{ cm}^4$$

$$I_{FJ} = \frac{1.1 \times 45542.65}{(1 + 3.72 \times 0.81)} = 12483.03 \text{ cm}^4$$

$$I_{FG} = \frac{1.1 \times 45542.65}{(1 + 3.72 \times 0.46)} = 18477.76 \text{ cm}^4$$

$$I_{FP} = \frac{1.1 \times 45542.65}{(1 + 3.72 \times 0.40)} = 20135.42 \text{ cm}^4$$

$$I_{VG} = \frac{1.1 \times 45542.65}{(1 + 0.4 \times 1.488)} = 31404.79 \text{ cm}^4$$

Calcul des valeurs de la flèche correspondantes

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

$$F_{ij} = \frac{2.10 \times (3.30)^2 \times 10^7}{10 \times 32164.2 \times 12483.03} = 0.057 \text{ cm}$$

$$F_{ig} = \frac{5.02 \times (3.30)^2 \times 10^7}{10 \times 32164.2 \times 18477.76} = 0.092 \text{ cm}$$

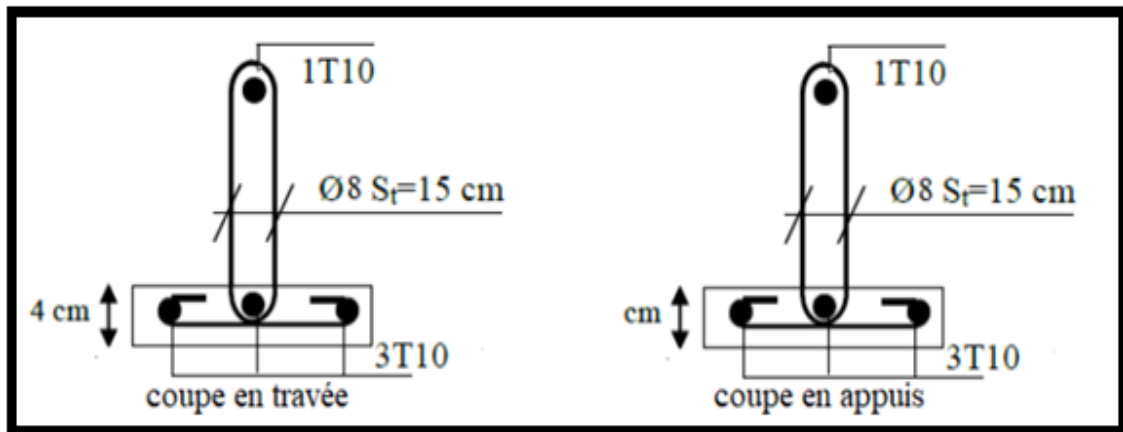
$$F_{ip} = \frac{5.77 \times (3.30)^2 \times 10^7}{10 \times 32164.2 \times 20135.42} = 0.097 \text{ cm}$$

$$F_{VG} = \frac{5.02 \times (3.30)^2 \times 10^7}{10 \times 32164.2 \times 31404.79} = 0.054 \text{ cm}$$

$$F_{\text{total}} = F_{vg} - F_{ij} + F_{ip} - F_{ig} = 0.054 - 0.057 + 0.097 - 0.092 = 0.008 \text{ cm}$$

$$F_{\text{total}} = 0.002 \text{ cm}$$

$$F_{\text{total}} = 0.008 \text{ cm} < F_{\text{adm}} = 0.65 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$



III.15. ferrailage des poutrelles Plancher terrasse

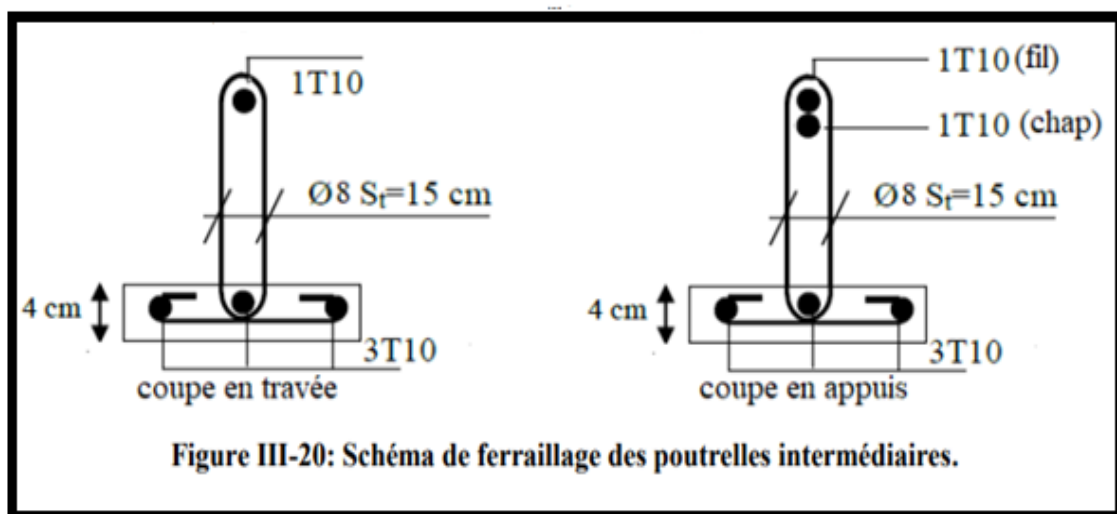


Figure III-16: Schéma de ferrailage des poutrelles de rives Plancher terrasse

III.4.8. Calcul le ferrailage de la dalle de compression

La dalle doit présenter une épaisseur minimale de **4 cm**. Elle intègre un treillis d'armatures dont l'écartement des mailles est limité à **20 cm** (soit un ratio de **6 barres par mètre**), une règle

qui s'applique de manière identique pour les aciers disposés parallèlement et perpendiculairement aux poutrelles.

➤ Section minimale des armatures perpendiculaire aux poutrelles

• Si l'entraxe $l \leq 50 \text{ cm}$: $A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e}$

• Si l'entraxe $50 < l \leq 80 \text{ cm}$: $A_{\perp} \geq \frac{4l}{f_e}$

□ l : Distance d'axe en axe entre deux nervures consécutives (en cm).

□ f_e : Limite d'élasticité nominale de l'acier utilisé (en MPa).

➤ Section minimale des armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} \geq A_{\perp} / 2$$

$$L = 0.65 \text{ m} \quad f_e = 235 \text{ Mpa}$$

$$50 \text{ cm} \leq l = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm}$$

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{235} = 1.08 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

-On prend

$$A_{//} = 6 \phi 5 = 1.18 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend un quadrillage de section **TS ϕ 5** avec un espacement de **15 cm**

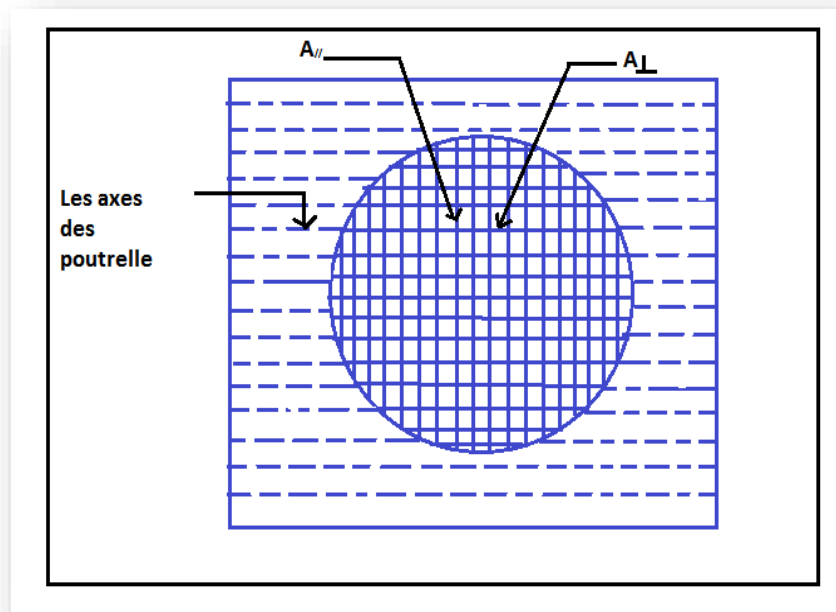


Figure III.17: Schéma de Ferrailage de la dalle de compression.

III.6. Étude de la dalle pleine Exemple de calcul

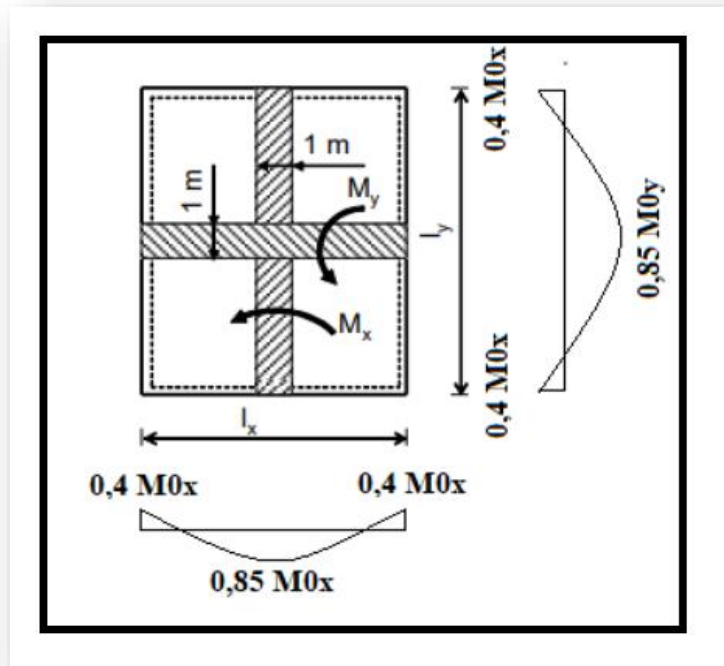


Figure III.18: Panneau de dalle le plus sollicité.

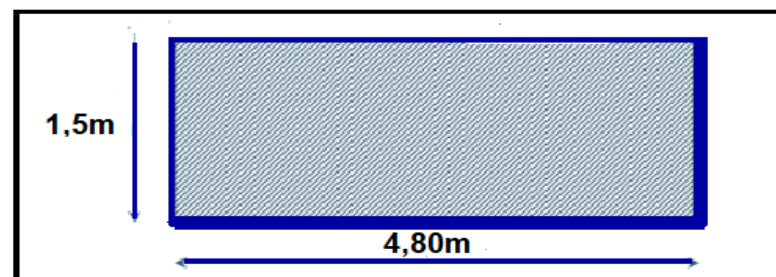


Figure III.19 Schéma des balcons.

Avec :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} \Rightarrow l_y > l_x$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} < 0.4$$

Cas d'une dalle reposant sur deux appuis (porte suivant un sens L_x)

$$\begin{cases} h_0 \geq \frac{l_x}{20} \rightarrow \text{dallisolée} \\ h_0 \geq \frac{l_x}{25} \rightarrow \text{dallcontinueu} \end{cases}$$

Cas d'une dalle reposant sur trois ou quatre appuis (porte suivant deux sens L_x et L_y)

$$0.4 < \alpha = \frac{L_x}{L_y} < 1$$

$$\begin{cases} h_0 \geq \frac{l_x}{30} \rightarrow \text{dallisolée} \\ h_0 \geq \frac{l_x}{40} \rightarrow \text{dallcontinueu} \end{cases}$$

➤ Panneau de rive:

$$L_x = 150\text{cm} ; L_y = 480\text{cm}$$

$$\alpha = \frac{150}{480} = 0.31$$

Chargement

- Charge permanente $G = 5.27\text{KN/m}^2$.
- Charge d'exploitation $Q = 3.5\text{KN/m}^2$
- Charge ultime

$$Q_U = (1.35G + 1.5Q) = 12.36$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.50}{4.80} = 0.31$$

0.3125 < 0,4 le panneau de dalle travaille une seul sens (lx)

Moment isostatique

- Sens lx

0.31 < 0,4 le panneau de dalle travaille un seul sens (lx)

C .Moment isostatique

•Sens lx

$$M_{x0} = \frac{12.36 \times 1.5^2}{2} = 13.90 \text{ KN.m}$$

$$M_{y0} = 0$$

d. Moments en travée et sur appuis

$$M_{tx} = 0.8 \times M_{0x} = 0.8 \times 13.90 = 11,12 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = 0.5 \times M_0 = 0.5 \times 13.90 = 6.95 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul de ferrailage

➤ à l'E.L.U:

Pour une bande de **1m** de largeur (b=100cm ; d = 0,9 × h = 0,9 × 20 = 18 cm).

a. Les armatures en travée

•Sens Lx

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{11.12 \times 10^3}{14.17 \times 18^2 \times 12} = 0.201 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.201 < 0,392$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.28$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0.89$$

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

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11.12 \times 10^3}{0.89 \times 18 \times 348} = 1.99 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_s = 1.99 \text{ cm}^2.$$

b. Les armatures sur appui

$$M_a = 6.95. m$$

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{6.95 \times 10^3}{14.17 \times 18^2 \times 12} = 0.126 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.126 < 0,392$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.17$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0.93$$

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

$$A_{ainter} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6.95 \times 10^3}{0.93 \times 18 \times 348} = 1.19 \text{ cm}^2$$

c. Pourcentage minimal des armatures

Pour des aciers **FeE400**

$$\text{Sens } y \rightarrow A_{ymin} = 8 \times h_0 = 8 \times 0.15 = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

h_0 : en mètres

•En travée

$$A_{tx} = \max(A_{xmin}; A_{sx}) = \max(1.2 ; 1.99) = 1.99 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

•Sur appui

$$A_{ax} = \max(A_{xmin}; A_a) = \max(1.2 ; 0.19) = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

a. Choix des aciers Diamètre

$$\emptyset \leq \left(\frac{h_0}{10} \right)$$

$$\text{D'où : } \emptyset \leq 150/10$$

$$\text{Et puis : } \emptyset \leq 15 \text{ mm}$$

- b. Espacement des armatures (fissuration peu préjudiciable)

$$\text{Sens } L_x \begin{cases} S_{tx} \leq \min(3 \cdot h_0; 33 \text{ cm}) \\ S_{tx} \leq \min(3 \times 20; 33 \text{ cm}) \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{cases}$$

f. Le choix des aciers

•En travée

$$\text{Sens } L_x \begin{cases} A_{tx} = 1.99 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 5T10 \rightarrow 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

•Sur appui

$$\text{Sens } L_x \begin{cases} A_{ax} = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{ax} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 5T10 \rightarrow 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

g.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 :

$$\alpha < 0.4 \begin{cases} V_x = \frac{q \times l_x}{2} = \frac{12.36 \times 1.5}{2} = 9.27 KN \\ V_y = 0 KN \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \cdot d} = \frac{9.27 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.0515 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = 0.07 \cdot \frac{f_{c28}}{\sigma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.16 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.0515 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = 1.16 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

De (1), (2) et (3) : Pas de risque de cisaillement.

➤ Les vérifications à L'E.L.S

a. Chargement

- Charge permanente $G = 5.27 \text{ KN/m}^2$
- Charge d'exploitation $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$
- Charge service $Q_{ser} = (G + Q) = 8.77 \text{ KN/m}$

b. Sollicitations

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{150}{480} = 0.31$$

$0.31 < 0.4$ la dalle travaille (porte) dans un seul sens (l_x)

c. Moment isostatique

•Sens l_x

$$M_{0x} = (\mu_x \times q l_x^2) = 0.125 \times 8.77 \times 1.5^2 = 2.46 \text{ KN.m}$$

d. Moments en travée et sur appuis

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 2.091 \text{ KN.m}$$

$$M_{0xinter} = M_{ay} = 0.4 \times M_{0x} = 0.984 \text{ KN.m}$$

e.Vérification des contraintes dans le béton

➤ Suivant L_x

•En travée

$$M_{tx} = 2.091 \text{ KN.m}$$

$$A_t = 3.93 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} ; A' = 0$$

-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 :

$$50y' + 20 \times 3.95y - 19 = 0$$

$$\text{Donc : } y = 3.44 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie

$$\left\{ \begin{array}{l} I = \frac{by^3}{12} + 20A_s(d - y)^2 \\ I = \frac{100 \times 3.44^3}{12} + 20 \times (18 - y)^2 \\ I = 5989.24 \text{ cm}^4 \end{array} \right.$$

La contrainte dans le béton σ_{bc}

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = k \cdot y = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y \\ \sigma_{bc} = \frac{2.46 \times 10^3}{5989.24} \times 3.44 = 1.41 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

La contrainte admissible du béton $\overline{\sigma}_{bc}$

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

Alors

$$\sigma_{bc} = 1.41\text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

• Sur appuis

➤ Suivant Lx

$$M_a = 0.98\text{KN.m}$$

$$A_a = 3.93\text{ cm}^2/\text{ml}$$

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}

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = k \cdot y = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y \\ \sigma_{bc} = \frac{0.27 \times 10^3}{5989.24} \times 3.44 = 0.15 \text{ Mpa} \end{cases}$$

La contrainte admissible du béton $\overline{\sigma}_{bc}$

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

Alors

$$\begin{aligned} \sigma_{bc} &= 0.15 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} \\ &= 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{aligned}$$

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:

$$Fe400 \text{ et } f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

Donc:

$$l_s = 40 \times l = 40 \times 1 = 40 \text{ cm}$$

b. Arrêt des barres sur appuis

$$\begin{cases} L_1 = \max(l_s ; 0.2l_x) = \max(40 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}) \\ L_1 = 40 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} L_2 = \max\left(l_s ; \frac{L_1}{2}\right) = \max(40 ; 20) \\ L_2 = 40 \text{ cm} \end{cases}$$

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 $\cdot \frac{L_x}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ cm}$

d. Armatures finales

Suivant L_x

$$A_t = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{soit } 5\text{T}10 \text{ cm/mL } St=25 \text{ cm} ;$$

$$A_a = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{soit } 5\text{T}10 \text{ cm/mL } St=25 \text{ cm} ;$$

Suivant L_y

$$A_t = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{soit } 5\text{T}10 \text{ cm/mL } St=25 \text{ cm} ;$$

$$A_a = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{soit } 5\text{T}10 \text{ cm/mL } St=25 \text{ cm} ;$$

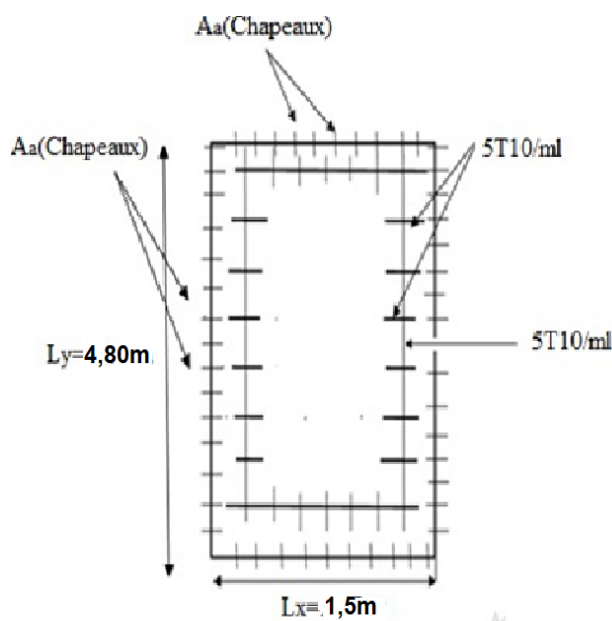


Figure III.20: Schéma ferraillage du panneau de la dalle pleine.

III.7. Conclusion

Élément central de l'ossature d'un bâtiment, le plancher remplit un double rôle : garantir la solidité de la structure et offrir un cadre de vie agréable aux utilisateurs. Ce travail a mis en évidence les spécificités de deux techniques constructives. D'une part, la technologie des corps creux se révèle idéale pour franchir de larges distances tout en optimisant l'isolation. D'autre part, la dalle pleine se distingue par sa robustesse supérieure et sa grande rigidité face aux contraintes mécaniques.

Afin d'assurer la conformité de ces ouvrages, leur calcul et leur géométrie ont été déterminés rigoureusement selon les réglementations techniques actuelles. Cette étude s'est appuyée sur l'évaluation des actions et des charges appliquées à la construction, combinée à l'utilisation du programme de simulation RDM6. Cette approche d'ingénierie rigoureuse offre la certitude que les structures réalisées seront sûres, résistantes et parfaitement fonctionnelles durant toutes les phases d'utilisation de l'édifice.

III.3. Acrotère

L'acrotère est modélisé comme une console verticale encastrée à sa base dans la poutre du plancher terrasse. Sa fonction principale est de garantir la sécurité des personnes circulant sur la terrasse et de protéger l'étanchéité. Il sert également de dispositif de protection contre l'attaque des eaux pluviales. Conçu en béton armé, il est soumis à :

- Son poids propre (G) générant un effort normal vertical NG
- Une surcharge horizontale d'exploitation ($NQ = Q = 1 \text{ kN/m}$)
- Un moment de renversement sismique

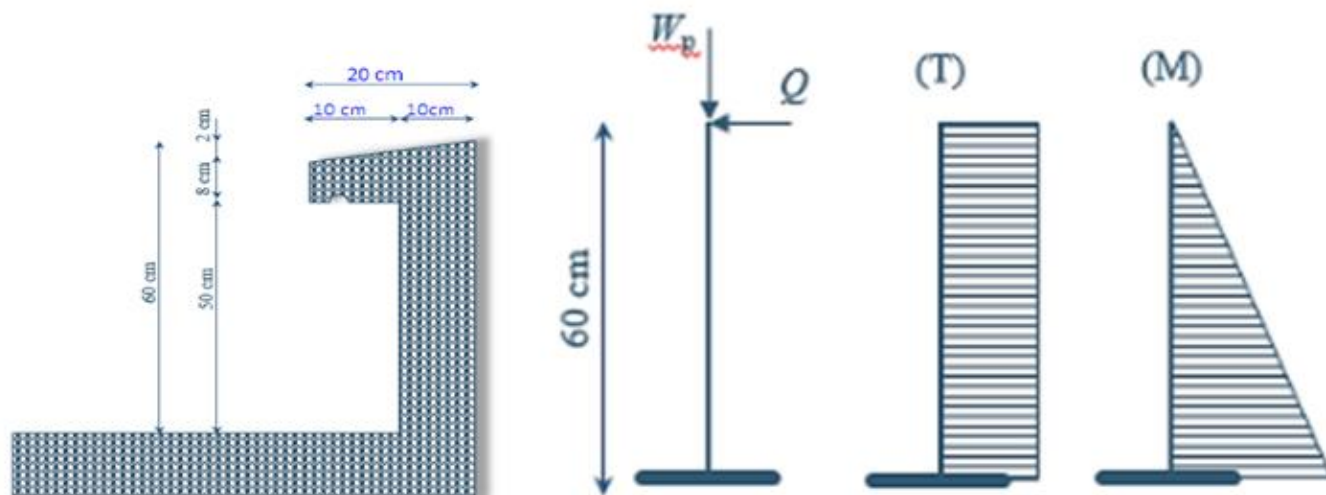


Figure III.1: Représentation des actions agissantes sur l'acrotères

III.4. Hypothèses de calcul

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

Caractéristiques géométriques et matériaux

Paramètre	Valeur
Hauteur (h)	60 cm
Épaisseur (h_0)	10 cm
Section brute (S_e)	0,067 m ²
Enrobage ($c = c'$)	2 cm
f_{c28}	25 MPa

f_e	500 MPa
$f_{bc} = 0,85 f_{c28} / 1,5$	14,17 MPa
$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$	2,1 MPa
$\sigma_s = f_e / \gamma_s$	434,78 MPa

III.4.1. Evaluation des charges et surcharges

Le poids propre vaut 1,675 kN et la surcharge d'exploitation est de 1 kN/m.

Type de charge	Symbole	Valeur	Unité
Poids propre	$G = W_p$	$W_p = S_a \cdot \gamma_b = 0.067 \times 25 = 1,675$	kN
Surcharge d'exploitation	$Q = NQ$	1	kN/m

Une surcharge due à l'application d'une main courante $NQ=Q=1$ kN.m.

III.4.2. Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme

Il faut vérifier que : $F_{pk} < 1,5Q$ D'après le RPA 2024 formule 6.3 :

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

Le tableau suivant résume les coefficients sismiques utilisés dans la formule :

Paramètre	Valeur	Désignation / Description	Référence RPA
A	0,10	Coefficient d'accélération de zone	Tableau 3.2
I	1	Coefficient d'importance	Tableau 3.10
S	1,55	Coefficient de site	Tableaux 3.3 & 3.4
Cp	0,8	Facteur de force horizontale (varie entre 0,4 et 0,8)	Tableau 6.1

$$F_{pk} = (0.10 \times 1 \times 1.55) \times 0.8 \times \left(1 + \frac{3 \times 0.51}{21.26}\right) \times 1.675 = 0.22 \text{ kN}$$

$$F_{pk} = 0.22 < Q = 1.5 \text{ kN} \quad \text{condition vérifiée}$$

Avec : W_p : Poids de l'élément considéré H : Hauteur totale du bâtiment à partir de la base. h_z : Hauteur, du niveau "k", à partir de la base

III.4.3. Calcul des sollicitations

Voici les résultats des sollicitations aux états limites sous forme de tableau comparatif.

État Limite	Effort normal (N)	Moment de flexion (M)	Effort tranchant (V)
E.L.U	$N_u = 1.35 G = 1.35$ $W_p = 1.35 \times 1.67 = 2.25 \text{ kN}$	$M_u = 1.5 Q \times h = 1.5 \times 1 \times 0.6 = 0.9 \text{ kN.m}$	$V_u = 1.5 \times V = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ kN}$
E.L.S	$N_{se} = N_G = 1.67 \text{ kN/ml}$	$M_{ser} = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ kN}$	$V_u = 1 \text{ kN}$

Calcul de l'excentricité

Paramètre	Formule de calcul	Valeur numérique	Unité
Excentricité de 1er ordre e_1	$e_1 = M_u / N_u$	0.4	m
Excentricité additionnelle e_a	$e_a = \max \{2 \text{ cm}; L/250\}$	2 cm = 0,02	m
Longueur de flambement l_f	$l_f = 2 \times L$	1.2	m

Coefficient α	$\alpha = 10 (1 - \mu_u / 1,5 M_s)$	0	—
Excentricité de 2e ordre e_2	$e_2 = \frac{3l_f^2}{h \cdot 10^4} (2 + \alpha \phi)$	0,00144	m
Excentricité totale e_0	$e_0 = e_1 + e_a + e_2$	0.42	m

Condition de vérification finale

Expression	Valeur calculée	Condition	Conclusion
e_0	0,42 m	$e_0 > \frac{h_0}{2} - c'$	Vérifiée
$\frac{h_0}{2} - c'$	0,03 m	—	—

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures ou bien la section partiellement comprimée.

III.2.6.Sollicitation au centre de gravité de l'acier tendue

E.L.U

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

$$e_u = 0.46m$$

$$M_u = N_u \times e_u = 2.25 \times 0.46 = 1.03KN.m$$

E.L.S

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{1.67} = 0.35m$$

$$e_s = e_0 + \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 0.35 + \left(0.09 - \frac{10 \times 10^{-2}}{2}\right) = 0.39$$

$$\Rightarrow e_s = 0.37m$$

$$M_{ser} = N_{ser} \times e_s = 1.67 \times 0.37 = 0.61KN.m$$

Vérification si la section est partiellement ou entièrement comprimée :

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

$$(d - c') N_{UA} - M_{UA} = (0.09 - 0.02) \times 2.25 - 1.03 = -0.87KN.m.$$

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

$$= 24.79 KN.m$$

$$0.87KN.m < 24.79KN.m$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section

$$\text{rectangulaire: } (b \times h) = (100 \times 10) cm^2$$

III.2.7.Calcul du ferrailage (E. L. U.)

$$M_u = N_u \times e_u = 2.25 \times 0.46 = 1.03KN.m$$

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

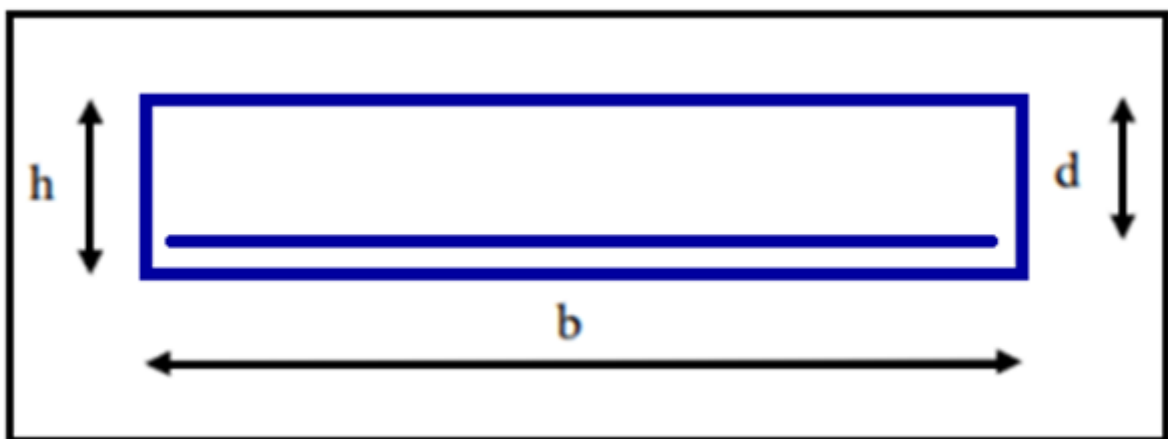


Figure III.2: Section d'acrotère à ferrailer.

III.2.7.1. État limite de compression du béton

Calcul des moments réduits

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1.03 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14.17} = 0.008$$

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

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000\varepsilon_{sl}} = \frac{3.5}{3.5 + 2.17} = 0.61$$

$$1000\varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \times \gamma_s} = \frac{500}{2 \times 10^5 \times 1.15} = 2.17$$

$$\mu_l = 0.8 \times 0.61(1 - 0.4 \times 0.61) = 0.36 > \mu = 0.009 \rightarrow A' = 0$$

Armatures comprimées non nécessaires.

III.2.7.2. Calcul des paramètres caractéristiques de la section

Coefficient de la fibre neutre

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.010$$

Ordonnée de la fibre neutre

$$y = \alpha \times d = 0.010 \times 0.09 = 0.001m$$

Bras de levier du couple interne

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) = 0.09(1 - 0.4 \times 0.0148) = 0.08m$$

III.2.7.3. Détermination de la section théorique des aciers tendus

Section d'armatures en flexion simple

$$A_u = \frac{M_{UA}}{z_b \times \sigma_s} = \frac{1.03}{0.09 \times 434.78} = 0.026 \text{ cm}^2$$

Section d'armatures en flexion composée

$$A_{sl} = A_u \frac{N_u}{100 \times \sigma_s} = 0.026 - \frac{2.25 \times 10^3}{100 \times 434.78} = -0.025 \text{ cm}^2$$

III.2.7.4. Condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times 0.232 = \frac{9 \times 10 \times 2.1}{500} \times 0.23 = 0.86 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

III.2.7.5. Armatures principales

$$A_s = \max(A_u; A_{sl}; A_{min}) = \max(0.026; -0.025; 0.86) = 0.86 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Espacement

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

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

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

III.2.7.6. Armatures de répartition

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

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.2.8. Vérifications

III.2.8.1. Contrainte de cisaillement

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

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

$$\tau_u = \frac{1.5}{0.09 \times 1} = 16.17 \text{ KN/m}^2 = 0.017 \text{ Mpa}$$

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

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

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

III.2.9. Vérification 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

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

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

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

III.2.9.1. Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc}

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

$$\sigma_b = \frac{0.61 \times 10^3}{1524.65} \times 2.05 = 0.82 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_b = 0.82 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

III.2.9.2. 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 $\phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1.6$

$$\sigma_{st} = \min \{ 333.33 ; 201.63 \} = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \frac{610}{1524.65} (9 - 2.05) = 41.70 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 41.71 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

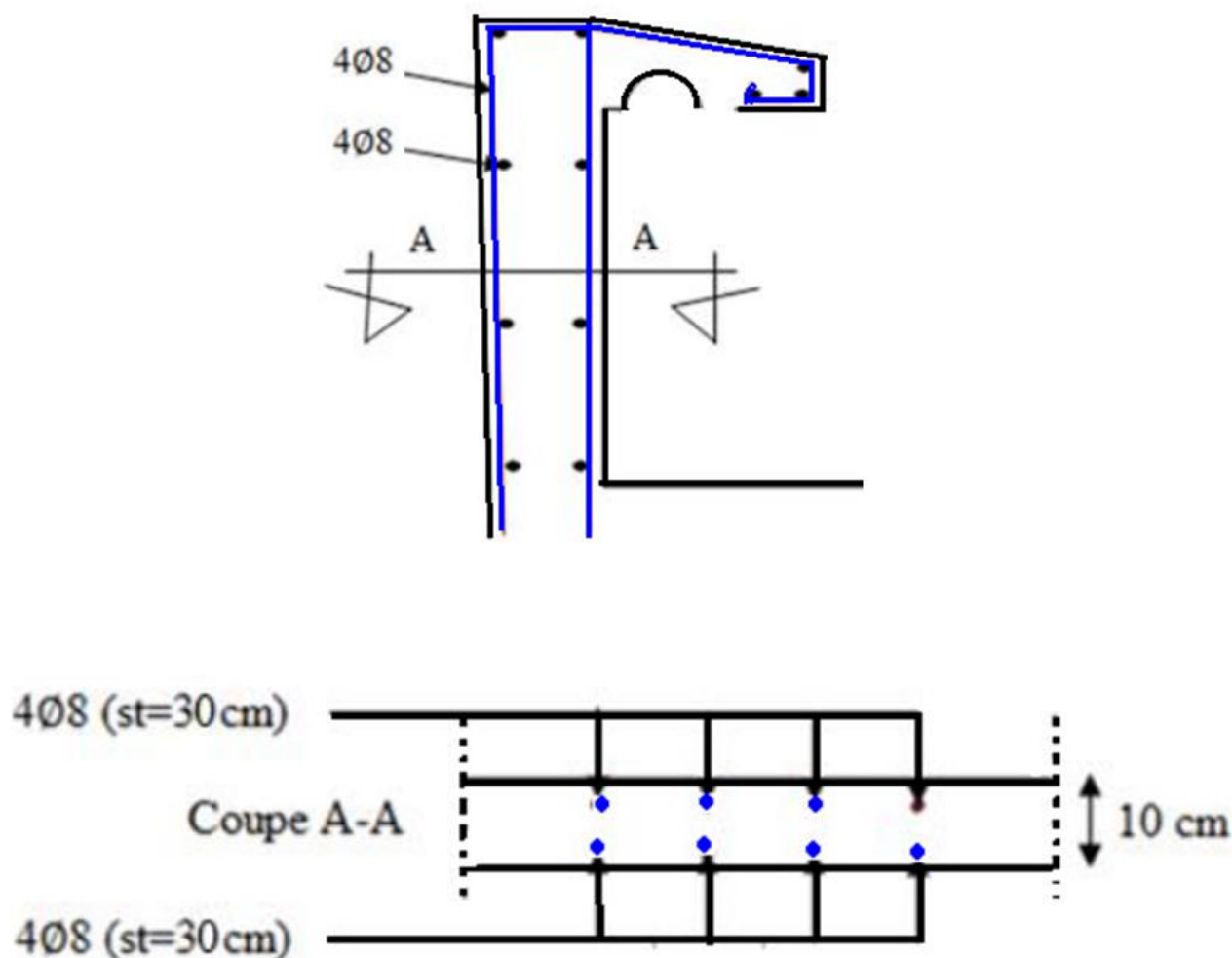


Figure III.3: Schéma du ferrailage d'acrotère.

III.5. Escaliers

III.5.1. Définition

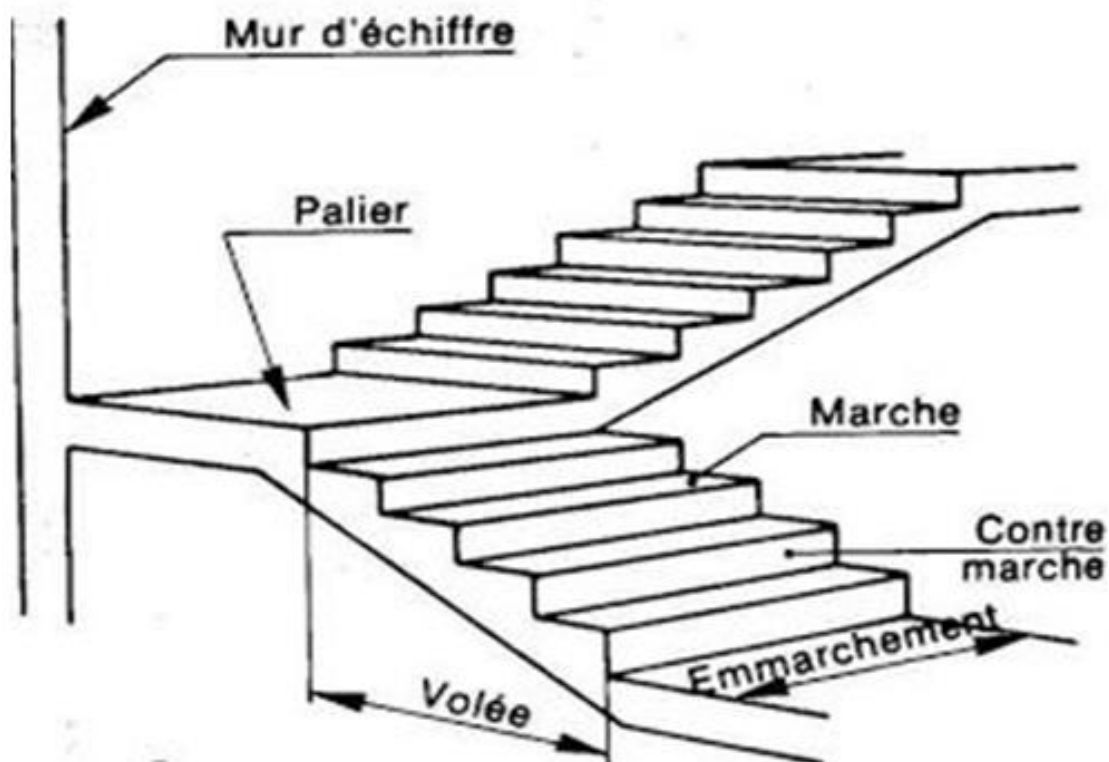
Les escaliers sont des éléments architecturaux composés de plusieurs gradins, permettant la circulation à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment. Ils jouent également un rôle crucial en tant qu'issue de secours, notamment en cas d'incendie.

III.5.2. Terminologie

Un escalier se compose des éléments suivants :

- La marche : surface horizontale sur laquelle on pose le pied
- Le giron (g) : largeur d'une marche
- La contre-marche (h) : hauteur d'une marche
- La paillasse : dalle inclinée portant les marches

- La cage : volume dans lequel se situe l'escalier
- Le jour : espace central visible en projection horizontale
- L'emmarchement : longueur des marches



III.5.3. Dimensionnement

III.5.4. Données du projet

Paramètre	Valeur
Type d'escalier	Droit à 2 volées – palier intermédiaire
Hauteur étage (H)	161,5 cm
Projection horizontale (L)	270 cm
Largeur de la paillasse	1,00 m

Formule de BLONDEL

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

On choisit : $2h + g = 64 \text{ cm}$

On pose l'équation : $m = g + 2h = (L/(n-1)) + 2(H/n) = 64 \text{ cm}$

$$64n^2 - 657n + 323 = 0 \rightarrow \Delta = 657^2 - 4 \times 64 \times 323 = 343\,345$$

$$\text{Forme quadratique } n = (657 - \sqrt{343345}) / (2 \times 64) = (657 - 585,95) / 128 \approx 9,92$$

On prend $n = 10$ (contre-marches) $\rightarrow n-1 = 9$ (marches)

$$h = H / n = 161,5 / 10 = 16,15 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } h = 17 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } g = L / (n-1) = 270 / 9 = 30 \text{ cm}$$

Vérification BLONDEL : $2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm}$

$$\sqrt{59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm}} \quad \checkmark \text{ Condition vérifiée}$$

L'angle d'inclinaison est :

$$\tan \alpha = \frac{17}{30} = 0,56 \Rightarrow \alpha = 29,53^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,87$$

Épaisseur de la volée	Épaisseur du palier
$\frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha}$ $\frac{240}{30 \times 0,87} \leq e_v \leq \frac{240}{20 \times 0,87}$ $9,19 \leq e_v \leq 13,79$ Donc: $e_v = 13 \text{ cm}$	$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{13}{0,87} = 14,94 \text{ cm}$ $e_p = 20 \text{ cm}$

Calcul des sollicitations

L'escalier est calculé à la flexion simple, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable puisqu'il n'est pas exposé aux intempéries.

Le type d'escalier de notre projet est droit à 2 volées à palier intermédiaire.

Dans notre projet l'escalier à étudier permet l'accès du RDC vers les divers étages, il comporte deux volets symétriques,

Palier de repos	Volée d'escalier
$G = 5,27 \text{ kN/m}^2$ $Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$	$G = 8,40 \text{ kN/m}^2$ $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$

ELU : $N_u = 1,35 G + 1,5Q = 10,86 \text{ kN/m}^2$	ELU : $N_u = 1,35 G + 1,5Q = 15,09 \text{ kN/m}^2$
ELS : $N_s = G + Q = 7,7 \text{ kN/m}^2$	ELS : $N_s = G + Q = 10,09 \text{ kN/m}^2$

$$\frac{q_{\text{paillasse}} - q_{\text{palier}}}{q_{\text{palier}}} = \frac{15,09 - 10,86}{10,86} = 0,28 > 10\%$$

On garde le schéma statique réel. Pour le calcul nous utilisons le logiciel **RDM6**.

Calcul des moments maximaux en travée à E.L.U

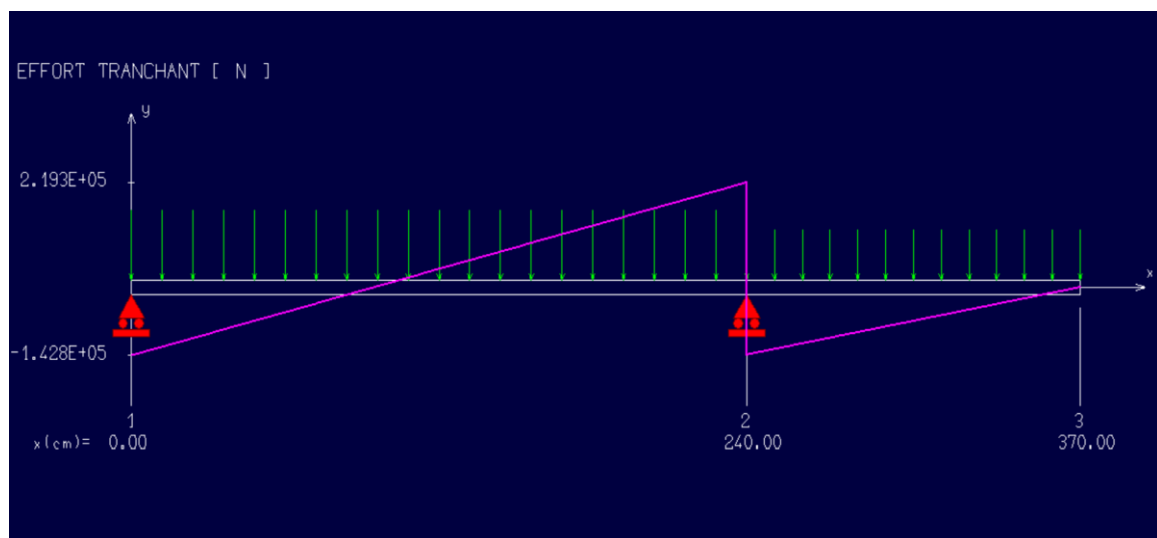
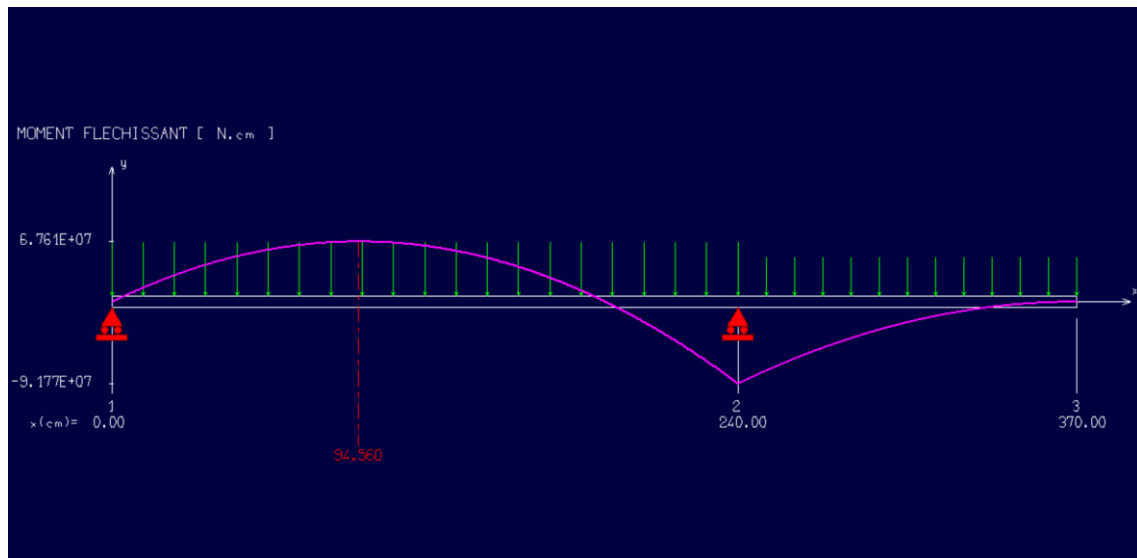


Figure III.11: Diagrammes Moments et l'effort tranchant (M, T) de l'escalier à l'E.L.U

On a :

$$M_{max} = 9.17 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 \times M_{max} = 7.79 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.40 \times M_{max} = 3.66 \text{ KN.m}$$

e) Ferrailage de l'escalier

e.1) Entravée Le moment ultime

$$M_t = 7.79 \text{ KN.m}$$

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

Le moment réduit

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{7.79 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 14.17} = 0.030 < \mu_l \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.030}) = 0.05$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.05 = 0.98$$

La section d'acier

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7.79 \times 10^3}{0.98 \times 13.5 \times 14.17} = 4.15 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte: 5T 12 avec : $A_{adm} = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et $St = 25 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte: 4T 10 avec : $A_{adm} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et $St = 33 \text{ cm}$

e.2) Sur appuis

$$M_a = 3.36 \text{ KN.m}$$

$$h = 20 \text{ cm} ; d = 0.9 \times h = 18 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

Le moment réduit

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{3.36 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.17} = 0.0073 < \mu_l \rightarrow A' = 0$$

on a :

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0073}) = 0.0125$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.0125 = 0.99$$

La section d'acier

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3.36 \times 10^3}{0.99 \times 18 \times 14.17} = 0.73 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte: 4T 12 avec : $A_{adm} = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et $St=33\text{cm}$

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

On adopte: 4T 10 avec : $A_{adm} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et $St=25 \text{ cm}$

Vérifications

f.1) Condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 18 \times 2.1}{500} = 1.73 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$$

$$A_s = 4.15 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} > A_{min} = 1.73 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

f.2) Justification vis-à-vis de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \times 10 = \frac{21.19 \times 10}{100 \times 10.8} = 0.19 \text{ Mpa}$$

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

$$\tau_u = 0.19 \text{ Mpa} < \overline{\tau_u} = 3.25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

f.3) Vérification au niveau des appuis

$$A_{min} = \frac{1.15}{f_e} \left(T + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right) = \frac{1.15}{500} \times 10 \times \left(21.19 + \frac{3.36 \times 10^2}{0.9 \times 18} \right) = 0.96 \text{ cm}^2$$

$$A_{adm} = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.96 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

g) Les vérifications des contraintes à l'E.L. S





Figure III.11: Diagrammes Moments et l'effort tranchant (M, T) de l'escalier à l'E.L.S

$$M_{max} = 6.50 \text{ KN.m};$$

déterminer par logiciel (RDM6)

$$M_{tser} = 0.85 \times M_{tmax} = 5.52 \text{ KN.m}$$

$$M_{aser} = 0.4 \times M_{tmax} = 2.6 \text{ KN.m}$$

g.1) En travée

$$A_s = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Détermination de la position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 84.75y - 1144.13 = 0 \rightarrow y = 4.001 \text{ cm}$$

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

Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3}y^3 + A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 10^3}{3} + (15 \times 5.65)(13.5 - 4.001)^2 = 9782 \text{ cm}^4$$

Détermination de contrainte dans le béton comprimé

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{5.52 \times 10^3}{9782} \times 3.97 = 2.236 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_b = 2.236 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

g.2) Sur appuis

$$A_s = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Détermination de la position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 67.8y - 1220.4 = 0 \rightarrow y = 4.309 \text{ cm}$$

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

Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3}y^3 + A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 4.309^3}{3} + (15 \times 4.52)(18 - 4.309)^2 = 15\,376 \text{ cm}^4$$

Détermination de contrainte dans le béton comprimé

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{2.60 \times 10^3}{15\,376} \times 4.309 = 0.729 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_b = 0.729 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

H) Vérification de la flèche

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{30} \Rightarrow \frac{17}{240} = 0.062 \geq 0.033 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0.005 \leq 0.004 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

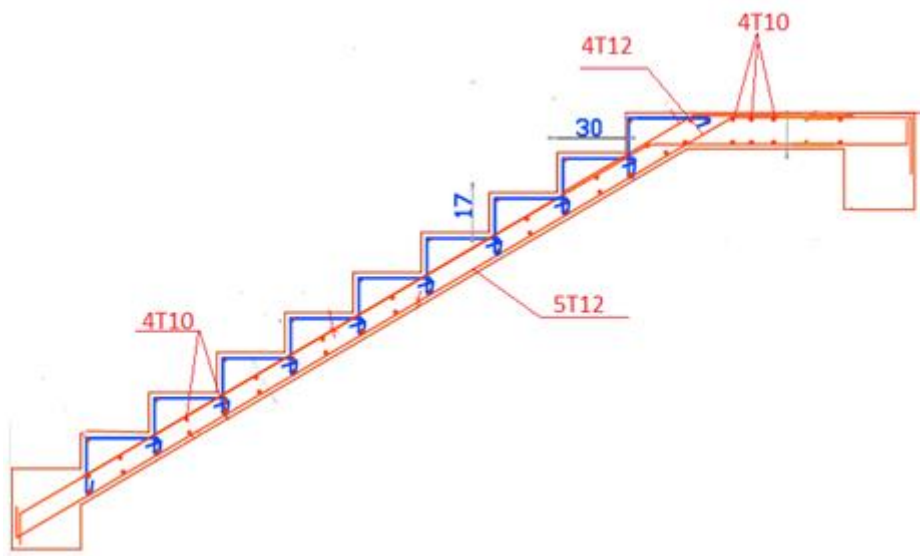
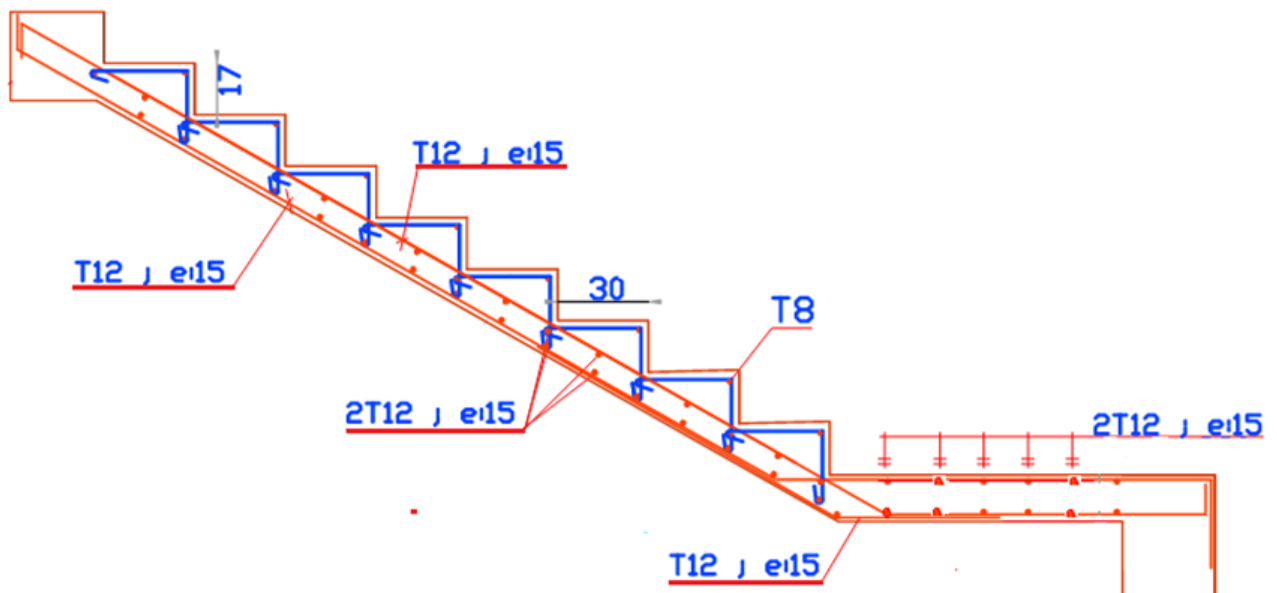


Figure III.12: Schéma de ferrailage l'escalier de étage.



Récapitulatif du Ferrailage

Élément	Zone	Armatures principales	Armatures de répartition
Acrotère	Verticale	4T8 ($A_s=2,01 \text{ cm}^2$) $e=30\text{cm}$	4T8 ($A_r=2,01 \text{ cm}^2$) $e=40\text{cm}$
Escalier – Paillasse	En travée	5T12 ($A_s=5,65 \text{ cm}^2$) $e=20\text{cm}$	4T10 ($A_r=3,14 \text{ cm}^2$) $e=25\text{cm}$
Escalier – Palier	Sur appuis	4T12 ($A_s=4,52 \text{ cm}^2$) $e=25\text{cm}$	4T10 ($A_r=3,14 \text{ cm}^2$) $e=25\text{cm}$

III.6. Les Balcons (Dalle Pleine)

III.7. Définition et hypothèses

Le balcon est une dalle pleine en console, encastrée dans le plancher et soumise aux charges permanentes et d'exploitation. La fissuration est considérée comme peu préjudiciable. Le calcul est effectué selon le BAEL 91 pour une bande de 1 m de largeur.

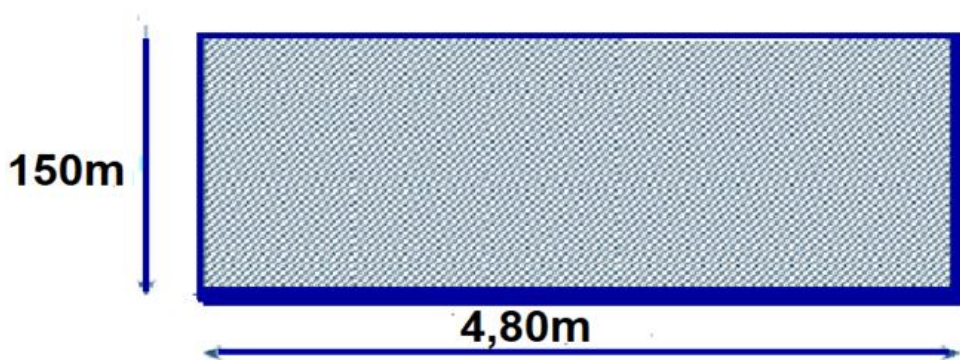


Figure III.1 ,3 Schéma des balcons.

Caractéristiques géométriques et matériaux

Paramètre	Valeur
Dimension Lx (sens portant)	150 cm = 1,50 m

Dimension L_y	480 cm = 4,80 m
Épaisseur h_0	20 cm
$d = 0,9 \times h_0$	18 cm
f_{c28}	25 MPa
f_e	500 MPa
$f_{bc} = 0,85 f_{c28} / 1,5$	14,17 MPa
$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 25$	2,10 MPa
$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 500 / 1,15$	434,78 MPa
η (coefficient homogénéisation)	15

III.7.1. III.4.3. Classification du panneau

Avec : $\alpha = \frac{l_x}{l_y} \Rightarrow l_y > l_x$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} < 0.4$$

Cas d'une dalle reposant sur deux appuis (porte suivant un sens L_x)

$$\begin{cases} h_0 \geq \frac{l_x}{20} \rightarrow \text{dallisolée} \\ h_0 \geq \frac{l_x}{25} \rightarrow \text{dallcontinueu} \end{cases}$$

Cas d'une dalle reposant sur trois ou quatre appuis (porte suivant deux sens L_x et L_y)

$$0.4 < \alpha = \frac{L_x}{L_y} < 1$$

$$\begin{cases} h_0 \geq \frac{l_x}{30} \rightarrow \text{dallisolée} \\ h_0 \geq \frac{l_x}{40} \rightarrow \text{dallcontinueu} \end{cases}$$

Panneau de rive:

$$L_x = 150\text{cm} ; L_y = 480\text{cm}$$

$$\alpha = \frac{150}{480} = 0.31 \text{ la dalle travaille un seul sense}$$

III.7.2. III.4.4. Évaluation des charges

Nature de la charge	Valeur
Charge permanente G	5,04 kN/m ²
Charge d'exploitation Q	1,50 kN/m ²
ELU : Nu = 1,35G + 1,5Q	1,35×5,04 + 1,5×1,50 = 9,054 kN/m ²
ELS : Ns = G + Q	5,04 + 1,50 = 6,54 kN/m ²

III.7.3. Calcul des sollicitations à l'E.L. U

Moment isostatique

Sens lx

$$M_{x0} = \frac{9.05 \times 1.5^2}{2} = 10.18 \text{ kN.m}, \quad M_{y0} = 0$$

d. Moments en travée et sur appuis

$$M_{tx} = 0.8xM_{0x} = 0.8x10.18 = 8.14 \text{ kN.m}$$

$$M_{ax} = 0.5 \times M_0 = 0.5 \times 10.18 = 5.09 \text{ kN.m}$$

Calcul de ferrailage

À l'E.L. U :

Pour une bande de **1m** de largeur ($b=100\text{cm}$; $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 20 = 18 \text{ cm}$).

Les armatures en travée

•Sens Lx

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{8.14 \times 10^3}{14.17 \times 18^2 \times 12} = 0.148 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.148 < 0,392$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.2$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0.92$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8.14 \times 10^3}{0.91 \times 18 \times 434.78} = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_s = 1.14 \text{ cm}^2.$$

b. Les armatures sur appui

$$M_a = 5.09 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{5.09 \times 10^3}{14.17 \times 18^2 \times 12} = 0.092 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.092 < 0,392$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.125$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0.95$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ Mpa}$$

$$A_{a\text{inter}} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5.09 \times 10^3}{0.95 \times 18 \times 434.78} = 0.684 \text{ cm}^2$$

C. Pourcentage minimal des armatures

Pour des aciers FeE500

$$\text{Sens } y \rightarrow A_{y\min} = 8 \times h_0 = 8 \times 0.20 = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

h_0 : en mètres

• En travée

$$A_{tx} = \max(A_{x\min}; A_{sx}) = \max(1.6 ; 1.14) = 1.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• Sur appui

$$A_{ax} = \max(A_{x\min}; A_a) = \max(1.6 ; 0.68) = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des aciers Diamètre

$$\emptyset \leq \left(\frac{h_0}{10} \right)$$

$$\text{D'où : } \emptyset \leq 200/10$$

$$\text{Et puis : } \emptyset \leq 20 \text{ mm}$$

Espacement des armatures (fissuration peu préjudiciable)

$$\text{Sens } L_x \begin{cases} S_{tx} \leq \min(3 \cdot h_0; 33 \text{ cm}) \\ S_{tx} \leq \min(3 \times 20; 33 \text{ cm}) \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{cases}$$

f. Le choix des aciers

• En travée

$$\text{Sens } L_x \begin{cases} A_{tx} = 1.14 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \varepsilon \Rightarrow \begin{cases} 5T10 \rightarrow 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

• Sur appui

$$\text{Sens } L_x \begin{cases} A_{ax} = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{ax} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 5T10 \rightarrow 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

g. Vérification de cisaillement

- 1) on suppose que la dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur;
- 2) l'épaisseur de la dalle est de 20cm ;
- 3) on vérifie l'effort tranchant :

$$\alpha < 0.4 \begin{cases} V_x = \frac{q \times l_x}{2} = \frac{9.05 \times 1.5}{2} = 6.78 \text{ kN} \\ V_y = 0 \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \cdot d} = \frac{6.78 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.037 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = 0.07 \cdot \frac{f_{c28}}{\sigma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.16 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.037 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = 1.16 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

De (1), (2) et (3) : Pas de risque de cisaillement.

Les vérifications à L'E.L. S

Chargement

Charge permanente	Charge d'exploitation	Charge service
$G = 5.04 \text{ KN/m}^2$	$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$	$Q_{ser} = (G + Q) = 6.54 \text{ KN/m}$

Sollicitations

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{150}{480} = 0.31 < 0.4, \text{ Le panneau de dalle travaille (porte) dans un seul sens (lx)}$$

Moment isostatique

- Sens lx

$$M_{0x} = (\mu_x \times q l x^2) = 0.0684 \times 6.54 \times 1.5^2 = 1.0 \text{ kN.m}$$

Moments en travée et sur appuis

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 0.85 \text{ KN.m}$$

$$M_{0xinter} = M_{ay} = 0.4 \times M_{0x} = 0.40 \text{ KN.m}$$

e. Vérification des contraintes dans le béton

Suivant Lx

•En travée

$$M_{tx} = 0.85 \text{ KN.m}$$

$$A_t = 3.93 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} ; A' = 0$$

► III.4.8.2 – En travée (sens Lx)

$$A_s = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} ; d = 18 \text{ cm} ; \eta = 15$$

Position de l'axe neutre :

$$\begin{aligned} b/2 \times y^2 - \eta \times A_s \times (d - y) &= 0 \\ 50y^2 + 58,95y - 1061,10 &= 0 \rightarrow y = (-58,95 + \sqrt{(58,95)^2 + 4 \times 50 \times 1061,10}) / (2 \times 50) \\ \Delta &= 3475,1 + 212\,220 = 215\,695 \rightarrow \sqrt{\Delta} = 464,43 \\ y &= (-58,95 + 464,43) / 100 = 4,055 \text{ cm} \end{aligned}$$

Moment d'inertie :

$$\begin{aligned} I &= b/3 \times y^3 + \eta \times A_s \times (d - y)^2 \\ I &= 100 \times 4,055^3 / 3 + 15 \times 3,93 \times (18 - 4,055)^2 \\ I &= 2225,5 + 11\,463,7 = 13\,689 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

Contrainte dans le béton comprimé :

$$\begin{aligned} \sigma_b &= M_{t,x,ser} / I \times y = 6,254 \times 10^3 / 13\,689 \times 4,055 = 1,852 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc,adm} &= 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\checkmark \sigma_b = 1,852 \text{ MPa} < \sigma_{bc,adm} = 15 \text{ MPa} \quad \checkmark \text{ Condition vérifiée}$$

► III.4.8.3 – Sur appuis (sens Lx)

$$A_s = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ (mêmes armatures adoptées)}$$

$$\text{Position de l'axe neutre : } y = 4,055 \text{ cm} ; I = 13\,689 \text{ cm}^4 \text{ (identiques)}$$

$$\sigma_b = M_{a,x,ser} / I \times y = 2,943 \times 10^3 / 13\,689 \times 4,055 = 0,872 \text{ MPa}$$

$$\checkmark \sigma_b = 0,872 \text{ MPa} < \sigma_{bc,adm} = 15 \text{ MPa} \quad \checkmark \text{ Condition vérifiée}$$

Les armatures calculées à l'E.L.U conviennent pour l'E.L.S.

III.7.4. Disposition du ferrailage

Élément / Paramètre	Formule de calcul	Valeur numérique
Longueur d'ancrage	$l_s = 40 \times \varnothing = 40 \times 10$	400 mm = 40 cm
Arrêt des barres sur appuis L1	$L_1 = \max (l_s; 0,20 L_x)$	40 cm
Arrêt des barres sur appuis L2	$L_2 = \max (l_s; L_1/2)$	40 cm
Arrêt des barres en travée	$L_x / 10$	15 cm

Les aciers de la région centrale sont prolongés jusqu'aux appuis à raison d'un sur deux. Les autres barres sont arrêtées à 15 cm des appuis.

► Armatures finales adoptées

Sens	Zone	Armatures	St (cm)
Sens Lx	Travée	5T10 (3,93 cm ² /ml)	25
Sens Lx	Appuis	5T10 (3,93 cm ² /ml)	25
Sens Ly	Répartition	5T10 (3,93 cm ² /ml)	25

Récapitulatif Général du Ferrailage – Éléments Secondaires

Élément	Zone	Armatures principales	Armatures secondaires
Acrotère	Verticale	4T8 (2,01 cm ²) St=30cm	4T8 (2,01 cm ²) St=40cm
Escalier – Paillasse	Travée	5T12 (5,65 cm ²) St=20cm	4T10 (3,14 cm ²) St=25cm
Escalier – Palier	Appuis	4T12 (4,52 cm ²) St=25cm	4T10 (3,14 cm ²) St=25cm

Balcon – Sens Lx	Travée + Appuis	5T10 (3,93 cm ²) St=25cm	—
Balcon – Sens Ly	Répartition	5T10 (3,93 cm ²) St=25cm	—

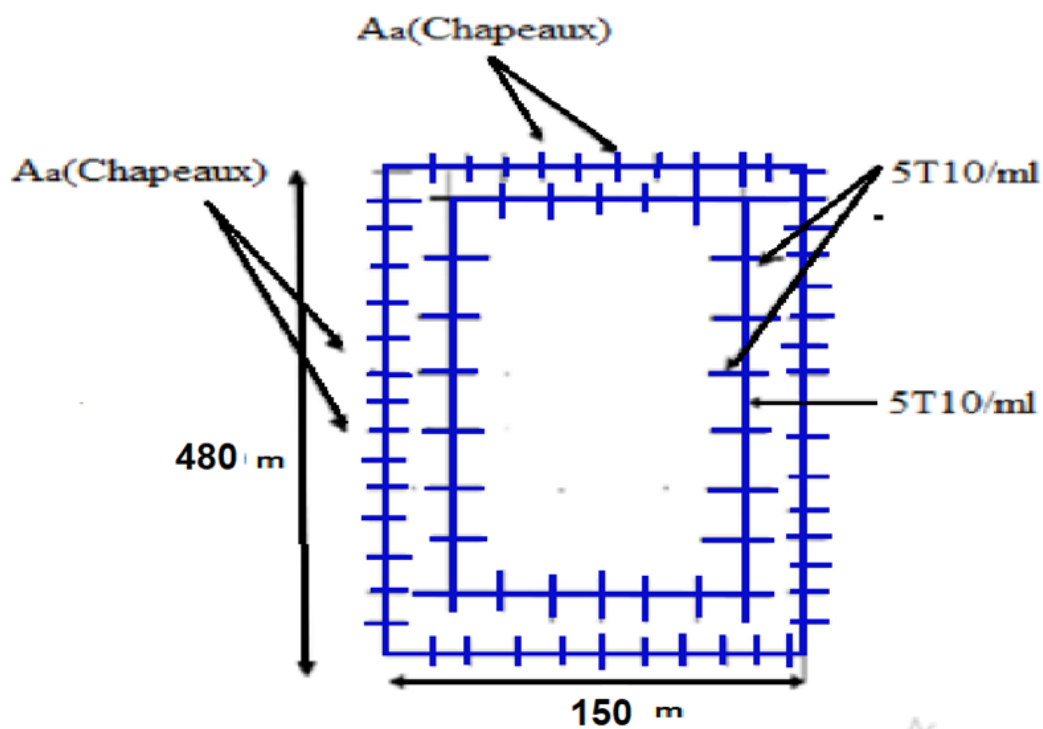


Figure III.23: Schéma ferrailage du panneau de la dalle pleine.

III.8. Conclusion

dans ce chapitre, le calcul a été mené conformément aux exigences réglementaires du BAEL 91 modifié 1999 et du RPA 2024. L'acrotère, modélisé en console encastrée, a été dimensionné en flexion composée et armé efficacement en T8. L'escalier droit à deux volées a été calculé en flexion simple via RDM6, retenant des armatures en T12. Le balcon, traité comme une dalle pleine en console, a reçu un ferrailage homogène composé de T10.

Les vérifications aux états limites (ELU/ELS) confirment le respect strict des contraintes de résistance et de déformation. Ces sections d'acier, optimales et économiques, seront pleinement intégrées au plan de ferrailage général du projet.

Chapitre IV

Analyse dynamique & modélisation

Chapitre IV. Analyse dynamique & modélisation

IV.1. Introduction

Une construction est qualifiée de « parasismique » dès lors qu'elle respecte les règles parasismiques en vigueur. L'expérience a démontré à maintes reprises que le respect de ces règles est primordial : tout en réduisant considérablement l'ampleur des dégâts causés par les séismes.

L'objectif du calcul sismique est de déterminer, pour chaque niveau de la structure, les forces horizontales extérieures induites par l'action sismique, ainsi que d'estimer les valeurs les plus défavorables caractérisant la réponse de l'ouvrage face à cette sollicitation.

Face à cette problématique, différentes approches de conception parasismique et méthodes de calcul des efforts sismiques ont vu le jour. On retient principalement trois d'entre elles :

- Méthode statique équivalente ;
- Méthode d'analyse modale spectrale ;
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.1.1. La méthode statique équivalente

Elle consiste à substituer aux forces dynamiques réelles, qui naissent au sein de la construction sous l'effet du séisme, un ensemble de forces statiques fictives produisant des effets jugés équivalents à ceux de l'action sismique réelle. L'application de cette méthode est conditionnée par le respect de certains critères définis par le règlement parasismique algérien RPA 2024.

IV.1.2. La méthode dynamique modale spectrale

Elle est applicable dans toutes les situations et notamment lorsque la méthode statique équivalente ne peut être employée, consiste à déterminer, pour chaque mode de vibration de la structure, la réponse maximale induite par les forces sismiques. Celles-ci sont représentées par un spectre de réponse de calcul, et les effets obtenus pour chaque mode sont ensuite combinés afin d'établir la réponse globale de la structure.

IV.1.3. La méthode dynamique par accélérogrammes

Cette méthode ne peut être mise en œuvre qu'au cas par cas, par un personnel qualifié. Celui-ci doit au préalable justifier le choix des séismes de calcul retenus, des lois de comportement adoptées, de la méthode d'interprétation des résultats obtenus, ainsi que des critères de sécurité à satisfaire.

IV.2. Classification de l'ouvrage selon RPA 2024

La classification de l'ouvrage selon le RPA 2024 constitue la première étape indispensable pour définir les coefficients statiques ou dynamiques.

Notre ouvrage est un bâtiment d'habitation, il est de groupe d'usage 2. Situé à Tissemsilt classé en Zone II a.

La structure à étudier est implantée dans un site de catégorie S2, site ferme.

Pour rappel, le système de contreventement qu'on a privilégié pour la structure est le Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles

IV.3. Modélisation de la structure

La modélisation a pour objet d'élaborer des modèles susceptibles de représenter, de façon approchée, le comportement d'une structure sous différentes sollicitations. De nombreux programmes reposant sur la méthode des éléments finis (MEF) permettent aujourd'hui le calcul automatisé de structures variées, dispensant ainsi l'ingénieur d'une maîtrise approfondie des fondements théoriques de la MEF : la connaissance du logiciel de calcul et de la réglementation en vigueur suffit à mener l'étude.

Cette représentation numérique a été élaborée à l'aide du logiciel ETABS 22 :



Figure IV-1 Logiciel de modélisation ETABS V22

IV.3.1. Présentation du logiciel ETABS

Développé par l'éditeur CSI, **ETABS** (pour *Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems*) est un programme informatique spécialisé dans **la modélisation et l'analyse structurelle tridimensionnelle** des bâtiments. et dédié à la modélisation numérique, à l'analyse structurelle ainsi qu'au dimensionnement des ouvrages.

Le recours au logiciel ETABS a permis de déterminer les périodes propres de la structure, les coefficients de participation modale, les déplacements des planchers ainsi que les forces sismiques.

Modèle du modélisation 3D (R+4)

Ce modèle constitue le support des contrôles suivants :

Vérification de système de contreventement.

Vérification des modes et le pourcentage de la participation massique.

Vérification de la période fondamentale de la structure.

Vérification de l'effort tranchant à la base.

Vérification des efforts normaux réduit.

Vérification de l'excentricité.

Vérification des déplacements inter-étage.

Vérification de renversement.

Vérification de l'effet P-Delta.

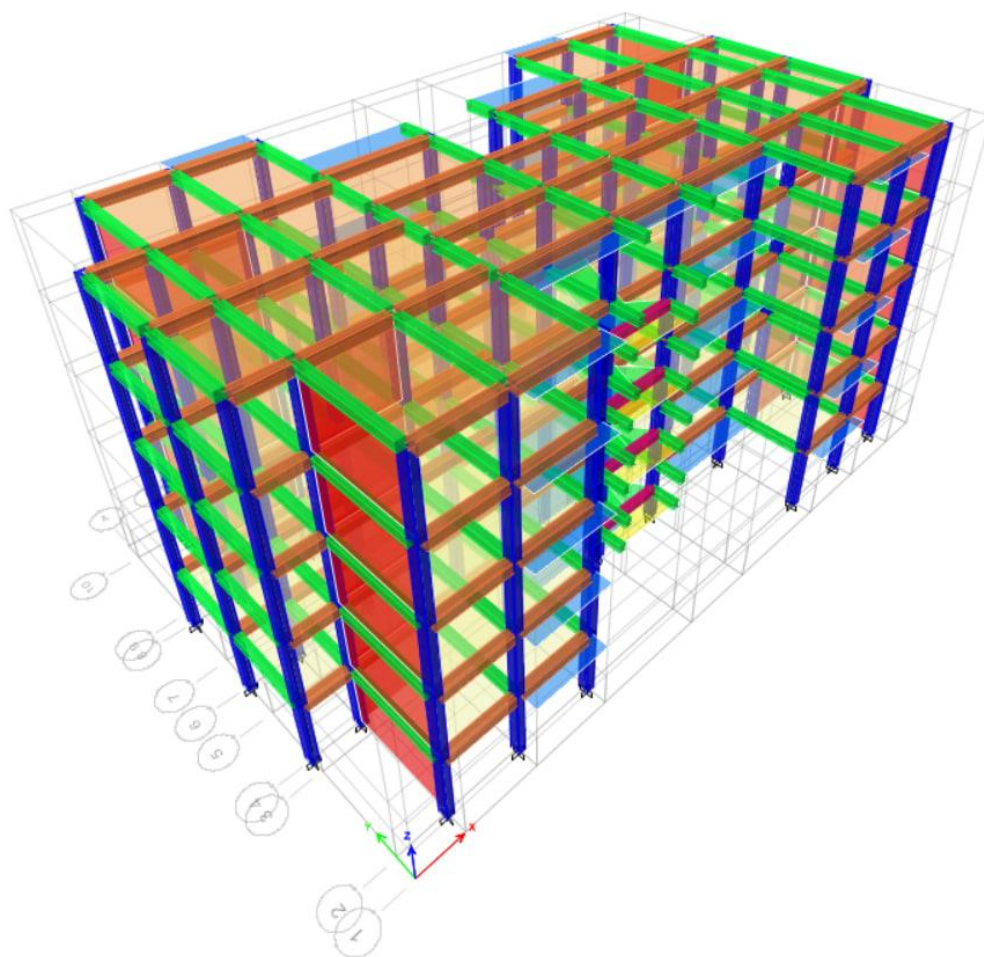


Figure V. 1 : Modèle 3D

IV.4. Dispositions des voiles

Un voile est un élément porteur vertical qui se différencie d'un poteau grâce au rapport géométrique entre son épaisseur et sa longueur

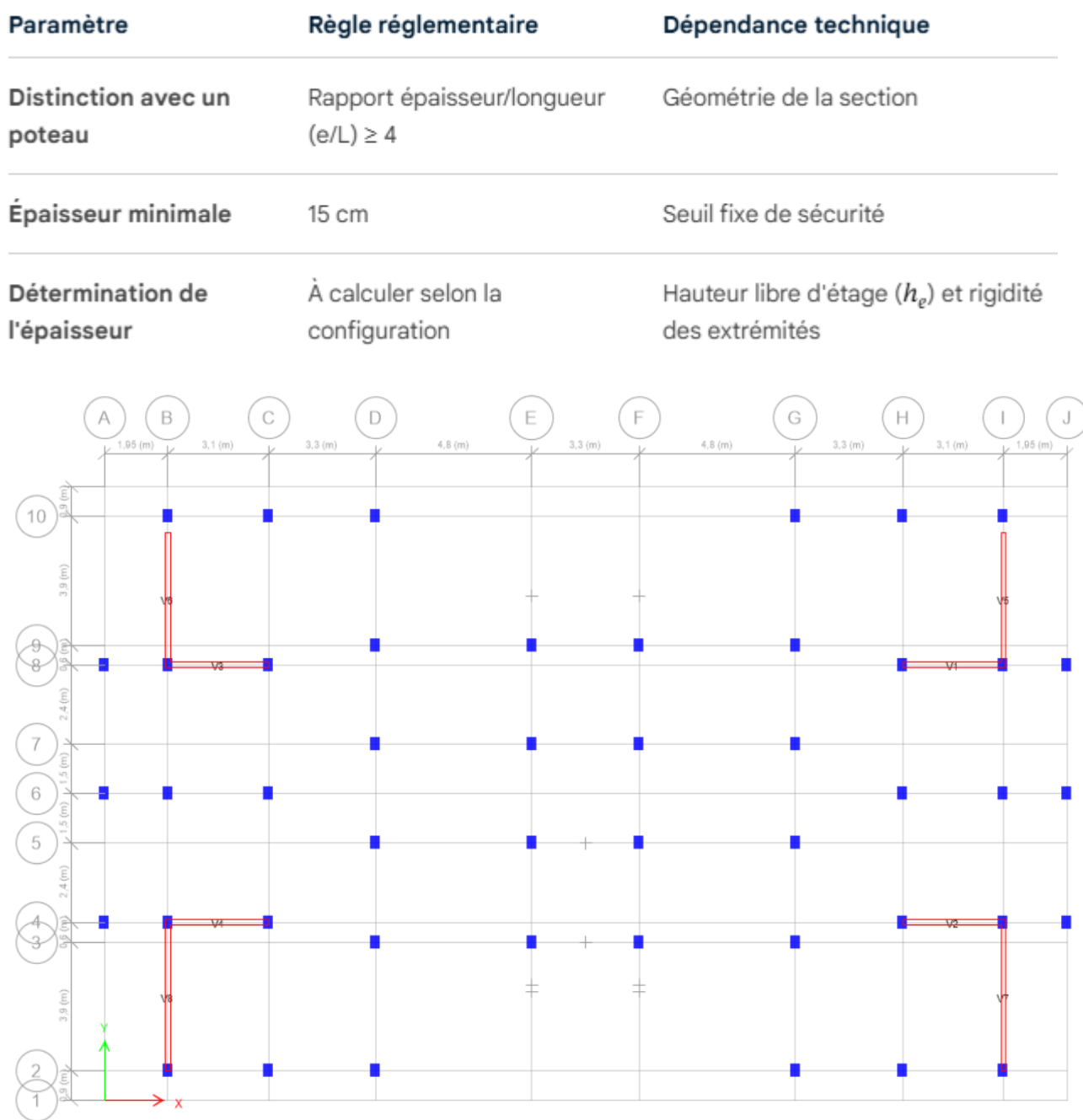


Figure IV-2 Répartition des voiles

IV.5. Application de la méthode d'analyse modale spectrale

IV.5.1. Hypothèses fondamentales de calcul

Les masses sont réduites à des points massiques situés au niveau des planchers (approche par concentration de masse).

Les planchers sont infiniment rigides comparativement aux éléments porteurs (Les poteaux et voiles).

IV.5.2. Spectre de réponse horizontal

Configuration du spectre de réponse horizontal selon RPA 2024

L'action sismique est modélisée à travers le spectre de calcul ci-après :

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

Où :

$\frac{S_{ad}}{g}(T)$ Spectre de calcul normalisé par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur, g.

R Coefficient de comportement de la structure [RPA 2024, Tab 3.18]

Q_F Facteur de qualité [RPA 2024, Tab 3.8]

T Période de vibration d'un système linéaire à 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]

I Coefficient d'importance [RPA 2024, Tab 3.10]

T_1, T_2 Limite inférieure et supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante [RPA 2024, Tab 3.4]

T_3 Valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant.

Remarque : Les valeurs obtenues par le spectre de calcul ne peuvent pas être inférieures au seuil minimal exigé par

$$0,2A_v \cdot I = 0,02$$

Tableau IV.1 Configurations de spectre de réponse

	Sismicité (A)	Coefficient de comportement (R)	Groupe d'usage (I)	Site (S)	Facteur de qualité (QF)	
Classification	II	Système 4	2	S2(Site ferme)	QF_x	QF_y
Coefficient	0,1	4,5 ^(b)	1	1,3	1,05	1,05

Avec: Périodes caractéristiques du site « T1, T2, T3 »

Tableau IV.2 Les périodes caractéristiques du site

T1 (s)	T2 (s)	T3 (s)
0,05	0,30	1,20

Facteur de qualité

Le système de contreventement étant mixte équivalent à des voiles (catégorie b), les critères de qualité « q » à examiner sont les suivants :

Tableau IV.3 Facteur de qualité

Critère q	Suivant x		Suivant y	
	Observé	Pénalité	Observé	Pénalité
Régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
2Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
Total	1,05		1,05	

La valeur de Q_F est déterminée par : $Q = 1 + \sum Pq = 1,05$

IV.5.3. Présentation graphique de spectre de réponse horizontale

Un programme informatique permet de générer automatiquement le spectre de calcul selon le RPA 2024. Avec les données sismiques requises (zone, sol, type de spectre), on obtient un tracé directement exportable vers les logiciels d'analyse structurelle.

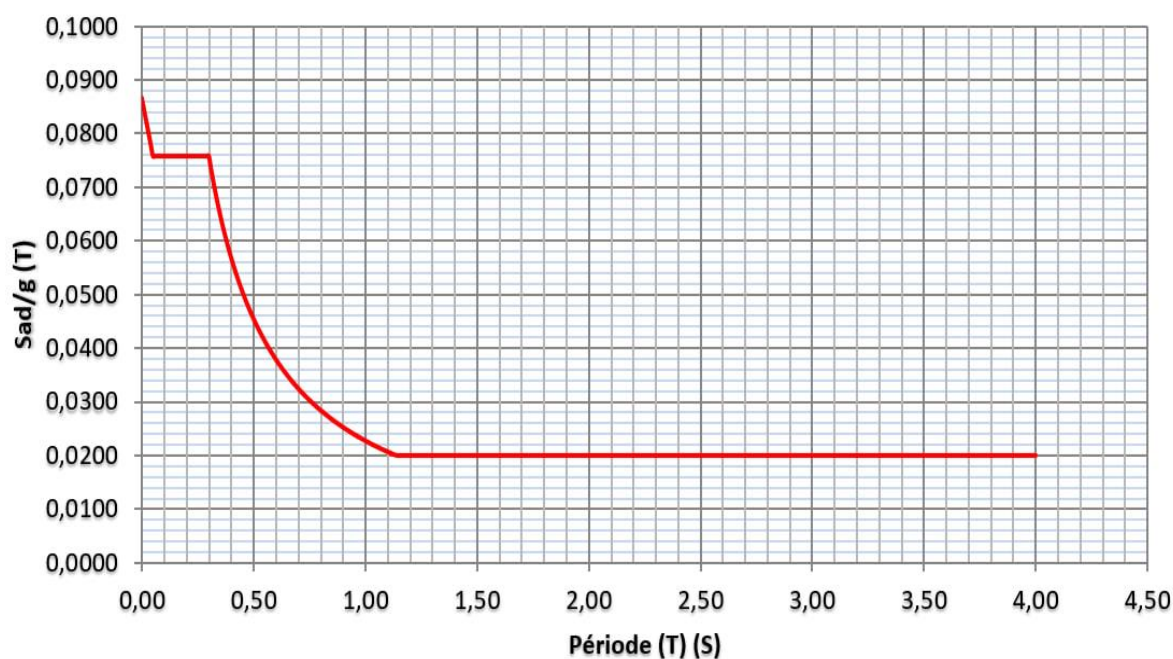


Figure IV-3 Spectre de calcul horizontal

Spectre de réponse vertical

Les conditions relatives à la composante verticale du spectre de réponse, précisées au § 2.2.5.2 du règlement, ne sont pas vérifiées dans le cadre de la présente étude.

IV.6. Vérification de système de contreventement

La démarche de vérification du système de contreventement selon le RPA 2024 est synthétisée par l'organigramme ci-après :

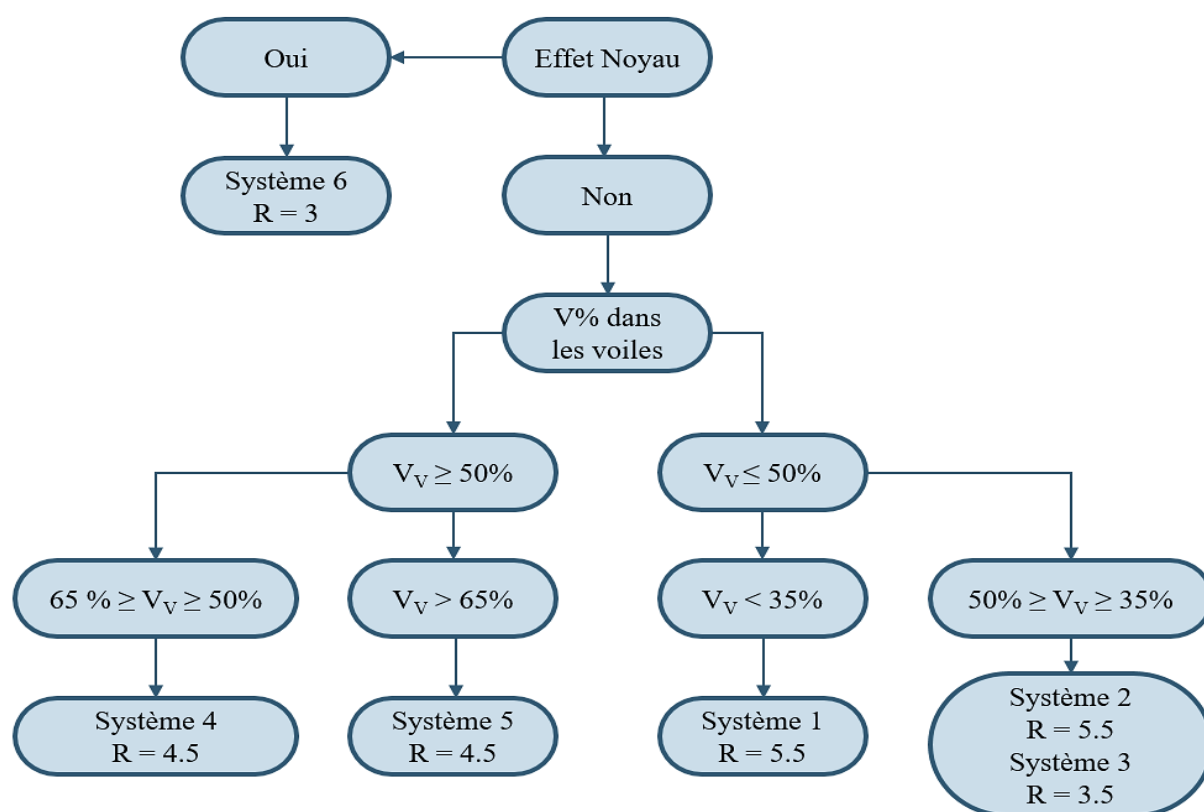


Figure IV-4 Organigramme de détermination du système de contreventement et du coefficient de comportement R selon le RPA 2024.

IV.6.1. Justification du l'effet noyau

Pour écarter tout effet de noyau au sein de la structure, il convient de vérifier que :

$$\begin{cases} r_x > l_s \\ r_y > l_s \end{cases}$$

Avec :

r_x et r_y : les rayons de torsion suivant x et y.

I_s : le rayon de giration massique en plan, qui est la racine carrée du moment d'inertie.

Compte tenu de la complexité des calculs analytiques pour les structures de grande taille présentant des irrégularités, la méthode numérique a été privilégiée dans le cadre de ce projet. Cette approche, fondée sur l'emploi de logiciels spécialisés en analyse par éléments finis, offre une meilleure précision ainsi qu'une adaptation plus fine aux structures complexes.

Rayon de giration « I_s »

Le rayon de giration massique en plan s'obtient par la relation suivante :

$$\sqrt{\frac{\sum m_j \cdot (x_j^2 + y_j^2)}{\sum m_j}} \quad \text{Avec :} \quad \sum m_j \cdot (x_j^2 + y_j^2) = I_z$$

I_z : Le moment d'inertie polaire du plancher.

Tableau IV.4 Calcul de rayon de giration

Etage	H (m)	Masse (kg)	I_z (kg/m ²)	I_s (m)
E4	15,30	383142,0716	43946579	10,45
E3	12,24	378782,1646	43946579	10,76
E2	9,18	382619,1723	43946579	10,72
E1	6,12	382619,1723	43946579	10,72
RDC	3,06	382619,1723	43946579	10,72

Rayons de torsion « r_x ; r_y »

Les rayons de torsion r_x et r_y sont définis par la racine carrée du rapport entre la rigidité en torsion « K_M » et la rigidité latérale suivant une direction donnée, « K_{Fx} » ou « K_{Fy} », comme l'indique l'équation suivante :

$$r_x = \sqrt{\frac{K_{Mi}}{K_{FYi}}}, \quad r_y = \sqrt{\frac{K_{Mi}}{K_{FXi}}}$$

K_M : Rigidité en torsion (rigidité de rotation autour de l'axe vertical, KN.m /rad).

K_{FX} : Rigidité latérale dans la direction X (KN/m).

K_{FY} : Rigidité latérale dans la direction Y (KN/m).

La détermination des rigidités en torsion et latérales « K_M , K_{Fx} et K_{Fy} » repose sur l'application, à chaque niveau, de trois cas de charge statique représentés par FT_x , FT_y et MT ,

appliqués au centre de rigidité. Les rigidités en torsion et latérales suivant les deux directions sont alors obtenues comme suit :

$$K_{Mi} = \frac{1}{R_{zi}(M_{Ti} = 1)} \quad K_{Fxi} = \frac{1}{U_{xi}(F_{Txi} = 1)} \quad K_{Fyi} = \frac{1}{U_{yi}(F_{Tyi} = 1)}$$

Où :

$R_{zi}(M_{Ti} = 1)$: rotation du niveau « i » autour de l'axe vertical due à un moment unitaire.

$U_{xi}(F_{Txi} = 1)$: déplacement au niveau « i » dans la direction x sous une force unitaire F_{Tx} .

$U_{yi}(F_{Tyi} = 1)$: déplacement au niveau « i » dans la direction y sous une force unitaire F_{Ty} .

Les valeurs :

$$F_{Txi} = F_{Tyi} = 10^6 \text{ KN} \quad M_{Ti} = 10^6 \text{ KN.m}$$

Ces valeurs ont été retenues comme charges unitaires.

Aperçu des Résultats ci-dessous

Tableau IV.5 Rigidités latérales suivant les axes X et Y et de la rigidité à la torsion

Etage	U _x (m)	U _y (m)	R _z (Rad)	K _{FX} (KN/m)	K _{FY} (KN/m)	K _{MT} (KN.m/Rad)
E4	9,136874	6,104559	0,043665	109446,62	163812,00	22901637,47
E3	7,140339	4,765756	0,033928	140049,37	209830,30	29474180,62
E2	5,042055	3,362657	0,023733	198331,83	297383,88	42135423,25
E1	2,951857	1,978021	0,013724	338769,80	505555,81	72865053,92
RDC	1,116578	0,763217	0,005097	895593,50	1310243,35	196193839,51

IV.6.2. Vérification de l'effet noyau

Tableau IV.6 Vérification de l'effet noyau

Etage	r _x (m)	r _y (m)	l _s (m)	Vérifications r _x , r _y > l _s	
				Sens X	Sens Y
E4	11,82	14,47	10,45	C.V	C.V
E3	11,85	14,51	10,76	C.V	C.V
E2	11,90	14,58	10,72	C.V	C.V
E1	12,01	14,67	10,72	C.V	C.V

RDC	12,24	14,80	10,72	C.V	C.V
------------	-------	-------	-------	-----	-----

Ce système ne correspond donc pas à une structure à effet de noyau (système 6).

IV.6.3. Vérification du coefficient de comportement global de la structure R

En introduisant le coefficient de comportement préliminaire $R = 4,5(b)$, la distribution des efforts tranchants suivante a été obtenue :

Tableau IV.7 Distribution de l'effort tranchant à la base

RDC	V_x (KN)	V_y (KN)
Poteaux + Voiles	1059,79	1152,14
Voiles	973,49	1066,88

$$\text{Pourcentage des voiles suivant } x-x' : \frac{V_x \text{ Voile}}{V_x \text{ voile} + V_x \text{ poteaux}} \times 100 = \frac{973,49}{1059,79} \times 100 = 91,86\%$$

$$\text{Pourcentage des voiles suivant } y-y' : \frac{V_y \text{ voile}}{V_y \text{ Voile} + V_y \text{ poteaux}} \times 100 = \frac{1066,88}{1152,14} \times 100 = 92,60\%$$

Donc l'effort tranchant à la base des voiles reprennent plus de **65%** de l'effort tranchant total.

IV.6.4. Vérification des modes et le pourcentage de la participation massique

1er mode : Translation suivant x-x :

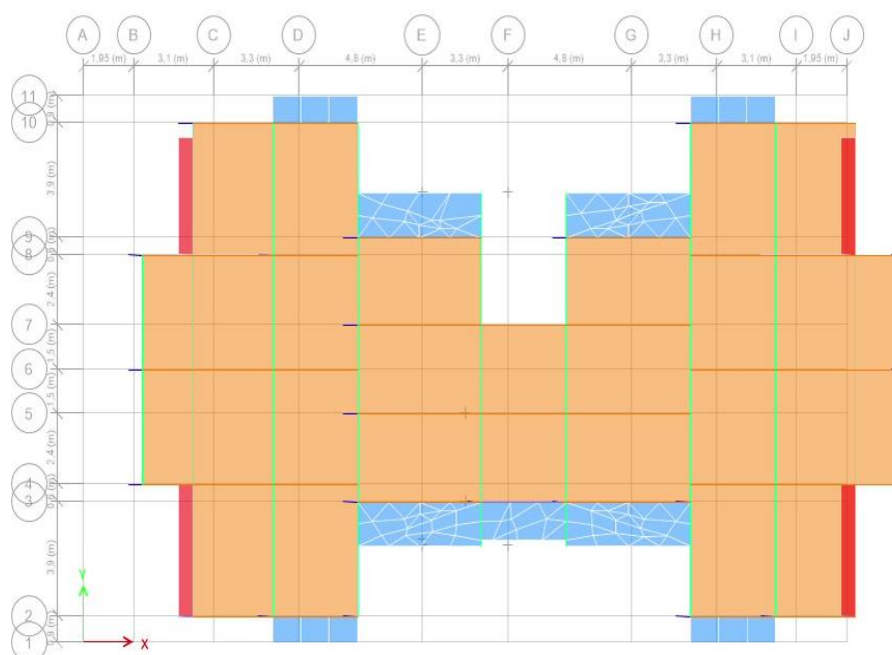


Figure IV-5 Mode 01 translation selon x

2eme mode : Translation suivant y-y :

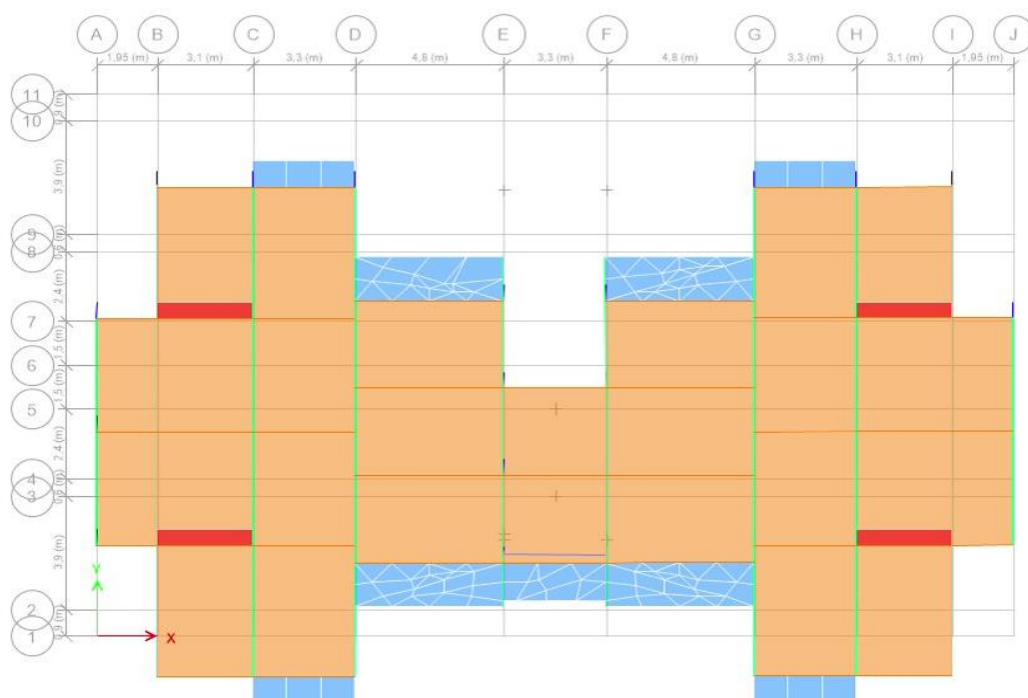


Figure IV-6 Mode 02 translation selon y

3eme mode : Rotation suivant z-z :

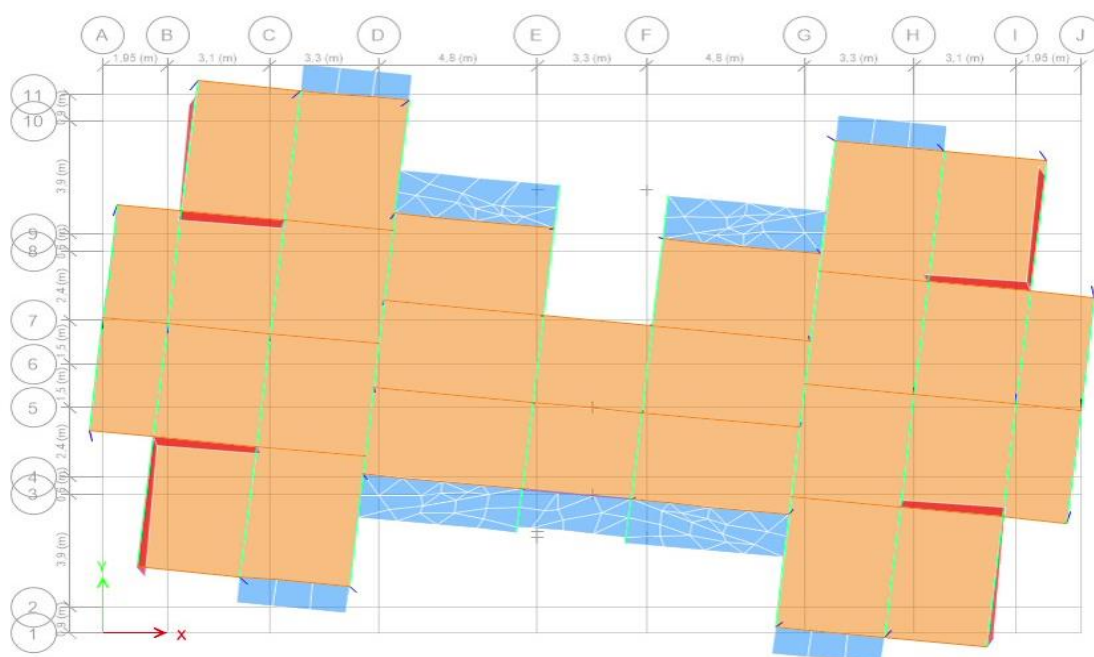


Figure IV-7 Mode 03 Rotation selon z

Tableau IV.8 Vérification de la participation massique

Mode	Période (s)	Masse modale UX (%)	Masse modale UY (%)	Masse cumulée SumUX (%)	Masse cumulée SumUY (%)	RZ
1	0,327	0,73,26	0,0001384	73,26	00,0001384	0
2	0,267	0,0001217	73,37	73,26	73,37	0,3047
3	0,237	0,00179	0,000342	73,26	73,37	5,073E -07
4	0,082	19,46	0	92,72	73,37	1,301E -06
5	0,067	0	19,99	92,72	93,35	0,4888
6	0,058	0,001338	0	92,72	93,35	0
7	0,04	5,27	0	97,99	93,35	0
8	0,033	0	4,8	97,99	98,16	0,1417
9	0,028	0,0007346	0	97,99	98,16	0
10	0,027	01,66	0	99,65	98,16	0

Synthèse des modes vibratoires et critères de conformité RPA :

Aspect analysé	Caractéristiques et Résultats Constatés	Critères Règlementaires Requis (RPA)
Comportement Dynamique Initial	• 1er mode : Translation sur l'axe X (73,26 % de masse active). • 2ème mode : Translation sur l'axe Y (73,37 % de masse active). • 3ème mode : Rotation autour de l'axe vertical Z (Torsion).	Seuil minimal standard : Cumuler au moins 90 % de la masse totale de la structure pour chaque direction d'excitation. Seuil alternatif : Inclure tous les modes ayant individuellement une masse modale efficace supérieure à 5 %.
Validation du Nombre de Modes	• Condition de l'Art 4.3.4 validée dès le 7ème mode pour la direction X. • Condition validée dès le 6ème mode pour la direction Y.	• Minimum absolu : Au moins 3 modes par direction étudiée. • Exception (Forte torsion) : Si les seuils ci-dessus ne sont pas atteints, le nombre minimal de modes (k) doit respecter la formule : $k \geq 3\sqrt{N}$ (où N correspond au nombre de niveaux). N : est le nombre de niveaux au-dessus du sol, et T_k : est la période du mode k

→ La condition imposée par le RPA 2024 est ainsi satisfaite dès le 5ème mode.

IV.6.5. Vérification de la période fondamentale de la structure

La période fondamentale de la structure, telle qu'estimée par le logiciel ETABS, est égale à :

Selon x-x' : $T_0 = 0,327$ s ; Selon y-y' : $T_0 = 0,267$ s

La période empirique est calculée par la formule suivante : $T_{\text{empirique}} = C_T(h_N)^{3/4}$

$T_{\text{empirique}}$ (s) : période fondamentale

h_N (m) : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : coefficient dépendant du système de contreventement ; dans le cas présent, correspondant à une ossature en portiques (béton armé ou acier) avec remplissage en maçonnerie, le RPA 2024 fixe $C_T = 0,05$.

Selon x-x' : $\Rightarrow T_{\text{empirique}} = 0,05 \times (15,3)^{3/4} = 0,387$ s

Selon y-y' : $\Rightarrow T_{\text{empirique}} = 0,05 \times (15,3)^{3/4} = 0,387$ s

Dans le cadre de la méthode statique équivalente, les valeurs de T_0 obtenues par la formule de Rayleigh ou par des méthodes numériques ne doivent pas excéder de plus de 30 % la valeur estimée par la formule empirique.

La valeur à retenir dans la méthode statique équivalente est alors donnée par :

$$T_{\max} = 1,3 T_{\text{empirique}}$$

Le tableau (IV.12) donne les valeurs de la période T_0 à utiliser dans le calcul de l'effort tranchant à la base V :

Tableau V. 1 : Valeur de la période T_0 pour le calcul de la force sismique total

Cas	Période à utiliser
$T_{\text{calcul}} < 1,3 T_{\text{empirique}}$	$T_0 = T_{\text{calcul}}$
$T_{\text{calcul}} \geq 1,3 T_{\text{empirique}}$	$T_0 = 1,3 T_{\text{empirique}}$

Dans notre cas :

Tableau V. 2 : Période fondamentale de la structure estimée par l'Etab

Sens	$T_{\text{calcul}} (s)$	$1,3 T_{\text{empirique}} (s)$	$T_0 (s)$	$2T_2 (s)$	λ
x-x	0,327	0,503	0,327	0,6	0,85
y-y	0,267	0,503	0,267	0,6	0,85

Calcul de la force sismique totale

L'équation ci-dessous permet d'évaluer la force sismique totale V agissant à la base de l'ouvrage, calculée séparément pour les deux axes horizontaux perpendiculaires :

$$V_{st} = \lambda \times \frac{S_{ad}}{g} (T_0) \times W$$

$\frac{S_{ad}}{g} (T_0)$ Ordonnée du spectre de calcul pour la période T_0

T_0 Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation.

λ Coefficient de correction

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

Tableau V. 3 : Vérification du Coefficient de correction

Sens	$T_0 (s)$	$2T_2 (s)$	$T_0 \leq 2 \cdot T_2$	λ
x-x	0,327	0,6	C.V	0,85
y-y	0,267	0,6	C.V	0,85

Dans notre cas : $\lambda = 0,85$

IV.6.6. Détermination du poids total de la structure

Le poids total du bâtiment, W , correspond à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau « i » : W_i

La charge globale de l'ouvrage, notée W , s'obtient en additionnant les charges individuelles W_i de chaque étage « i », déterminées selon la formule suivante :

$$W_i = W_{Gi} + \psi W_{Qi}$$

W_{Gi} : Représente la masse totale des charges constantes ainsi que des installations fixes de l'ossature.

W_{Qi} : Désigne les surcharges liées à l'utilisation et à l'exploitation des locaux.

ψ : Correspond au facteur de réduction, ajusté selon la typologie et la récurrence de la charge d'exploitation. Pour les immeubles résidentiels, les espaces de bureaux ou les structures similaires, sa valeur est fixée à **0,30**. Le poids total de la structure, obtenu à l'aide du logiciel ETABS22, est présenté dans le tableau ci-dessous :

Tableau V. 4 : Poids total de la structure

Etage	Poids d'étage (KN)	Poids cumuls (KN)
E4	4223,03	4223,03
E3	3990,09	8213,12
E2	3990,09	12203,21
E1	3990,09	16193,30
RDC	3990,09	20183,39
W_T	20183,39	

Détermination de l'ordonnée du spectre de calcul pour la période « T_0 »

$$T_2 = 0,3s \leq T_{0x} = 0,327 < T_3 = 1,2s$$

$$T_1 = 0,05s \leq T_{0x} = 0,267 < T_2 = 0,3s$$

Donc on utilise cette formule :

Selon $x-x'$:

$$\frac{S_{ad}}{g}(T_0) = A. I. S \left[2,5 \frac{Q_F}{R} \right] \left[\frac{T_2}{T_0} \right]$$

$$\frac{S_{ad}}{g}(T_{0x}) = 0,1 \times 1 \times 1,3 \left[2,5 \times \frac{1,05}{4,5} \right] \left[\frac{0,3}{0,327} \right] = 0,071$$

Selon y-y' :

$$\frac{S_{ad}}{g}(T_0) = A. I. S \left[2,5 \frac{Q_F}{R} \right]$$

$$\frac{S_{ad}}{g}(T_{0y}) = 0,1 \times 1 \times 1,3 \left[2,5 \times \frac{1,05}{4,5} \right] = 0,076$$

Force sismique

$$V_{stx} = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g}(T_{0x}) \cdot W = 0,85 \times 0,071 \times 20183,39 = 1218,07 \text{ KN}$$

$$V_{sty} = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g}(T_{0y}) \cdot W = 0,85 \times 0,076 \times 20183,39 = 1303,85 \text{ KN}$$

IV.6.7. Vérification l'effort tranchant à la base

Selon le **RPA 2024**, l'effort tranchant à la base issu de l'analyse dynamique globale V_{dyn} doit représenter au minimum **80 % de la force sismique** calculée via l'approche statique équivalente V_{st} .

La force sismique totale issue du logiciel ETABS est présentée dans le tableau suivant :

Tableau V. 5 : Vérification l'effort tranchant à la base

Sens	V_{dyn} (KN)	V_{st} (KN)	$0,8V_{st}$ (KN)	$V_{dyn} \geq 0,8V_{st}$
x-x	1059,80	1218,07	974,46	C.V
y-y	1152,14	1303,85	1043,08	C.V

IV.6.8. Vérification des efforts normaux réduit

a) Pour les poteaux

Afin de prévenir tout risque de rupture fragile des poteaux sous sollicitations sismiques, le RPA 2024 impose une limitation de l'effort normal de compression, telle que :

$$\left(V = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \right) \leq 0,35 ; \text{ Combinaison : } G+0,3Q \pm 0,3E_x \pm E_y \text{ et } G+0,3Q \pm E_x \pm 0,3E_y.$$

Tableau V. 6 : Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux

Section			N_d (KN)	V	Condition $V \leq 0,35$
h_c (m)	b_c (m)	B_c (m ²)			
0,40	0,30	0,1200	RDC ; C38 = 629,05	0,26	C.V

b) Pour les Voiles

De même, pour prévenir ou limiter le risque de rupture fragile en flexion composée sous sollicitations sismiques d'ensemble, le RPA 2024 impose, pour les voiles :

$$\left(V = \frac{N_d}{B_c f_{c28}}\right) \leq 0,40 ; \text{ Combinaison : } G+0,3Q\pm 0,3E_x\pm E_y \text{ et } G+0,3Q\pm E_x\pm 0,3E_y.$$

Tableau V. 7 : Vérification de l'effort normal réduit dans les Voiles

Voile	Section			N _d (KN)	V	Condition V≤0,40
	h _c (m)	b _c (m)	B _c (m ²)			
V1= V3	0,15	3,10	0,4650	1005,41	0,09	C.V
V2= V4	0,15	3,10	0,4650	1028,99	0,09	C.V
V5= V6	0,15	4,00	0,6000	1170,29	0,08	C.V
V7= V8	0,15	4,50	0,6750	1264,45	0,07	C.V

IV.6.9. Vérification de l'excentricité

Pour intégrer l'effet de torsion verticale lié au décalage entre les centres de gravité et de rigidité, le calcul de l'effort tranchant doit être majoré. Ainsi, pour les bâtiments dotés de planchers rigides, la force horizontale appliquée à chaque étage doit intégrer une excentricité minimale par rapport au centre de torsion. Dans chaque direction d'analyse, cette excentricité correspond à la valeur maximale retenue, soit au moins **5 % de la dimension du bâtiment** mesurée parallèlement à l'axe d'étude, cette distance devant être reportée de chaque côté du centre de torsion.

Excentricité théorique résultant des plans.

Centre de gravité des masses

Le centre de gravité des masses désigne le point d'application de la résultante des forces horizontales extérieures (vent, séisme, etc.).

$$\begin{cases} X_{cm} = \frac{\sum X_i \times m_i}{\sum m_i} \\ Y_{cm} = \frac{\sum Y_i \times m_i}{\sum m_i} \end{cases}$$

m_i : la masse de l'élément i.

X_i et Y_i : coordonnées du center de graviter de l'élément i par rapport au repère global.

Centre de Rigidité

Le centre de rigidité, ou centre de torsion, correspond au point par lequel passe la résultante des réactions des éléments contribuant à la rigidité de la structure.

$$\begin{cases} X_{cr} = \frac{\sum X_i \times L_i}{\sum L_i} \\ Y_{cr} = \frac{\sum Y_i \times L_i}{\sum L_i} \end{cases}$$

Le tableau (V.19) rassemble les coordonnées du centre de masse et du centre de rigidité pour chaque étage.

Tableau V. 8 : Centre de masse et centre de rigidité pour chaque étage

Niveau	Centre de gravité des masses		Centre de rigidité	
	X _{CM}	Y _{CM}	X _{CR}	Y _{CR}
RDC	14,8052	9,2187	14,7966	9,1738
E1	14,8052	9,2187	14,8	9,204
E2	14,8052	9,2187	14,8007	9,2387
E3	14,8	9,2552	14,7989	9,2562
E4	14,7843	9,2316	14,7977	9,2968

Calcul de l'excentricité

a) Excentricité théorique

Elle correspond à la distance séparant le centre de masse du centre de torsion, calculée par :

$$e_{0x} = |X_{CM} - X_{CR}| ; e_{0y} = |Y_{CM} - Y_{CR}|$$

b) Excentricité accidentelle

Lorsqu'une analyse tridimensionnelle est menée, une excentricité accidentelle (additionnelle) doit être ajoutée à l'excentricité théorique calculée, égale à :

$$e_1 = \pm 0,05 L$$

L : dimension du plancher mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique ; cette excentricité est appliquée au niveau du plancher considéré, dans chaque direction de calcul.

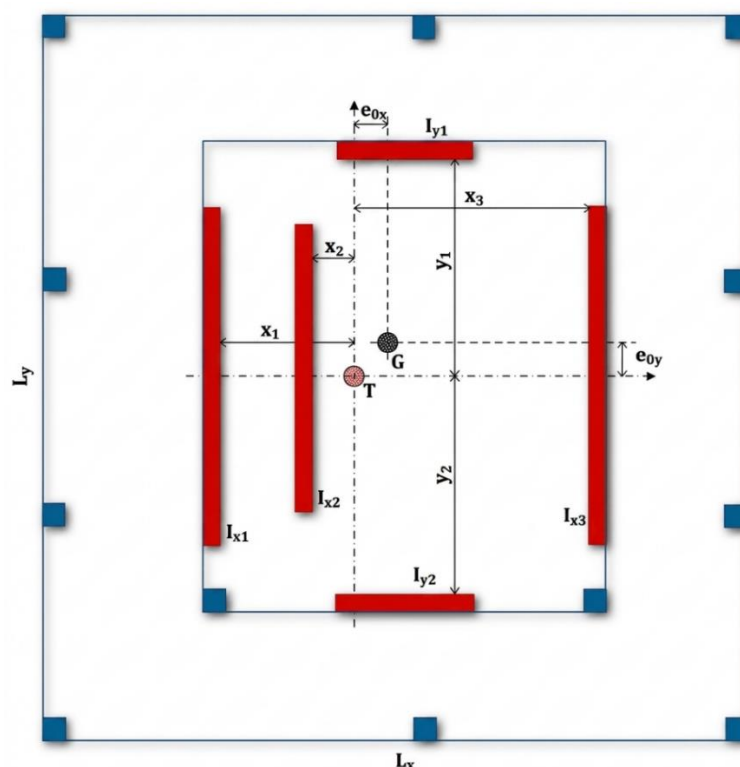


Figure IV-8 Représentation de centre de masse et de centre de rigidité

L'excentricité dépend essentiellement de la géométrie du bâtiment, de la répartition des masses et de la disposition des voiles, sans relation directe avec l'intensité des charges sismiques. Le tableau (V.20) résume ainsi l'excentricité théorique et l'excentricité accidentelle obtenues :

Tableau V. 9 : Excentricité théorique et l'excentricité accidentelle

Niveau	e_{0x}	e_{0y}	$e_{x1} = 5\%L_x$	$e_{x2} = 5\%L_y$	X-X	Y-Y
RDC	0,0086	0,0449	1,48	0,93	C.V	C.V
E1	0,0052	0,0147			C.V	C.V
E2	0,0045	0,02			C.V	C.V
E3	0,0011	0,001			C.V	C.V
E4	0,0134	0,0652			C.V	C.V

IV.6.10. Vérification des déplacements inter-étage

a) Calcul des déplacements

Le déplacement horizontal de la structure, à chaque niveau k , est déterminé comme suit :

$$\delta_K = \frac{R}{Q_F} \times \delta_{eK}$$

δ_{eK} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau "k-1" est égal à : $\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$

Tableau V. 10 : Calcul des déplacements relatifs

Etagé	H (m)	R/Qf	Sens X-X			Sens Y-Y		
			δ_{ekx} (cm)	δ_{kx} (cm)	Δx (cm)	δ_{eky} (cm)	δ_{ky} (cm)	Δy (cm)
E4	3,06	4,29	0,256	0,061	0,259	0,186	0,044	0,189
E3	3,06	4,29	0,196	0,062	0,267	0,142	0,045	0,194
E2	3,06	4,29	0,133	0,059	0,253	0,097	0,043	0,183
E1	3,06	4,29	0,074	0,048	0,207	0,054	0,035	0,150
RDC	3,06	4,29	0,026	0,026	0,112	0,019	0,019	0,083

b) Justification de non-effondrement

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport à l'étage inférieur ne doivent pas excéder les limites Δ_k fixées dans l'équation et le tableau suivants : Δ_k

$$\Delta_K \leq \bar{\Delta}_K$$

Tableau V. 11 :
des déplacements

Type de Structure	Déplacement limite : $\bar{\Delta}_K$
Bâtiments en Acier	0,0200 h _k
Battements en Béton Armé	0,0150 h_k
Bâtiment en PAF	0,0100 h _k
Bâtiments en Bois	0,0150 h _k
Bâtiments en Maçonnerie Chainée	0,0100 h _k
Légende : h _k est la hauteur du niveau « k »	

Valeurs limites
inter-étages

Les résultats de la vérification de non-effondrement sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau V. 12 : Vérification de non-effondrement inter-étage

Etagé	H (m)	Δx (cm)	$\bar{\Delta}_x$ (cm)	ConditionX	Δy (cm)	$\bar{\Delta}_y$ (cm)	ConditionY
E4	3,06	0,259	4,590	C.V	0,189	4,590	C.V
E3	3,06	0,267	4,590	C.V	0,194	4,590	C.V

E2	3,06	0,253	4,590	C.V	0,183	4,590	C.V
E1	3,06	0,207	4,590	C.V	0,150	4,590	C.V
RDC	3,06	0,112	4,590	C.V	0,083	4,590	C.V

a) Justification de limitation des dommages

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport à l'étage inférieur doivent également respecter les limites suivantes, relatives à la limitation des dommages :

1. pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux composés de matériaux fragiles fixés à la structure : $V_A \cdot \Delta_K \leq 0,005hk \Rightarrow$ C'est le choix pour notre structure.

2. pour Les bâtiments ayant des éléments non structuraux ductiles : $V_A \cdot \Delta_K \leq 0,0075hk$.

V_A : coefficient réducteur, il est pris égale à **0,5**.

Tableau V. 13 : Vérifications des limitations des dommages inter-étage

Etage	H (m)	Sens X-X			Sens Y-Y		
		$V_A \cdot \Delta x$	$\bar{\Delta}$ (cm)	Condition X	$V_A \cdot \Delta y$	$\bar{\Delta}$ (cm)	Condition Y
E4	3,06	0,130	1,530	C.V	0,094	1,530	C.V
E3	3,06	0,133	1,530	C.V	0,097	1,530	C.V
E2	3,06	0,126	1,530	C.V	0,092	1,530	C.V
E1	3,06	0,103	1,530	C.V	0,075	1,530	C.V
RDC	3,06	0,056	1,530	C.V	0,042	1,530	C.V

Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

La résultante des forces sismiques à la base est répartie sur la hauteur de la structure selon les relations suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i$$

La force concentrée F_t , appliquée au sommet de la structure, permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration ; elle est déterminée par la relation : F_t

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

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

L'effort horizontal F_t est strictement limité à un maximum de 0,25 V et s'annule lorsque la période T est inférieure ou égale à 0,7 seconde.

La fraction résiduelle de la force sismique, soit $(V - F_t)$, est ensuite répartie sur la hauteur du bâtiment selon la relation suivante :

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

F_i : Force horizontale appliquée au niveau i .

h_i : Hauteur du plancher i par rapport à la base.

h_j : Hauteur d'un plancher quelconque j .

W_j et W_i : Poids des masses concentrées aux niveaux respectifs.

➤ Selon sens x-x

Tableau V. 14 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur sens x

ETAGE	h_i (m)	h_j (m)	W_i (KN)	F_t (KN)	$W_i \times h_i$	F_i (KN)
E4	3,06	15,3	4 223,03	0	64 612,36	364,11
E3	3,06	12,24	3 990,09		48 838,70	275,22
E2	3,06	9,18	3 990,09		36 629,03	206,41
E1	3,06	6,12	3 990,09		24 419,35	137,61
RDC	3,06	3,4	3 990,09		13 566,31	76,45
$\sum h$ (m) =	15,3	$\sum W$ (KN) =	20 183,39	$\sum W_i \times h_i$ =	188 065,74	1 059,80

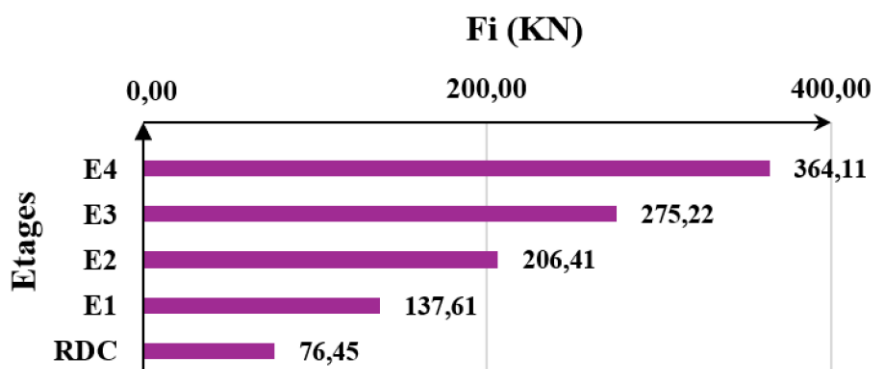


Figure IV-9 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur sens x-x

➤ Selon sens y-y

Tableau V. 15 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur sens y

ETAGE	h_i (m)	h_j (m)	W_i (KN)	F_t (KN)	$W_i \times h_i$	F_i (KN)
E4	3,06	15,3	4 223,03	0	64 612,36	395,83
E3	3,06	12,24	3 990,09		48 838,70	299,20

E2	3,06	9,18	3 990,09		36 629,03	224,40
E1	3,06	6,12	3 990,09		24 419,35	149,60
RDC	3,06	3,4	3 990,09		13 566,31	83,11
Σh (m) =	15,3	ΣW (KN)=	20 183,39	$\Sigma W_i \cdot h_i$ =	188 065,74	1 152,14

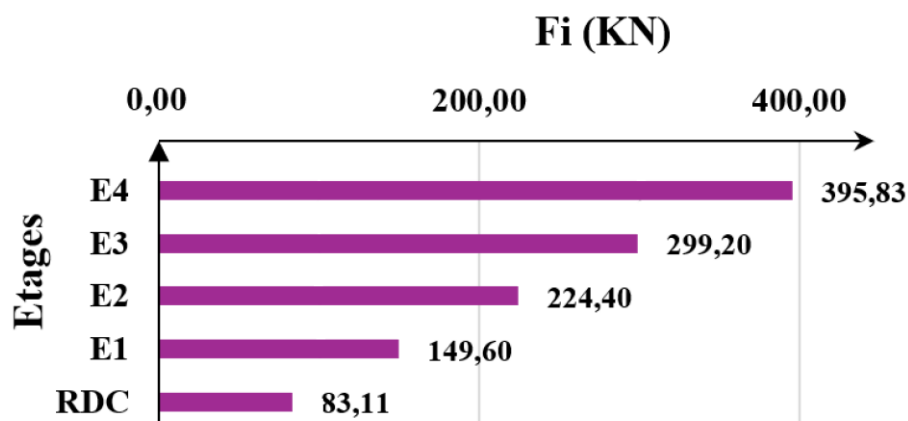


Figure IV-10 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur sens y-y

IV.6.11. Vérification de la stabilité au renversement

Le moment de renversement susceptible d'être engendré par l'action sismique est évalué par rapport au niveau de contact sol-fondation.

Le moment stabilisant est calculé en tenant compte du poids total équivalent, incluant le poids de la construction, celui des fondations et, le cas échéant, celui du remblai.

La vérification vis-à-vis du renversement s'avère indispensable pour justifier la stabilité d'un ouvrage soumis à des efforts d'origine sismique ; il convient donc de vérifier que :

$$\frac{M_S}{M_r} \geq 1,3$$

M_S : Moment stabilisant : $M_S = \frac{W \times L}{2}$, Avec : W: Poids du bâtiment.

M_r : Moment renversant : $M_r = \sum F_i \times h_i$, Avec : F_i : Force sismique au niveau i.

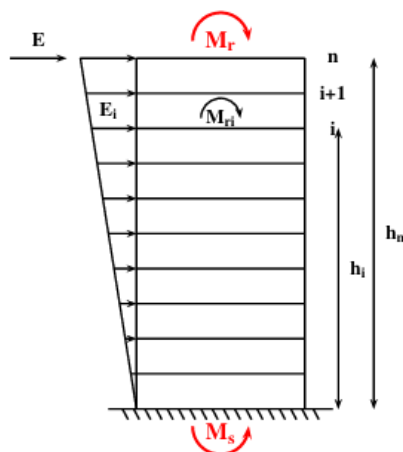


Figure IV-11 Équilibre et forces de renversement

➤ Moment stabilisant

Tableau V. 16 : Moment stabilisant

	W (KN)	L (m)	M _s (KN.m)
Sens-x	20 183,39	29,6	298 714,17
Sens-y		18,6	187 705,53

➤ Moment de renversement suivant x-x

Tableau V. 17 : Moment de renversement suivant x-x

ETAGE	h _j (m)	F _i	M _{rx, i} (KN.m)
E4	15,3	364,11	5 570,83
E3	12,24	275,22	3 368,67
E2	9,18	206,41	1 894,88
E1	6,12	137,61	842,17
RDC	3,4	76,45	259,93
M _{rx} =ΣM _{rx, i}			11 936,47

➤ Moment de renversement suivant y-y

Tableau V. 18 : Moment de renversement suivant y-y

ETAGE	h _j (m)	F _i	M _{ry, i} (KN.m)
E4	15,3	395,83	6 056,22
E3	12,24	299,20	3 662,18
E2	9,18	224,40	2 059,98
E1	6,12	149,60	915,55

RDC	3,4	83,11	282,58
$M_{rx} = \sum M_{ry, i}$			12 976,49

Tableau V. 19 : Vérification de la stabilité au renversement

	M_s (KN.m)	M_r (KN.m)	F_s	$F_s \geq 1,3$
Sens x-x	298 714,17	11 936,47	25,03	C.V
Sens y-y	187 705,53	12 976,49	14,47	C.V

IV.6.12. Vérification de l'effet P-Delta

L'effet P- Δ , effet de second ordre, traduit l'amplification des déformations et des moments au sein d'une structure soumise à des charges verticales (poids propre), lorsque celle-ci subit des déplacements latéraux induits par des charges horizontales (action sismique), susceptible d'en affecter la stabilité.

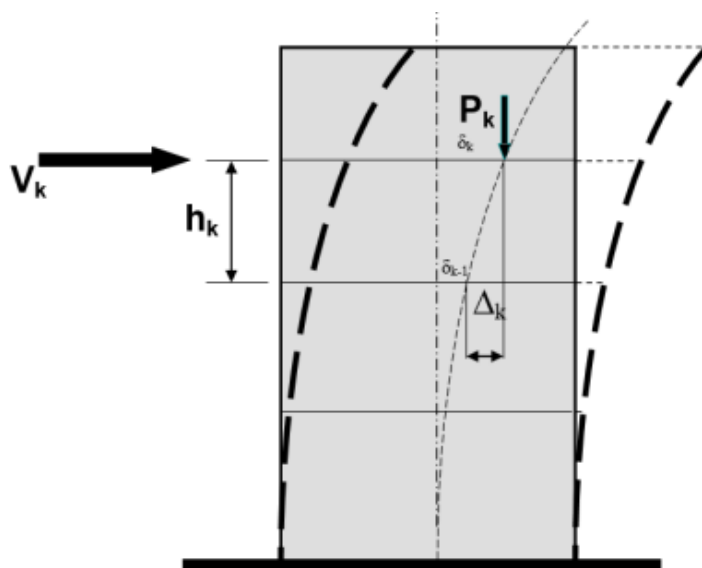


Figure IV-12 Schéma de principe des effets du second ordre

Les effets de second ordre (effet P- Δ) peuvent être négligés dès lors que la condition suivante est vérifiée à tous les niveaux :

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

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 de l'étage k.

Selon la valeur du coefficient θ_k , on distingue les cas suivants :

Plage du coefficient θ_k	Diagnostic de la structure	Action / Méthode de calcul
$\theta_k < 0,10$	Effets du second ordre négligeables	Aucune correction. L'analyse élastique linéaire du 1er ordre est suffisante.
$0,10 \leq \theta_k \leq 0,20$	Sensibilité modérée aux effets P- Δ .	Amplification des efforts du 1er ordre par le coefficient : $\alpha = \frac{1}{1 - \theta_k}$
$\theta_k \geq 0,10$	Risque d'instabilité structurelle globale.	Redimensionnement requis pour accroître la rigidité latérale de l'ouvrage.

➤ Vérification dans le sens x-x

Tableau V. 20 : Vérification de l'effet P- Δ suivant x-x

Etage	P (KN)	H (m)	R/Q _r	Δx (cm)	V _x (KN)	θ_{kx}	Condition X	1/(1- θ_k)
E4	4223,03	3,06	4,29	0,259	401,49	0,0089	C.V	0,00
E3	8213,12	3,06	4,29	0,267	672,02	0,0106	C.V	0,00
E2	12203,21	3,06	4,29	0,253	862,13	0,0117	C.V	0,00
E1	16193,30	3,06	4,29	0,207	991,63	0,0110	C.V	0,00
RDC	20183,39	3,06	4,29	0,112	1059,80	0,0070	C.V	0,00

➤ Vérification dans le sens y-y

Tableau V. 21 : Vérification de l'effet P- Δ suivant y-y

Etage	P (KN)	H (m)	R/Q _r	Δx (cm)	V _x (KN)	θ_{ky}	Condition Y	1/(1- θ_x)
E4	4223,03	3,06	4,29	0,189	432,70	0,0060	C.V	0,00
E3	8213,12	3,06	4,29	0,194	732,46	0,0071	C.V	0,00
E2	12203,21	3,06	4,29	0,183	941,23	0,0078	C.V	0,00
E1	16193,30	3,06	4,29	0,150	1080,37	0,0073	C.V	0,00
RDC	20183,39	3,06	4,29	0,083	1152,14	0,0048	C.V	0,00

Remarque :

L'effet P- Δ est négligeable puisque la totalité des coefficients θ_k se situe sous le seuil de 0,10.

II.1 Conclusion

Les résultats de l'étude dynamique confirment que le bâtiment est correctement dimensionné et satisfait aux exigences du RPA 2024. Par ailleurs, en référence aux règles algériennes relatives au vent (DTR RNV 2013), il convient de noter que le bâtiment, implanté en milieu urbain dense, bénéficie de l'effet de masque qui atténue l'intensité de l'action du vent. Compte tenu, en outre, de sa situation géographique et de sa hauteur, les forces sismiques calculées selon le RPA 2024 demeurent largement prépondérantes, rendant l'étude au vent non déterminante pour le dimensionnement.

Il reste néanmoins nécessaire, pour finaliser cette étude, de procéder au calcul détaillé de chaque élément structural — poteaux, poutres et voiles — conformément aux exigences de ce nouveau règlement.

Chapitre V

Ferraillage des éléments structuraux

Chapitre V. Ferraillage des éléments structuraux

V.1. Introduction

Le calcul des armatures pour les éléments porteurs (**poteaux, poutres et voiles**) est réalisé conformément aux exigences des réglementations **CBA 93** et **RPA 2024**.

V.2. Calcul des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, ils sont soumis a un effort normal « N » et a un moment de flexion « M » dans les deux sens : longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes

Les poteaux servent à acheminer les charges des poutres vers les fondations. Ils subissent un effort normal (N) ainsi que des moments fléchissants (M) dans les deux sens (longitudinal et transversal), ce qui impose un calcul en flexion composée. Le dimensionnement des armatures se base ensuite sur les cas de charges les plus critiques et selon des situations spécifiques.

Tableau V.1 : caractéristiques mécaniques des matériaux

		Béton			Acier	
Situation	γ_b	f_{c28} MPa	f_{bu} MPa	γ_s	f_e	σ_s MPa
Durable	1.5	25	14.17	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	18.48	1	400	400

Combinaison des charges : Les combinaisons de calcul applicables aux poteaux sont

Selon le règlement BAEL91		Selon le RPA99 (Situation accidentelle)
ELU	$1.35G + 1.5Q$	$G + 0.2Q \pm E_x \pm 0.3E_y$
ELS	$G + Q$	$G + 0.2Q \pm 0.3E_x \pm E_y$

Le calcul de la section d'acier s'appuiera sur les diverses combinaisons d'actions internes associées aux cas suivants.

$$\cdot \begin{cases} N_{\max} ; M_{\text{coresp}} \\ N_{\min} ; M_{\text{coresp}} \\ M_{\max} ; N_{\text{coresp}} \end{cases}$$

V.2.1. Ferrailage exigé par R.P.A 2024

V.2.1.1.1 A. Les armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet.
- Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de 0,8% (zone II).
- Le pourcentage maximal sera de 4 % en zone courante, 8 % en zone de recouvrement.
- Les dimensions imposent un diamètre minimal de 12 mm.
- Le chevauchement des barres nécessite une **longueur minimale de 50 Ø** en zone II.
- En zone II, l'entraxe des barres longitudinales disposées sur une face du poteau ne doit pas excéder 20 cm.
- Il est préférable de réaliser les jonctions par recouvrement en dehors des zones nodales

La zone nodale est définie par l' et h' . $l' = 2h$ $h' = \max\left(\frac{h}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right)$

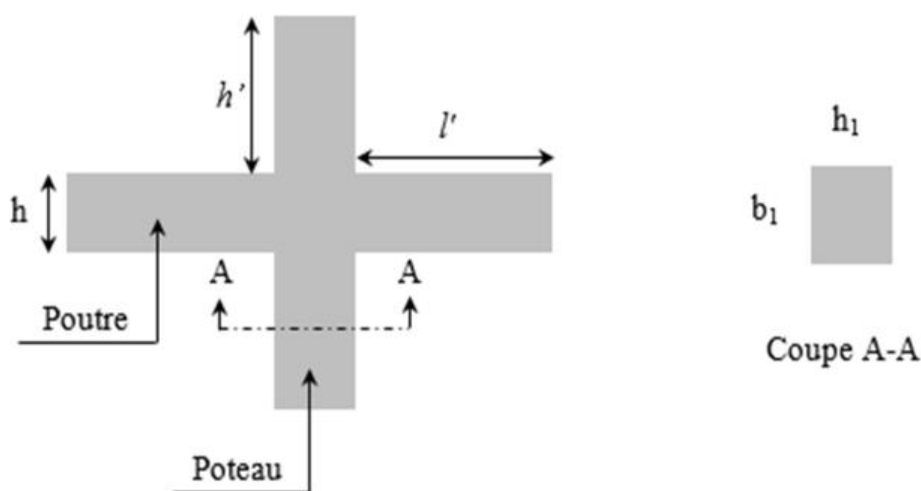


Figure V.1 Zone nodale

Tableau V.2 Les sections minimales et maximales imposées par le R.P.A

Type poteau	$A_{\min}=0,8 \quad \%b.ht$ (cm ²)	$A_{\max 1}=4\%b.ht$ (cm ²)	$A_{\max 2}=6\%b.ht$ (cm ²)
-------------	---	--	--

(40×40) cm ²	12,8	64	96
(35×35) cm ²	9,8	49	73,5

V.2.1.1.2 B. Les armatures transversales

La formule suivante permet de déterminer les armatures transversales :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e}$$

1. Définitions des paramètres et notations

Paramètre / Symbole	Définition / Formule
V_u	Effort tranchant de calcul
f_e	Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
h	Hauteur totale de la section brute
Φ	Diamètre des armatures longitudinales du poteau
l_f	Longueur de flambement du poteau.
a et b	Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considéré
λ_g	Élancement géométrique du poteau $\lambda_g = \left[\left(\frac{l_f}{a} \right) \text{ ou } \left(\frac{l_f}{b} \right) \right]$
Coefficient correcteur	2,5 si $\lambda_g \geq 5$ 3,75 si $\lambda_g < 5$

2. espacement des armatures transversales S_t

Zone	Condition d'espacement
Zone nodale	$\{St \leq \min (10\Phi_l ; 12.5 \text{ cm})\}$
Zone courante	$St \leq 15\Phi_l$

3. Quantité minimale d'armatures transversales A_t

Valeur de l'élancement (λ_g)	Formule de la section minimale (A_t)
$\lambda_g \geq 5$	$A_t = 0.3\% \times St \times b_l$
$3 < \lambda_g < 5$	Interpolation linéaire entre les deux valeurs limites
$\lambda_g \leq 3$	$A_t = 0.8\% \times St \times b_l$

4. Dispositions constructives additionnelles

- ☐ Cheminées **de vibration**: Les cadres et étriers doivent laisser des passages de diamètre suffisant ($\Phi > 12 \text{ mm}$) pour permettre la vibration correcte du béton sur toute la hauteur.
- ☐ Fermeture **des cadres**: Obligation d'utiliser des crochets à **135°** avec une longueur droite minimale de **10 Φ** .

V.2.2. Sollicitations de calcul

Les efforts de calcul les plus défavorables sont directement extraits du logiciel ETABS et synthétisés dans le tableau V.3.

Tableau V.3 Les sollicitations de calcul

V.2.2.2. Load	V.2.2.3. P	V.2.2.4. V2	V.2.2.5. V3	V.2.2.6. T	V.2.2.7. M2
V.2.2.10. ELU	V.2.2.11. - 889.0 5	V.2.2.12. - 14.56	V.2.2.13. 6.5	V.2.2.14. - 0.421	V.2.2.15. 4
V.2.2.18. COMB5 MIN	V.2.2.19. - 790.4 9	V.2.2.20. - 40.24	V.2.2.21. - 5.26	V.2.2.22. - 1.851	V.2.2.23. - 3.262
V.2.2.26. COMB6 MIN	V.2.2.27. - 790.4 9	V.2.2.28. - 40.24	V.2.2.29. - 5.26	V.2.2.30. - 1.851	V.2.2.31. - 3.262
V.2.2.34. ELU	V.2.2.35. - 698.5 3	V.2.2.36. -5.6	V.2.2.37. 5.66	V.2.2.38. - 0.426	V.2.2.39. 2
V.2.2.42. COMB5 MIN	V.2.2.43. - 617.9 4	V.2.2.44. - 41.87	V.2.2.45. -6.8	V.2.2.46. - 3.082	V.2.2.47. -
V.2.2.50. COMB6 MIN	V.2.2.51. - 617.9 4	V.2.2.52. - 41.87	V.2.2.53. -6.8	V.2.2.54. - 3.082	V.2.2.55. -
V.2.2.58. ELU	V.2.2.59. - 514.5 1	V.2.2.60. - 1.14	V.2.2.61. 5.72	V.2.2.62. - 0.37	V.2.2.63. 2
V.2.2.66. COMB5 MIN	V.2.2.67. - 430.4 7	V.2.2.68. - 37.04	V.2.2.69. - 5.92	V.2.2.70. - 3.01	V.2.2.71. - 5.453
V.2.2.74. COMB6 MIN	V.2.2.75. - 430.4	V.2.2.76. - 37.04	V.2.2.77. - 5.92	V.2.2.78. - 3.01	V.2.2.79. - 5.453

		7				
	V.2.2.82. ELU	V.2.2.83. - 334.8 3	V.2.2.84. 3.81	V.2.2.85. 5.37	V.2.2.86. - 0.4	V.2.2.87. 2
	V.2.2.90. COMB5 MIN	V.2.2.91. - 253.1 8	V.2.2.92. - 26.03	V.2.2.93. -3.9	V.2.2.94. - 2.569	V.2.2.95. - 4.621
	V.2.2.98. COMB6 MIN	V.2.2.99. - 253.1 8	V.2.2.100. - 26.03	V.2.2.101. -3.9	V.2.2.102. - 2.569	V.2.2.103. - 4.621
SE	V.2.2.106. ELU	V.2.2.107. - 160.9 8	V.2.2.108. 7.13	V.2.2.109. - 1.43	V.2.2.110. 0	V.2.2.111. - 1.948
SE	V.2.2.114. COMB5 MIN	V.2.2.115. - 106.4 3	V.2.2.116. - 1.01	V.2.2.117. - 4.06	V.2.2.118. - 0.102	V.2.2.119. - 5.589
SE	V.2.2.122. COMB6 MIN	V.2.2.123. - 106.4 3	V.2.2.124. - 1.01	V.2.2.125. - 4.06	V.2.2.126. - 0.102	V.2.2.127. - 5.589

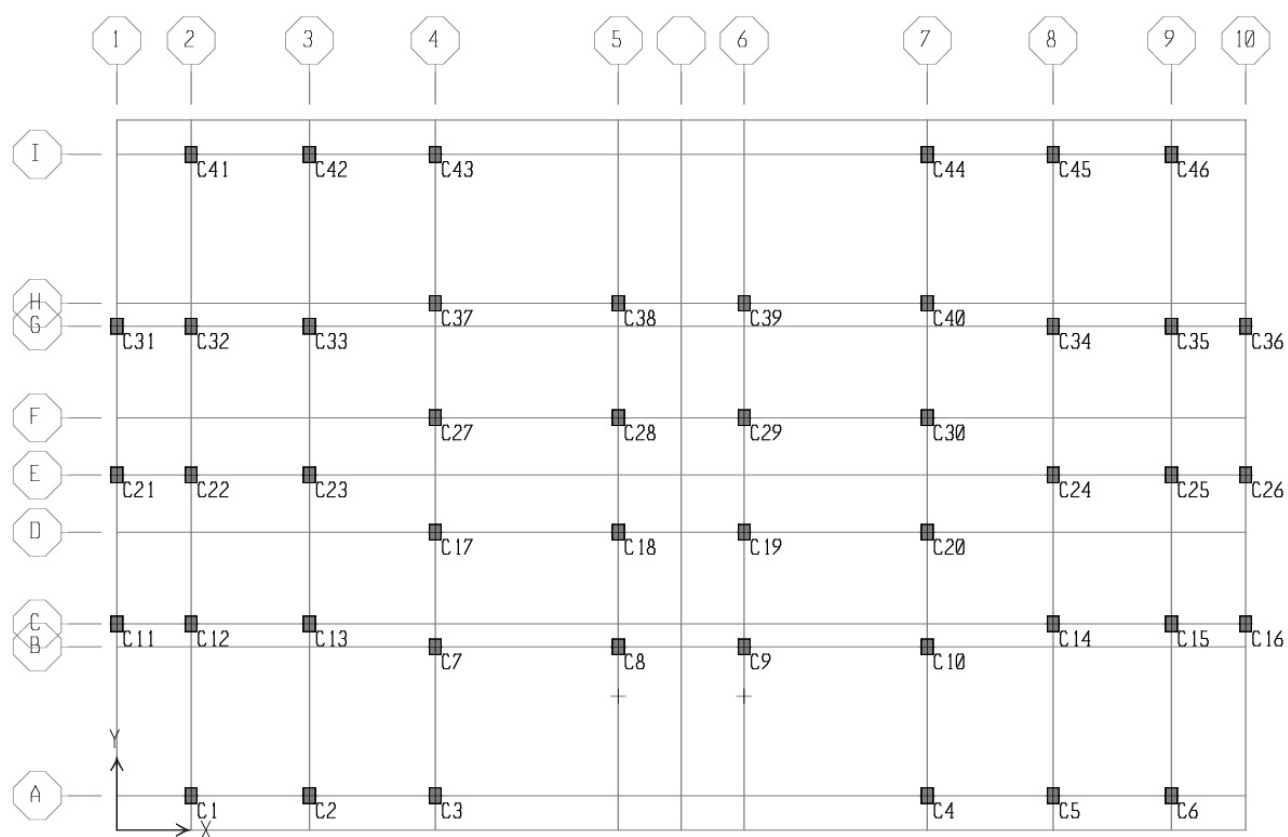


Fig. V.2 : Plan de repérage des poteaux

V.2.3. Détermination du ferrailage longitudinal

V.2.3.1. Caracteristiques du poteau	V.2.3.2.	V.2.3.3.
V.2.3.4. Zone de Sismicité	V.2.3.5. II	V.2.3.6.
V.2.3.7. a (cm)	V.2.3.8. 40	V.2.3.9.
V.2.3.10. b (cm)	V.2.3.11. 30	V.2.3.12.
V.2.3.13. Section du poteau S (cm ²)	V.2.3.14. 1200	V.2.3.15.
V.2.3.16. Fc28 (MPa)	V.2.3.17. 25	V.2.3.18.
V.2.3.19. d (cm)	V.2.3.20. 27	V.2.3.21.
V.2.3.22. 1- Armatures longitudinales	V.2.3.23.	V.2.3.24.
V.2.3.25. Niveau	V.2.3.26. RDC	V.2.3.27. 3 Etage
V.2.3.28. N _{max} (kN)	V.2.3.29. -889.05	V.2.3.30. -514.51
V.2.3.31. M _{corresp} (kN.m)	V.2.3.32. -12.954	V.2.3.33. 2.572
V.2.3.34. Combinaison	V.2.3.35. ELU	V.2.3.36. ELU
V.2.3.37. As (cm ²)	V.2.3.38. 13.88	V.2.3.39. 7,61
V.2.3.40. N _{corresp} (kN)	V.2.3.41. -790.49	V.2.3.42. -430.47
V.2.3.43. M _{max} (kN.m)	V.2.3.44. -38.052	V.2.3.45. -31.911
V.2.3.46. Combinaison	V.2.3.47. COMB5 MIN	V.2.3.48. COMB5 MIN
V.2.3.49. As (cm ²)	V.2.3.50. 14.58	V.2.3.51. 8.89
V.2.3.52. N _{min} (kN)	V.2.3.53. 52.27	V.2.3.54. 6.33
V.2.3.55. M _{corresp} (kN.m)	V.2.3.56. 11.867	V.2.3.57. 27.306
V.2.3.58. Combinaison	V.2.3.59. COMB5	V.2.3.60. COMB5

	MAX	MAX
V.2.3.61. As (cm ²)	V.2.3.62. 0,14	V.2.3.63. 2.08
V.2.3.64. % minimal du RPA	V.2.3.65.	V.2.3.66.
V.2.3.67. 0,8% en zone II (cm ²)	V.2.3.68. 8.40	V.2.3.69. 8.40
V.2.3.70. donc le % min (cm ²)	V.2.3.71. 8.4	V.2.3.72. 8.40
V.2.3.73. On prend: As (cm ²)	V.2.3.74. 14.58	V.2.3.75. 8.89
V.2.3.76. % maximal du RPA	V.2.3.77.	V.2.3.78.
V.2.3.79. 4% en zone courante (cm ²)	V.2.3.80. 48	V.2.3.81. 48
V.2.3.82. Observation	V.2.3.83. Condi on vérifiée	V.2.3.84. Conditio n vérifiée
V.2.3.85. 8% en zone de recouvrement (cm ²)	V.2.3.86. 96	V.2.3.87. 96
V.2.3.88. Observation	V.2.3.89. Condi on vérifié	V.2.3.90. Conditio n vérifié

2 Choix des barres

RDC				
Sct thé (cm ²)	Sct réelle(cm ²)	Nbre	HA	Diamètre
14.58	16.08	4	HA	16
		4	HA	16
3 etage				
Sct thé (cm ²)	Sct réelle(cm ²)	Nbre	HA	Diamètre

9.60	10.68	4	HA	14
		4	HA	12

RDC

Le diamètre doit mesurer au moins 12 mm.

La valeur minimale pour la zone de recouvrement

50Ø en zone II (cm) **80**

On prend :

$$L = \quad \mathbf{80} \quad \mathbf{cm}$$

La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser :

$$\mathbf{20} \quad \mathbf{cm}$$

Dans notre cas on prend la distance entre les barres verticales:(cm) **20**

3 etage

Le diamètre minimum est de **12 mm**

Longueur minimale des recouvrements

50Ø en zone II (cm) **70**

On prend :

$$L = \quad \mathbf{70} \quad \mathbf{cm}$$

La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser :

$$\mathbf{20} \quad \mathbf{cm}$$

Dans notre cas on prend la distance entre les barres verticales:(cm) **20**

t : espacement des armatures transversales Art 7.4.2.2 RPA2024

Zone	Φ	t calculé (cm)	t adopté (cm)
Partie nodale	16	12.5	10
Zone courante	12	18	15

Armatures transversales

niv	la section		Φ (cm)	I ₀	λ_g	ρ_d	V _u (kN)	t (cm)	A _t cm ²	A _t cm ²	diam barre	nombre de barres	A _t cm ² adopté
	b (cm)	h (cm)											
RDC	30	40	1.6	214.2	7.14	2.5	40.24	10	1.2	1.2	12	2	2.2608
3 étage	30	40	1.4	214.2	7.14	2.5	37.04	15	1.8	1.8	12	2	2.2608

V.2.4. Exemple de calcul

Poteau (RDC) de Section (30×40) cm².

V.2.4.1.1 Calcul des armatures longitudinales

Données :

Soit : b = 40 cm ; h = 40 cm ; Enrobage c = 2,5 cm ; d = ht-c = 37,5 cm ;

Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$; Fissuration peu préjudiciable.

V.2.4.1.2 a) Combinaison du 1^{er} genre

$N_{\max} = 766.22\text{ kN}$, $M_{\text{corresp}} = 60.277\text{ kN.m}$

$$M_G = 19.294 \text{ kN.m} \quad M_Q = 3.739 \text{ kN.m}$$

$$N_{SER} = 895.39 \text{ kN}; M_{SER} = 23.033 \text{ kN.m}$$

Détermination le centre de pression

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

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h}{2} + e \right) = 766.22 \left(0.375 - \frac{0.4}{2} 0.0786 \right) = 275.28 \text{ kN.m}$$

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales après exécution.

$$e_1 = \frac{M}{N} + e_0 = \frac{60.277}{766.22} + 0.02 = 0.0986 \text{ m} = 9.86 \text{ cm}$$

V.2.4.1.2.1 Sollicitation ultime corrigée par le flambement

On a $l_f = l_0 = 3.06 \text{ m}$

$$\lambda_f = \frac{l_f}{h} = \frac{3.06}{0.4} = 7.65$$

$$\lambda_g < \max \left(15; \frac{20e_1}{h} \right) \Rightarrow \lambda_g = \max(15; 1.07) \Rightarrow \lambda_g = 7.65 < 15 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc le calcul sera mené à la flexion composée en tenant compte de l'excentricité du 2eme ordre.

Excentricité du 2eme ordre :

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha \cdot \psi)$$

e_2 : L'excentricité due aux effets de second ordre lié à la déformation de la structure.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{19.294}{19.294 + 3.739} = 0.837$$

ϕ : Le rapport de déformation finale dû au fluage de la déformation instantanée (ϕ

Généralement égale à : 2).

h : La hauteur totale de la section dans la direction du flambement ($h = 40 \text{ cm}$)

$$e_2 = \frac{3 \times 3.06^2}{10^4 \times 0.4} \cdot (2 + 0.837 \times 2) = 0.0258 \text{ m}$$

b. Sollicitation ultime corrigée par le calcul en flexion composée :

$$e_0 = e_1 + e_2 = 9.86 + 2.58 = 12.44 \text{ cm}$$

$$M = N(e_1 + e_2) = 766.22 \times 12.44 = 95.31 \text{ kN.m}$$

c. Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus :

$$e_A = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.1244 + \left(0.375 - \frac{0.4}{2}\right) = 0.299 \text{ m}$$

$$M_{u,A} = N \times e_A = 766.22 \times 0.299 = 229.40 \text{ kN.m}$$

d. A l'état limite de service (E.L.S) :

$$N_{\text{ser}} = 895.39 \text{ kN}; M_{\text{ser}} = 23.033 \text{ kN.m}$$

$$e_{0,\text{ser}} = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{23.033}{895.39} = 0.0257 \text{ m} = 2.57 \text{ cm}$$

e. Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus :

$$e_A = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.258 + \left(0.375 - \frac{0.4}{2}\right) = 0.433 \text{ m}$$

$$M_{\text{ser},A} = N \times e_A = 895.39 \times 0.433 = 387.70 \text{ kN.m}$$

Ferraillage:

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0.81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \left(1 - 0.514 \frac{N_u}{b d f_{bc}}\right) \end{cases}$$

$$N_u = 1141,09 \text{ kN} \leq 1836,43 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$M_u = 198,55 \text{ kN.m} \leq 309,83 \text{ kN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Puisque les deux conditions sont remplies, la section est surabondante et ne requiert aucune armature ($A_1 = A'_1 = 0$).

V.2.4.1.3 b) Combinaisons du 2^{ème} genre

V.2.4.1.4 1^{er} cas :

$$N_{\text{max}} = 1486,70 \text{ kN}; M_{\text{corresp}} = 39,97 \text{ kN.m}$$

- localisation du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{39,97}{1486,7} = 0,027\text{m.}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 1486,7 \times \left(0,375 - \frac{0,40}{2} + 0,027 \right) = 220,03 \text{ kN.m.}$$

- Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_U \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_U \leq N_U \times d \left(1 - 0,514 \frac{N_U}{b.d.f_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$N_U = 1486,70 \text{ kN} \leq 1836,43 \text{ kN. m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$M_U = 220,03 \text{ kN. m} \leq 357,07 \text{ kN. m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_4=A'_4=0$).

V.2.4.1.5 2^{ème} cas :

$$N_{\min}=0,13 \text{ kN} \quad M_{\text{corresp}}=12,89 \text{ kN.m}$$

- Détermination le centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{12,89}{0,13} = 99,15\text{m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 0,13 \times \left(0,375 - \frac{0,40}{2} + 99,15 \right) = 12,87 \text{ kN.m.}$$

- Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_U \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_U \leq N_U \times d \left(1 - 0,514 \frac{N_U}{b.d.f_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$N_U = 1486,7 \text{ kN} \leq 1836,43 \text{ kN. m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$M_U = 12,87 \text{ kN. m} \leq 0,049 \text{ kN. m} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

Puisque la deuxième condition n'est pas remplie, la section n'est pas surabondante et le calcul des armatures devient nécessaire. La première étape consiste alors à vérifier l'état de compression de la section (entière ou partielle).

$$(d - c) \times N_u - M_u \leq \left(0,337 - 0,81 \times \frac{c}{d}\right) b \times d^2 \times f_{bc}$$

$$(0,375 - 0,025) \times 0,13 - 12,89 = 12,84 \text{ kN.m}$$

$$\left(0,337 - 0,81 \times \frac{0,025}{0,375}\right) \times 0,40 \times (0,375)^2 \times 18,48 \times 10^3 = 294,18 \text{ kN.m.}$$

$$\Rightarrow 12,84 \text{ kN.m} \leq 294,18 \text{ kN.m.}$$

La section est partiellement comprimée.

Dimensionnement des armatures

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{12,89 \times 10^3}{40 \times 37,5^2 \times 18,48} = 0,012 < \mu_1 \rightarrow A' = 0.$$

On a

$$\beta = 0,994.$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{12,89 \times 10^3}{0,994 \times 37,5 \times 400} = 0,86 \text{ cm}^2.$$

V.2.4.1.6 3^{ème} cas:

$$N_{\text{corresp}} = 871,94 \text{ kN}; \quad M_{\text{max}} = 39,87 \text{ kN.m}$$

Détermination le centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{39,87}{871,94} = 0,046 \text{ m.}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e\right) = 871,97 \times \left(0,375 - \frac{0,40}{2} + 0,046\right) = 112,50 \text{ kN.m.}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot f_{bc}}\right) \end{cases}$$

$$N_u = 871,97 \text{ kN} \leq 1836,43 \text{ kN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$M_U = 112,50 \text{ kN.m} \leq 258,04 \text{ kN.m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_6=A'_6=0$).

Section adoptée

$$A_{\min}=0,008 \times 40 \times 40=12,80 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = \max(A_1, A_2, A_3, A_4, A_5, A_6, A_{\min}) = \max(0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 0,86 ; 0 ; 12,80)$$

$$A_{\text{adopté}}=12,80\text{cm}^2$$

V.2.5. Calcul des armatures transversales

a) Diamètre des armatures transversales

$$\Phi_t \geq \Phi_l/3 \qquad \Phi_t \geq 16/3 \qquad \Phi_t = 8\text{mm}$$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_l \cdot f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul ;

h_l : hauteur totale de la section brute ;

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;

ρ_a : est un coefficient correcteur égale à 2,5 si l'élancement géométrique $\lambda_g \geq 5$ et à 3,5 dans le cas contraire.

S_t : Espacement des armatures transversales.

b) Calcul de l'espacement

D'après le R.P.A 2024 on a :

$$\text{-En zone nodale : } S_t \leq \min(10 \varnothing_l ; 15\text{cm}) = 15\text{cm} \quad \text{Soit } S_t = 10 \text{ cm.}$$

$$\text{-En zone courante : } S_t \leq 15 \varnothing_l = 24 \text{ cm} \quad \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm.}$$

c) Calcul de l'élancement géométrique λ_g

$$\lambda_g = L_f / b$$

Avec :

L_f : Longueur de flambement du poteau.

b : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0,7 L_0$$

$$\lambda_g = 0,7 \times \frac{L_0}{b} = \frac{0,7 \times 3,06}{0,40} = 5,36 \text{ m}$$

$$\lambda_g = 5,36 \geq 5 \Rightarrow \rho_0 = 2,5 \text{ (D'après le RPA.99 "Art 7.4.2.2").}$$

$$\text{donc : } A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} = \frac{15 \times 2,5 \times 77,27}{40 \times 235} = 0,31 \text{ cm}^2$$

d) Quantité d'armatures transversales minimales

$A_t / S_t \cdot b$: En % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 0,3 \% \rightarrow \lambda_g = 5,36 \geq 5$$

$$\begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,20 \text{ cm}^2. \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,80 \text{ cm}^2. \end{cases}$$

$$\text{Le choix : } \begin{cases} A_t = 8\phi_8 = 4,02 \text{ cm}^2/\text{ml}. \\ S_t = 15 \text{ cm}. \end{cases}$$

V.2.5.1.1 e) Vérification de la section minimale d'armatures transversales

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau_u; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq 0,4 \cdot S_t \cdot b / f_e ; \text{Ronds lisses} \Rightarrow f_e = 235 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq 0,4 \times 15 \times 40 / 235 = 1,02 \text{ cm}^2 \leq 4,02 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

V.2.5.1.2 f) Détermination de la zone nodale

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit et les extrémités des

$$\text{barres qui y concourent} \begin{cases} h' = \max\left(\frac{h}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{306}{6}; 40; 40; 60 \text{ cm}\right) = 60 \text{ cm} \\ L' = 2 \cdot h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm} \end{cases}$$

VI.5 Les vérifications

VI.5.1 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 est l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir de flambement.

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

Avec :

a: Coefficient fonction de l'élanement;

B_r : Section réduite du béton ;

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1+0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots \dots \dots \text{si } \lambda \leq 50 \\ 0,6 \times (\lambda/35)^2 \dots \dots \dots \text{si } \lambda \geq 50 \end{cases}$$

Exemple de calcul RDC

Longueur de flambement : $L_f = 0,7 \times l_0 \Rightarrow l_f = 2,14 \text{ m.}$

$$\text{Rayon de giration : } i = \sqrt{\frac{I}{A}} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \Rightarrow i = 0,12 \text{ m.}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{2,14}{0,12} \Rightarrow \lambda = 17,83 \Rightarrow \alpha = 0,81.$$

La section réduite : $B_r = 1444 \text{ cm}^2$

Donc :

$$N_u = 0,81 \times \left(\frac{0,1444 \times 25}{0,9 \times 1,5} + 14,20 \cdot 10^{-4} \times \frac{400}{1,15} \right) \cdot 10^3 = 21520.94 \text{ kN}$$

On a $N_{\max} = 1128.91 \text{ kN} < N_u = 21520.94 \text{ kN} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

Il n'y a pas risque de flambement.

Le même calcul s'applique pour tous les autres poteaux, et les résultats sont représenté dans le tableau V.4.

V.2.5.2. Tableau V.4 Vérification au flambement des poteaux pour différents étages

Etage	I	A	i	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (cm ²)	$N_u^{\max}$ (kN)	N_u (kN)	Obs
RDC	0.00213	0.16	0.12	18.55	0.805	13.26	1444	1128.91	21520.94	vérifiée
1ier	0.00125	0.1225	0.10	30.29	0.739	9.86	1089	905.97	19769.36	vérifiée
2 eme	0.00125	0.1225	0.10	30.29	0.739	9.86	1089	663.55	19769.36	vérifiée
3 eme	0.00125	0.1225	0.10	30.29	0.739	9.86	1089	412.45	19769.36	vérifiée
4 eme	0.00125	0.1225	0.10	30.29	0.739	9.86	1089	195.24	19769.36	vérifiée

La condition est vérifiée pour tous les niveaux donc il n'y a pas de risque de flambement.

V.2.5.2.1 Vérification de la contrainte de cisaillement

Le poteau le plus sollicité (40×40) cm^2 $T_{\max} = 57.9 \text{ kN}$

Contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{T}{(b \times d)} = \frac{57.9}{(40 \times 36)} = 0,04 \text{ MPa}$$

Contrainte tangente admissible : $\bar{\tau}_u = \min (0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$.

$\tau_u = 0,04 \leq \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$ Condition vérifiée. Pas de risque de cisaillement.

Les ferrailages à retenir sont le max entre les armatures minimales exigées par le RPA et celles calculées. Ainsi les armatures adoptées pour chaque niveau sont résumées dans le tableau V. 3.

V.2.5.3. Tableau V. 5 Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux

Niveau	Section	A (cm^2)	Amin RPA (cm^2)	A adopté (cm^2)	Choix des barres
RDC & étages	30x 40	3.67 9	12.80	13.26	6HA14+2 HA16

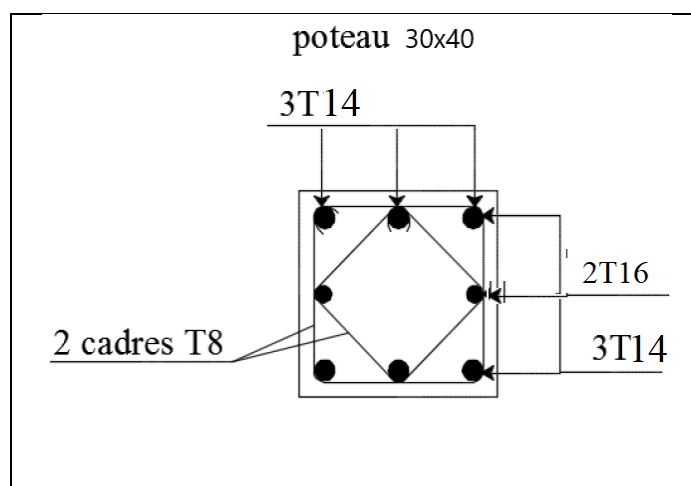


Figure V.1 Dessin de ferrailage des sections des poteaux

V.3. Calcul des poutres

V.3.1. Introduction

Les poutres sont calculées en flexion simple sous l'effet d'un moment de flexion M et un effort normal faible, en réalité négligeable N . en tenant compte des combinaisons suivantes :

Selon BAEL91 (Situation durable)	Selon RPA99 (Situation accidentelle)
ELU $1.35G + 1.5Q$ ELS $G + Q$	$G + Q + EX$ $G + Q + EY$ $0.8 G \pm EX$ $0.8 G \pm EY$

V.3.2. Recommandation de RPA :

a. Armatures longitudinales : (Art 7.5.2.1 RPA)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5 % en toute section :

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de 4 % en zone courante, et de 6 % en zone de recouvrement :

En zone de recouvrement :

La longueur de recouvrement est de 40ϕ en zone I.

On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

b. Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est données par : $A_t = 0,003 \cdot St \cdot b$

L'espacement maximal entre les armatures transversales est donne comme suit :

- $St = \min(h/4 ; 12\phi_l) \Rightarrow$ En zone nodale
- $St \leq h/2 \Rightarrow$ En dehors de la zone nodale

ϕ_l : Le plus petit diamètre utilise des armatures longitudinales, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

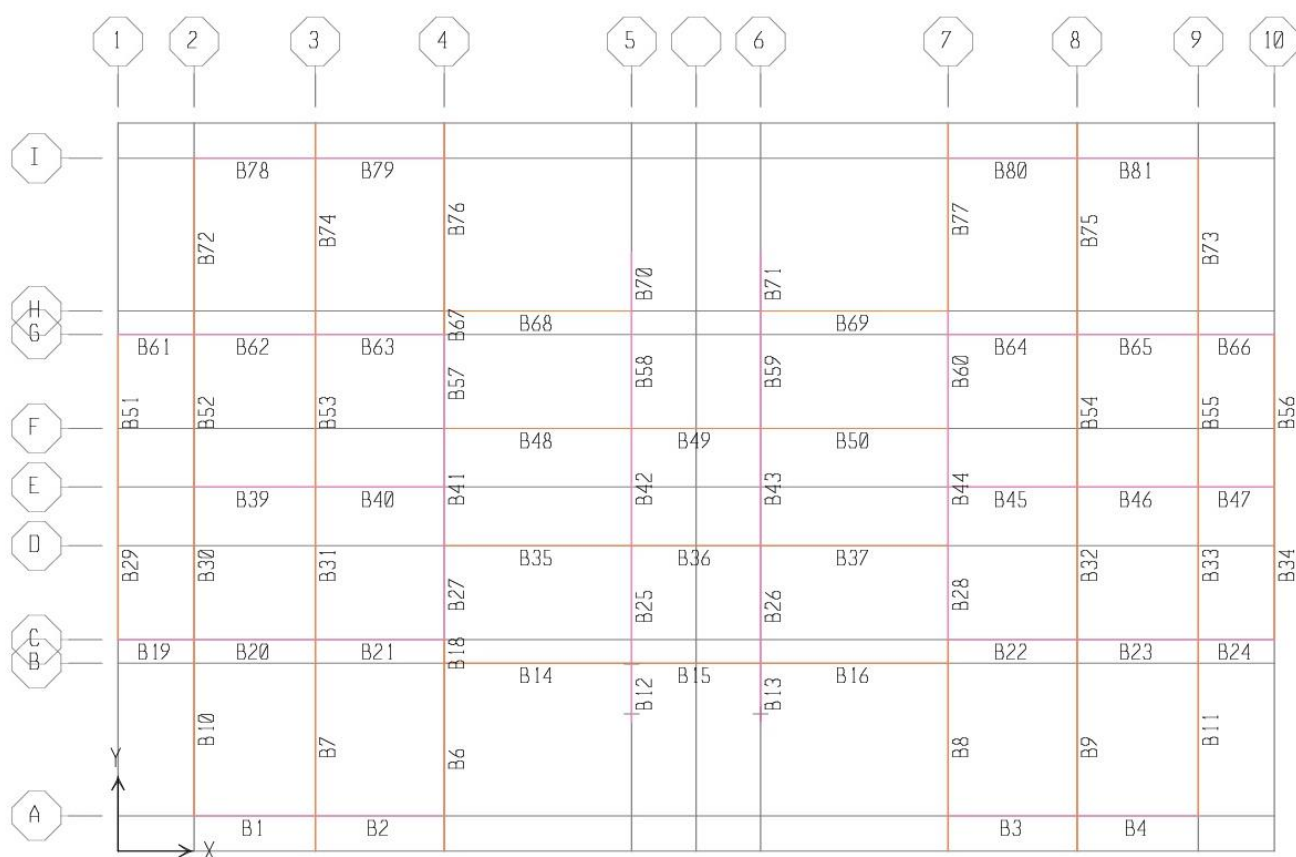


Fig. V.4 : Plan de repérage des poutres et des chainages

V.3.3. Exemple de calcul

En travée $(S_{p1}) \Rightarrow M_{tsp1} = 61,98 \text{ KN. m.}$ $(S_{p2}) \Rightarrow M_{tsp2} = 67,50 \text{ KN. m.}$

$$\frac{M_{t_{sp2}}}{M_{t_{sp1}}} = 1,08 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous (Sp1)}$$

Données :

Soit : $b = 30 \text{ cm}$; $h = 40 \text{ cm}$; $d = 0.9x_h = 365 \text{ cm}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$, $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$,
 Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; Fissuration peu préjudiciable.

Tableau V.6 Exemple de ferrailage des poutres en travée.

Moment ultime M_u	M_u	61,98 kN.m	$\mu=0,113 < \mu_l=0,392$ pas d'acier comprimé $A' = 0$
Moment réduit	$\mu = M_u / (b x d^2 x f_{bc})$	0,113	
État limite de compression du béton	$\mu_l = 0,392$		
Coefficient β	$\beta = 0,940$		

Section d'aciers A_s	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	5,26 cm ²
------------------------	--	----------------------

V.3.3.1.1 Sur appuis

V.3.3.1.2 $(S_{p1}) \Rightarrow M_{tsp1} = 61,27 \text{ KN.m.}$ $(S_{p2}) \Rightarrow M_{tsp2} = 66,21 \text{ KN.m.}$

$$\frac{M_{tsp2}}{M_{tsp1}} = 1,08 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (S_{p1})$$

Soit : $b = 30 \text{ cm}$; $h = 40 \text{ cm}$; $d = 0,9 \times h = 36 \text{ cm}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$, $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; Fissuration peu préjudiciable.

Tableau V.7 Exemple de ferraillage des poutres sur appuis

Moment ultime M _u	M _u	61,27 kN.m	μ=0,111<μ _l =0,392 pas d'acier comprimé A'= 0
Moment réduit	μ=M _u / (b×d ² ×f _{bc})	0,111	
État limite de compression du béton	μ _l =0,392		
Coefficient β	β =0,941		
Section d'aciers A _s	M _u /(σ _s × β × d)	5.20 cm ²	

Les résultats du ferraillage des différents niveaux sont résumés dans le tableau V.8.

Tableau V.8 Ferraillage des différents niveaux (poutres principales)

Niveau	Section	Moments (kN.m)		Moment de calcul	Acal (cm ²)	Amin (cm ²)	Aadopté (cm ²)
		Msp1	Msp2				
RDC-1er	Travée	61,98	67,50	61,98	5,26	6	3T14+2T12=6,88
	Appuis	61,27	66,21	61,27	5,20		3T14+3T12=8,01
2ème-5ème	Travée	68,57	84,32	84,32	7,35	6	3T14+3T12=8,01
	Appuis	67,77	82,45	82,45	7,17		3T14+3T12=8,01

V.3.4. Poutre secondaire (30x30) cm²

. Armatures minimales

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter on a :

$$A_{\min} = 0,5\%b.h_t = \frac{0,5 \times 30 \times 30}{100} = 4,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max 1} = 4\%b.h_t = \frac{4 \times 30 \times 30}{100} = 36 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max 2} = 6\%b.h_t = \frac{6 \times 30 \times 30}{100} = 54 \text{ cm}^2$$

Les résultats du ferraillage des différents niveaux sont résumés dans le tableau V.9.

Tableau V.9 Ferraillage des différents niveaux (poutres secondaires)

Niveau	Section	Moments (kN.m)		Moment de calcul	Acal (cm ²)	Amin (cm ²)	A adopté (cm ²)
		Msp1	Msp2				
RDCr	Travée	15,88	49,60	49,60	5,79	4,5	3T14+2T12=6,88
	Appuis	8,33	18,87	18,87	2,07		3T14+3T12=8,01
1er - 4ème	Travée	23,46	75,51	75,51	7,30	4,5	3T14+3T12=8,01
	Appuis	13,70	26,53	26,53	2,97		3T14+3T12=8,01

V.3.5. Calcul les armatures transversales

V.3.5.1.1 Diamètre des armatures transversales

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_l) ;$$

$$\Phi_t \leq \min (11,43 ; 30 ; 14) ;$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm.}$$

On adopte : $\Phi_t = 8 \text{ mm.}$

V.3.6. Calcul de L'espace

Selon le RPA 99 version 2003

$$\begin{cases} S_t \leq \min (0,9d; 40\text{cm}) \\ S_t \leq \min (36 ; 40\text{cm}) \end{cases} \leq 30\text{cm.}$$

Zone nodale:

$$\begin{cases} S_t \leq \min (12\Phi_l ; \frac{h}{4} ;) \\ S_t \leq \min (16,8 ; 10) \end{cases} \Rightarrow S_t = 10\text{cm.}$$

Zone courante:

$$S_t \leq h/2 = 20 \text{ cm}$$

V.3.7. Ancrage des armatures tendues

$$\tau_t = 0,6 \psi s^2 f_{t28} = 0,6(1,5)^2 2,1 = 2,84 \text{ MPa.}$$

La longueur de scellement droit $l_s = \Phi \cdot f_e / 4 \cdot \tau_s$

Avec: Φ : diamètre d'une barre.

$$l_s = 1,4 \times 400 / (4 \times 2,84) = 49,30 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur d'appui « selon les dimensions des poteaux », donc il faut courber les barres avec un rayon : $r = 5,5 \Phi = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm.}$

V.3.8. Calcul des crochets

Crochets courants angle de 90°

$$L_2 = d - (c + \phi / 2 + r) ; \quad \text{Profondeur utile } d = 36 \text{ cm.}$$

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$$

$$\phi_L = 1,2 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 25,20 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 3,87 \text{ cm.}$$

$$\phi_L = 1,4 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 25,10 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 3,92 \text{ cm.}$$

V.3.9. La longueur de recouvrement

D'après le R.P.A 99, la longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l = 56 \text{ cm.}$$

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow l = 48 \text{ cm.}$$

V.3.10. Les vérifications

V.3.10.1.1 Vérifications des contraintes (ELS)

a) Poutre principale (30x40) cm^2

$$\text{Condition de non fragilité : } A_{\min} = 0,23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{adopté}} > A_{\min}$ Condition vérifiée.

V.3.10.1.2 En travée

Il faut vérifier que : $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

Le moment maximum en travée $M_{tmax} = 68,57 \text{ KN.m}$

$$M_{ser} = 50,19 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,150 \text{ et } \gamma = \frac{68,57}{50,19} = 1,37$$

$$\alpha \leq \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100}; \alpha \leq 0,435 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sur appuis

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Le moment maximum sur appuis $M_{amax} = 67,77 \text{ KN.m}$

$$M_{ser} = 49,60 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,147 \text{ et } \gamma = \frac{67,77}{49,60} = 1,37$$

$$\alpha \leq \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100}; \alpha \leq 0,435 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

V.3.10.2. b) Poutres secondaire (30x30) cm²

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 0,98 \text{ cm}^2$$

$$A_{adopté} > A_{min} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

V.3.10.2.1 En travée

Il faut vérifier que :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Le moment maximum en travée $M_{tmax} = 23,46 \text{ KN.m}$

$$M_{ser} = 17,82 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,219 \text{ et } \gamma = \frac{23,46}{17,82} = 1,32$$

$$\alpha \leq \frac{1,32 - 1}{2} + \frac{25}{100} ; \alpha \leq 0,410 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sur appuis

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Le moment maximum sur appuis $M_{a \max} = 13,70 \text{ KN.m}$

$$M_{ser} = 9,96 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,079 \text{ et } \gamma = \frac{13,70}{9,96} = 1,38$$

$$\alpha \leq \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} ; \alpha \leq 0,440 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

V.3.11. Vérification de l'effort tranchant

V.3.11.1. a) Vérification de l'effort tranchant : (poutre principale)

L'effort tranchant maximal $T_{\max} = 64,91 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{64,91 \cdot 10^{-3}}{0,30 \times 0,36} = 0,60 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable: $\bar{\tau}_u = \min (0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa}$.

$$\tau_u = 0,60 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque du cisaillement.

V.3.11.2. b) Vérification de l'effort tranchant : (poutre secondaire)

L'effort tranchant maximal $T_{\max} = 15,68 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{15,68 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,27} = 0,20 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable: $\bar{\tau}_u = \min (0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa}$.

$\tau_u = 0,20 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

Pas de risque du cisaillement.

V.3.12. Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée BAEL91 (Art B.6.5).

$$\begin{cases} h/L \geq 1/16 \\ A_s/(b \times d) \leq 4,2/f_e \end{cases}$$

a) Poutres principales

- à l'ELS

$$A_s = 8,01 \text{ cm}^2$$

$$h/L \geq 1/16 \dots \dots \dots 0,074 \geq 0,063 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_s/(b \times d) \leq 4,2/f_e \dots \dots \dots 0,007 \leq 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

V.3.12.1. b) Poutres secondaires

- à l'ELS

$$A_s = 8,01 \text{ cm}^2$$

$$h/L \geq 1/16 \dots \dots \dots 0,091 \geq 0,063 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_s/(b \times d) \leq 4,2/f_e \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

	Axe A				
	N* Appuis	Long. Travee	N* Appuis	Long. Travee	N* Appuis
	2	4.5	3	4	4
Mu (kN.m)	- 48.33	29.73	-14	6.82	- 15.42
MII (kN.m)	46. 45	27.12	- 8.37	96.04	49. 45
Vu (kN)	68. 01		36. 46		26. 08
A- appuis (cm ²)	2.0 67		4.0 09		3.3 29
A- travee (cm ²)		2.067		2724	
Choix des barres supérieurs	3H 14	3H14	3H 14	3H14	3H 14

Choix des barres inférieures	3H 14	3H14	3H 14	3H14	3H 14
---------------------------------	----------	------	----------	------	----------

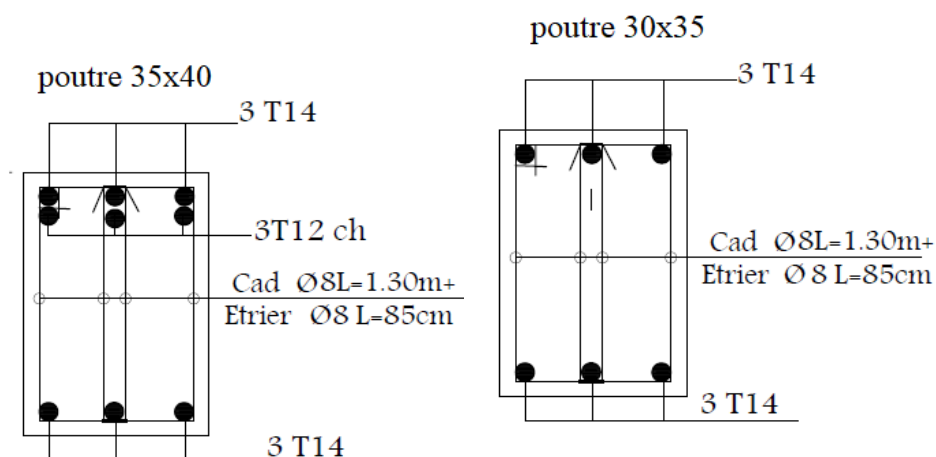


Figure V.5 Ferrailage des sections des poutres principales et secondaires

V.4. Etude des voiles

V.4.1. Introduction

Le voile en béton armé (aussi appelé mur de contreventement) est un élément structural vertical. Il est conçu pour assurer la stabilité globale du bâtiment en canalisant les charges verticales vers les fondations tout en absorbant les forces horizontales, comme le vent ou les séismes. Sa grande rigidité dans son plan pour s'opposer au basculement, tout en étant mince.

Le voile se calcule en flexion composée et effort tranchant pour le cas le plus défavorable des combinaisons suivantes :

Selon le règlement BAEL91 ELU $1.35G + 1.5Q$

ELS $G + Q$

Selon le RPA2024 (Situation accidentelle) $G + 0.2Q \pm Ex \pm 0.3Ey$

$G + 0.2Q \pm 0.3Ex \pm Ey$

Les murs en béton armé comportent trois types d'armature :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

V.4.2. Conditions de ferraillage des voiles

Armatures verticales

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, avec un pourcentage minimal égal à 0,2 % de la section du béton.

Le ferraillage sera disposé symétriquement dans le voile vu le changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile

Armatures horizontales

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures ; les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales est dans la section du voile 0,2 % et en zone courante 0,10 %.

Armatures transversales

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m^2 au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre $\leq$ à 12 ms. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

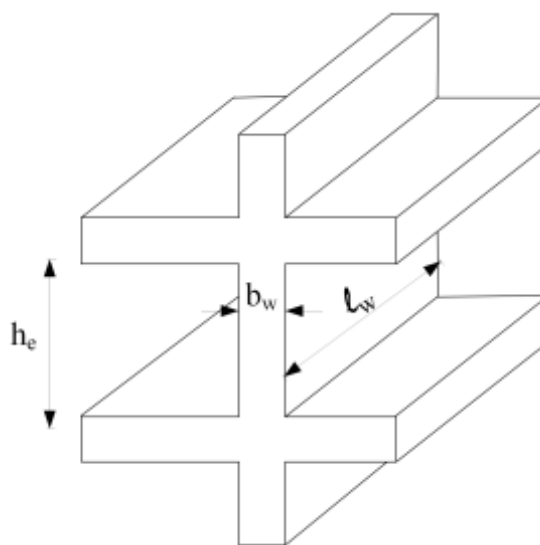


Fig. Coupe de voile en élévation

V.4.3. Plan de repérage des voiles

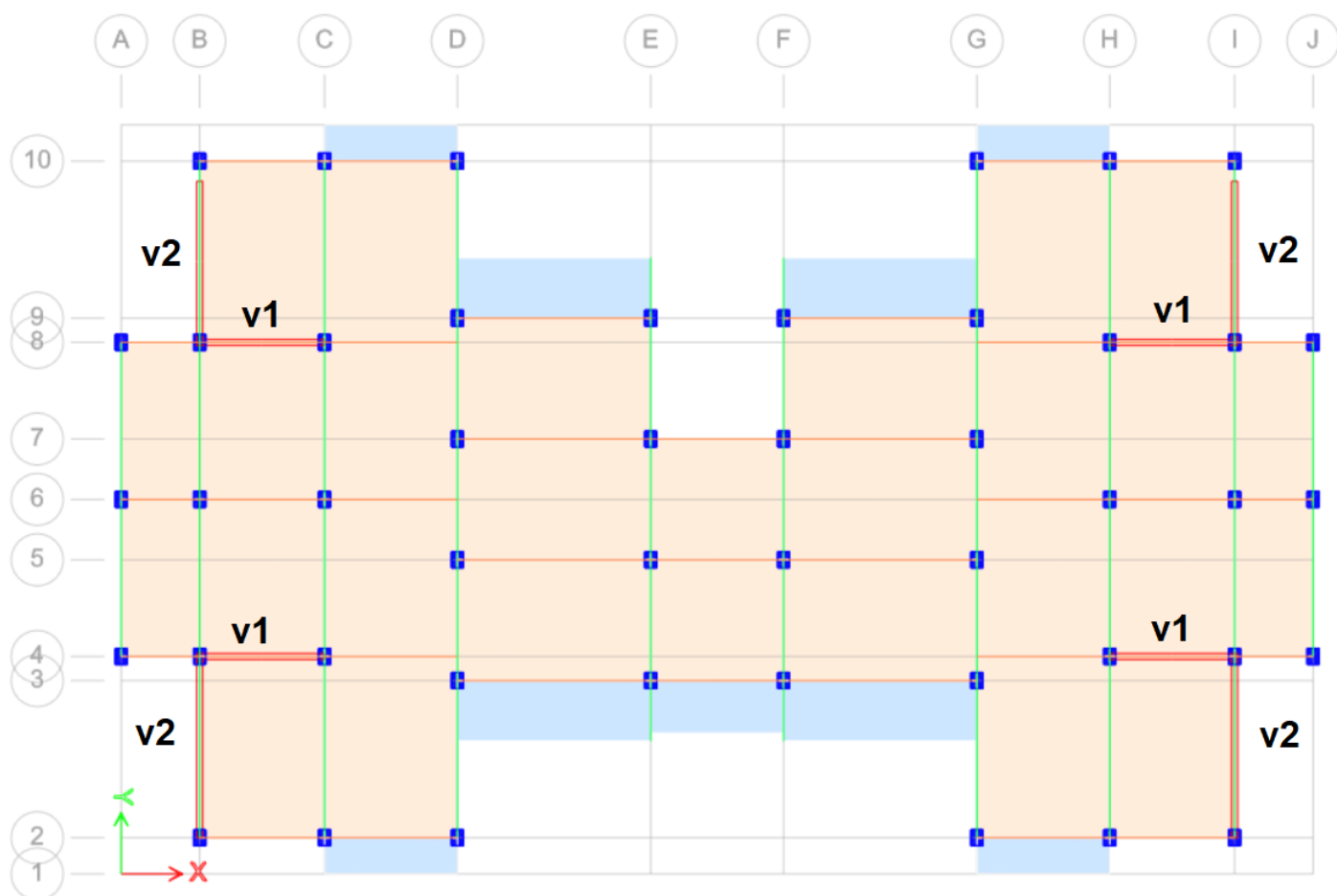


Fig. V,6 : Plan de repérage des voiles

V.4.4. Exemple de calcul

Nous allons détailler le calcul du voile Vx1 (bxh) $\rightarrow$ (15x195) cm²

V.4.5. Représentation des voiles

Dans notre structure les voiles ont été classifiées en deux (02) types présentés par la figure (VI.8), ces voiles sont ferraillés dans deux (02) zones :

Zone I : RDC à hcr.

Zone II : hcr à 4ème étage.

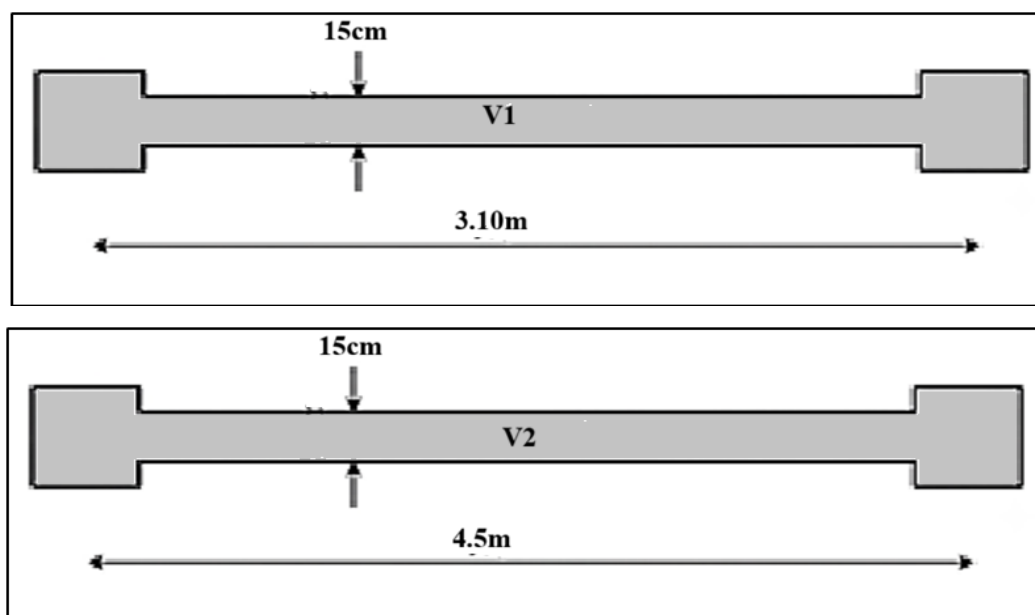


Figure VI. 1 : Les types des voiles dans notre structure

Type1 :L=3,10m						
R.D.C			R+4			Comp
M :KN.m	P : KN	T : KN	M :KN.m	P : KN	T : KN	
64.82	1107,17	25.94	262.93	208.18	151.27	ELU
33.68	810.97	18.68	191.57	153.24	110.07	ELS
1154.76	1264.56	310.86	281.64	164.10	172.06	COMP 1
908.79	1170.29	245.03	278.10	161.91	168.55	COMP 2
1154.76	1264.56	310.86	278.10	208.18	168.55	MAX
Type2 :L=4,50m						
R.D.C			R+4			Comp
M :KN.m	P : KN	T : KN	M :KN.m	P : KN	T : KN	
90.45	894.65	36.14	2619,60	204.65	79.32	ELU
68.39	654.25	26.14	5511,70	150.32	57.59	ELS
709.99	1028.99	260.67	114,60	168,40	144.52	COMP 1
707.90	1005.40	275.81	83,60	162.62	112.67	COMP 2
709.99	1028.99	275.81	5511,70	204.65	144.52	MAX

V.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. Vérifications spécifiques

V.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 VI. 1 : Vérifications de l'effort normal réduit pour les voiles

Type de voile	Type01 (lw=3.10 m)	Type02 (lw=4.50 m)
$N_d(\text{KN})$	1264.56	1028.99
$B_c(\text{cm}^2)$	4650	6750

$f_{c28}(\text{MPa})$	25	25
v_d	0,011	0,0061
Condition	Condition vérifiée	Condition vérifiée

V.7. Ferraillages des voiles et des trumeaux

V.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 :

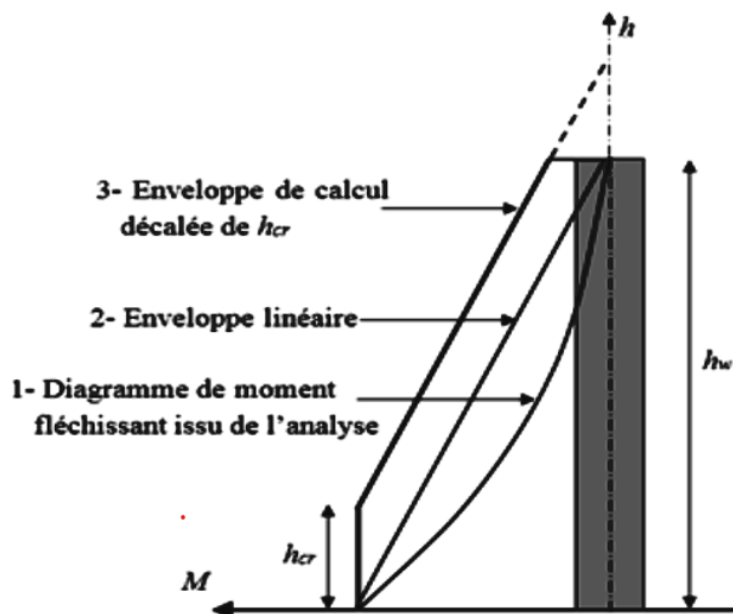


Figure VI. 2 : Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant-

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).

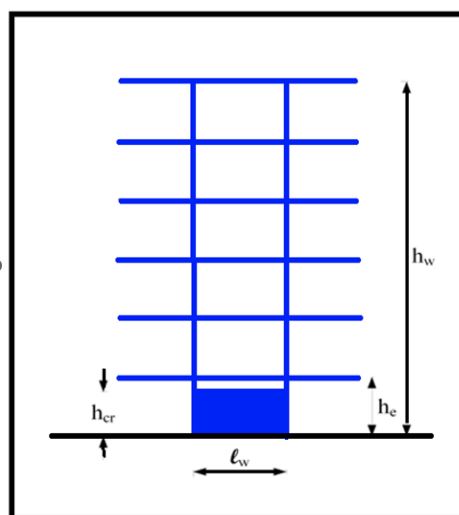


Figure VI. 3 : Zone critique à la base de voile-RPA 2024

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.

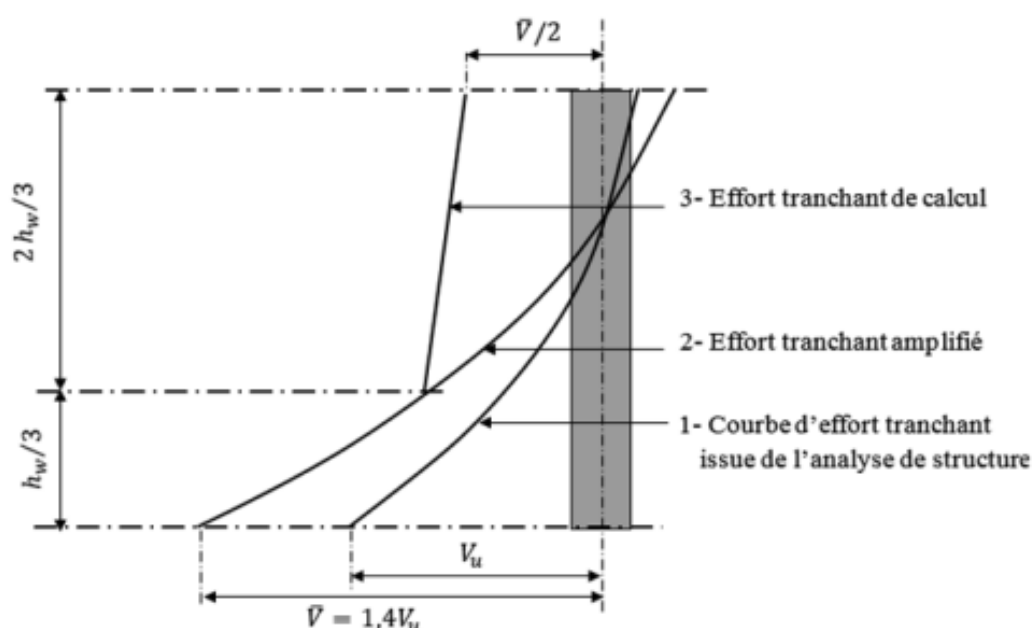


Figure VI. 4 : Enveloppe de calcul des efforts tranchants : les voiles élancés et contreventement mixte

V.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:

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

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2l_w \\ h_e : \text{pour } n \leq 6 \text{ niveaux} \\ 2h_e : \text{pour } n > 6 \text{ niveaux} \end{cases} \quad ; \text{Où :}$$

- 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 (Lw=3,1m)**

$$h_w = 15,30 \text{ m}; l_w = 3,1 \text{ m} \rightarrow \frac{h_w}{l_w} = \frac{15,30}{3,10} = 4,93 > 2 \rightarrow \text{Voile élancé}$$

$$h_e = 2,71 \text{ m}$$

$$h_{cr} = \max\left(l_w; \frac{h_w}{6}\right) = (3,1; 2,55) \rightarrow h_{cr} = 3,1 \text{ m}$$

Et :

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2l_w : 2 \times 3,10 = 6,2 \text{ m} \\ h_e = 2,71 \text{ m} \end{cases} \text{ pour } n \leq 6 \text{ niveaux}$$

Donc : $h_{cr} = 2,71 \text{ m}$

➤ **Voile type 02 (Lw=4,50 m)**

$$h_w = 15,30 \text{ m}; l_w = 4,50 \text{ m} \rightarrow \frac{h_w}{l_w} = \frac{15,30}{4,50} = 3,4 > 2 \rightarrow \text{Voile élancé}$$

Évaluation de la hauteur (h_{cr}) de la zone critique du voile:

$$h_e = 2,71 \text{ m}$$

$$h_{cr} = \max\left(l_w; \frac{h_w}{6}\right) = (4,50; 2,55) \rightarrow h_{cr} = 4,50 \text{ m}$$

Et :

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2l_w : 2 \times 4,50 = 9 \text{ m} \\ h_e = 2,71 \text{ m} \end{cases} \text{ pour } n \leq 6 \text{ niveaux}$$

Donc : $h_{cr} = 2,71 \text{ m}$

V.7.3. Évaluation des diagrammes des moments de calcul (ferraillage)

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 :

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 :

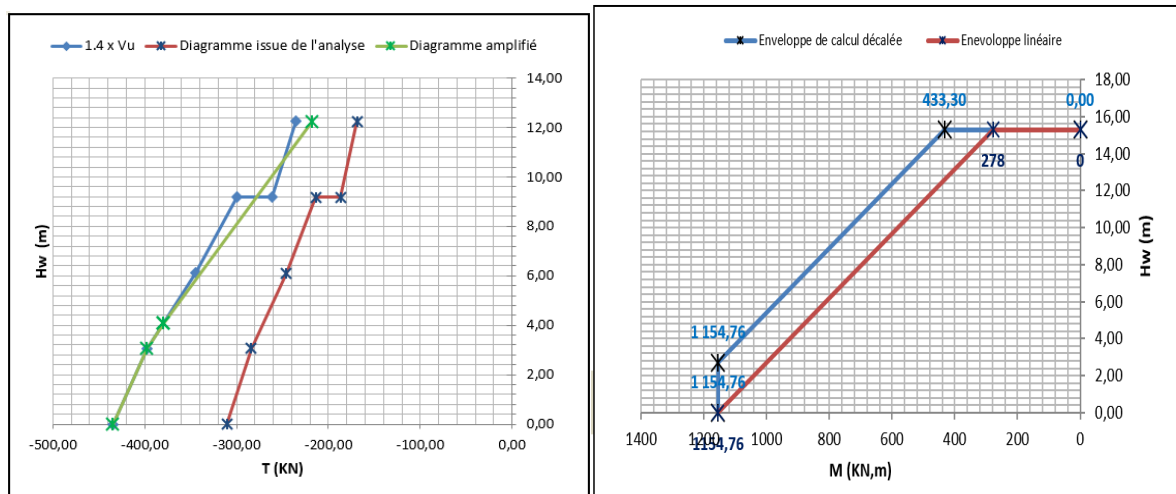


Figure VI. 5 : Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant et l'effort tranchant pour Type

01

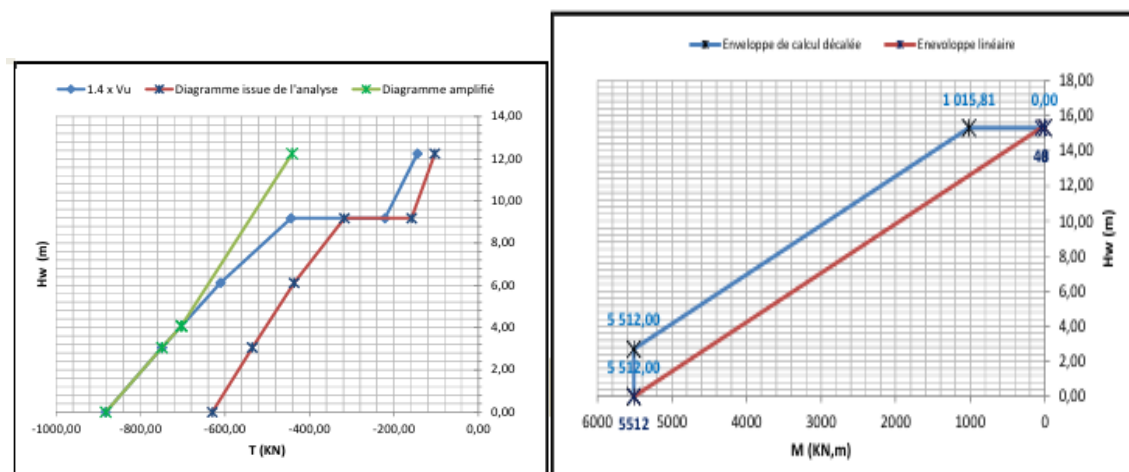


Figure VI. 6 : Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant et l'effort tranchant pour Type

02

V.8. Calcul de la section des armatures longitudinales

➤ Le calcul pour voile V1 ($l_w = 3,10\text{m}$) :

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement RPA2024 :

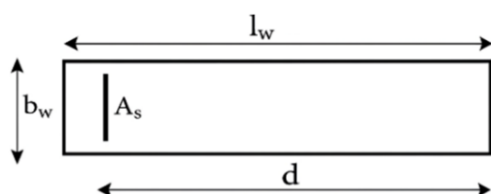


Figure V. 2 : Section de voile à ferrailer

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 appliqué.

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) :**

$$\begin{cases} e = 0,15 \text{ m} \\ B = 3,10 \times 0,15 = 0,465 \text{ m}^2 \\ y = \frac{L}{2} = 1,55 \text{ m} \end{cases}$$

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 : $B_r = L \times (e - 0,02) = 3,10 \times (0,15 - 0,02) = 0,403 \text{ m}^2$
- Longueur de flambement : $L_f = 0,85h = 0,85 \times (3,06 - 0,4) = 2,26 \text{ m}$
- Moment d'inertie : $I = \frac{L \times e^3}{12} = \frac{3,10 \times 0,15^3}{12} = 0,87 \times 10^{-3} \text{ m}^4$
- Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{0,87 \times 10^{-3}}{0,465}} = 0,056 \text{ m}$
- L'élancement : $\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{2,26}{0,056} = 40,35 \Rightarrow \lambda = 40,35 \leq 50$
- Coefficient α : $\alpha = \frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30} \right)^2} = \frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{40,35}{30} \right)^2} = 0,477$
- Section d'acier minimale A_s : $A_{s \min} = 0,15\% B = 0,15\% \times 0,465 = 6,98 \text{ cm}^2$
- $N_u \leq \overline{N_u} = 0,477 \left(\frac{0,403 \times 25}{0,9 \times 1,2} + \frac{6,98 \times 10^{-4} \times 400}{1} \right) \Rightarrow N_u \leq \overline{N_u} = 4,58 \text{ MN}$
- L'effort normal revenant de l'Etabs : $N_u = 1264,56 \text{ kN}$

$\Rightarrow$ Donc : $N_u = 1,26 \text{ MN} \leq \overline{N_u} = 4,58 \text{ MN}$ Condition vérifiée.

➤ **Calcul des contraintes :**

$$\begin{cases} N = 1264,56 \text{ kN} \\ M = 1154,76 \text{ kN.m} \\ I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0,15 \times 3,1^3}{12} = 0,3724 \text{ m}^4 \end{cases}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} y = \frac{1264,56 \times 10^{-3}}{0,465} + \frac{1154,76 \times 10^{-3}}{0,3724} \times 1,55 = 7,53 \text{ MPA}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} y = \frac{1264,56 \times 10^{-3}}{0,465} - \frac{1154,76 \times 10^{-3}}{0,3724} \times 1,55 = -2,09 \text{ MPA}$$

$\sigma_1 > 0$ et $\sigma_2 < 0 \Rightarrow$ Section est partiellement comprimée (S.P.C)

➤ **Longueur de la zone comprimée :**

$$L_c = L \times \frac{|\sigma_1|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 3,1 \times \frac{7,53}{7,53 + 2,09} = 2,43 \text{ m}$$

➤ **Longueur de la zone tendue :**

$$L_t = L - L_c = 3,1 - 2,43 = 0,67 \text{ m}$$

➤ **Largeur de la bande verticale :**

$$d \leq \min\left(\frac{h}{2}; \frac{2}{3}L_c\right) = \min\left(\frac{2,71}{2}; \frac{2}{3} \times 2,43\right) = \min(1,355; 1,62) = 1,36 \text{ m}$$

$d_1 = 1,36 \text{ m}$ $d_1 = 1,36 \text{ m}; d_2 = L_t - 1,36 = 0,33 \text{ m}$, Donc le diagramme est comme suit :

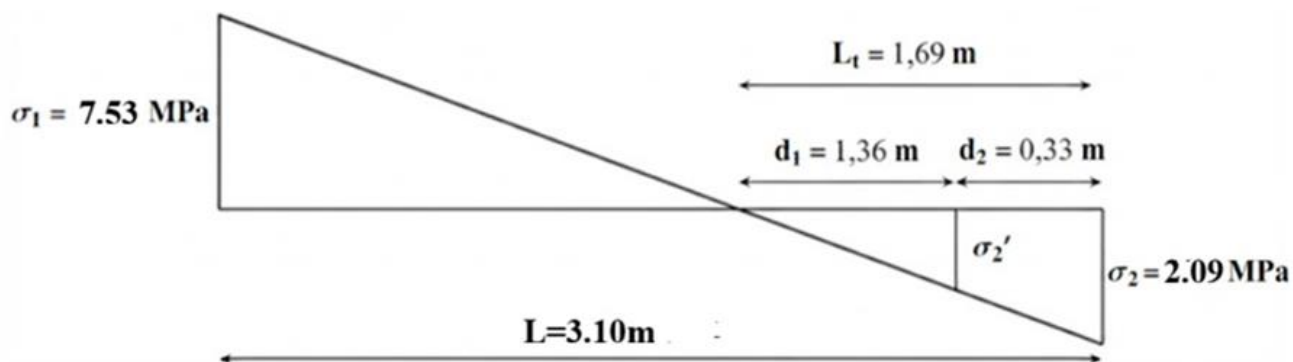


Figure VI. 7 : Diagramme des contraintes Pour voile type 01

➤ **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 :**

$$\sigma_{\text{moy1}} = \frac{\sigma_2 + \sigma'_2}{2} = \frac{13,7 + 2,68}{2} = 8,19 \text{ MPa} \quad \sigma_{\text{moy2}} = \frac{\sigma'_2 + 0}{2} = \frac{2,68}{2} = 1,34 \text{ MPa}$$

➤ **Efforts de traction moyens :**

$$N_{t1} = \sigma_{\text{moy1}} \times e \times d_2 = 8,19 \times 0,15 \times 0,33 = 0,54 \text{ MN}$$

$$N_{t2} = \sigma_{\text{moy2}} \times e \times d_1 = 1,34 \times 0,15 \times 1,36 = 0,36 \text{ MN}$$

➤ **Section d'acier :**

$$A_s = \frac{N_{t1}}{f_{st}} = \frac{0,54}{400} = 1,35 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 13,5 \text{ cm}^2 \quad A'_s = \frac{N_{t2}}{f_{st}} = \frac{0,36}{400} = 9 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 9 \text{ cm}^2$$

➤ **Section totale :** $A_s = A_s + A'_s = 22,5 \text{ cm}^2$

➤ **Condition de non-fragilité :** $A_s \geq A_{s-\min}$:

$$A_{s-\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_c} = \frac{0,23 \times 15 \times 310 \times 2,1}{400} = 5,61 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 22,5 \text{ cm}^2 \geq A_{s-\min} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier}$$

V.8.1. Ferrailage des éléments des rives

D'après le RPA24 (article 7.7.4) les voiles sont calculés 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 $\varepsilon_{cu} = 0,35 \%$:

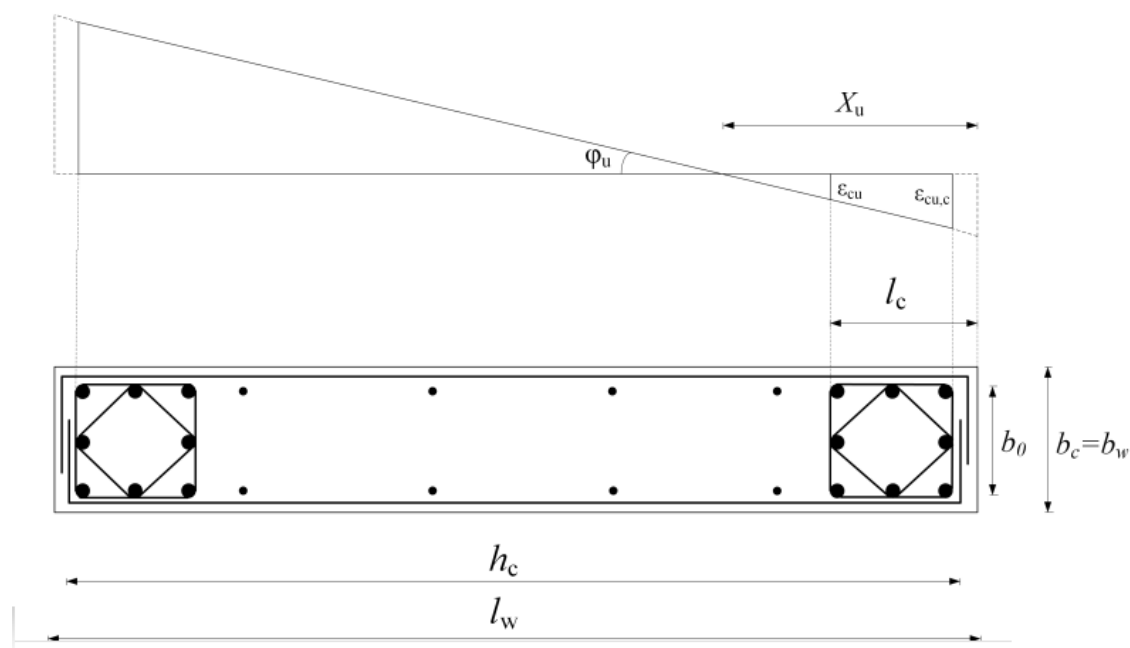


Figure VI. 8 : Éléments de rive pour les voiles-

V.8.2. 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 $\max(2b_w ; 0,2l_w)$ 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 $h_e/10$

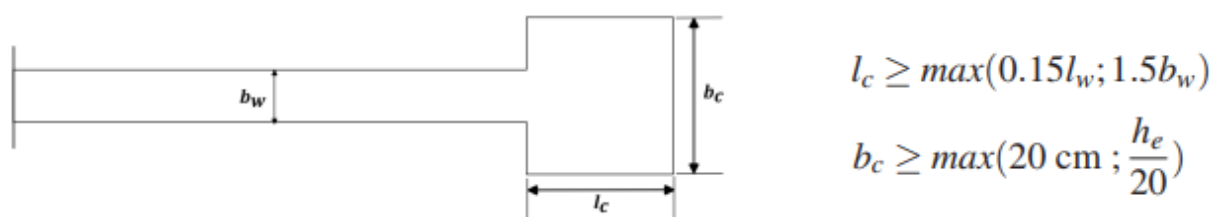


Figure VI. 9 : Epaisseur minimale des éléments confinés de rive

➤ **Voile V1 ($L_w=3,1 \text{ m}$)**

$$b_c = b_w = 0,15 \text{ m} ; l_w = 3,1 \text{ m}$$

$$l_c \geq \max(0,15l_w; 1,5 b_w) = \max(0,15 \times 3,1 ; 1,5 \times 0,15)$$

$$l_c \geq \max(0,465 ; 0,225)$$

$$l_c \geq 0,465 \text{ m} \text{ On opte pour } l_c = 50 \text{ cm}$$

$$h_e = 2,71 \text{ m}$$

$$\text{Si } l_c = 57 \text{ cm} < \max(2b_w ; 0,2 l_w)$$

$$l_c = 50 \text{ cm} < \max(2 \times 0,15 ; 0,2 \times 3,1)$$

$$l_c = 50 \text{ cm} < \max(0,3 ; 0,62)$$

$$\text{Alors } h_e > \frac{h_e}{15} = \frac{2,71}{15} = 0,18 \text{ m}$$

On a :

$$b_c = 0,20 \text{ m} > 0,18 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier}$$

➤ **Voile type 02 ($L_w=4,5\text{m}$)**

$$b_c = b_w = 0,15 \text{ m} ; l_w = 4,5 \text{ m}$$

$$l_c \geq \max(0.15l_w; 1.5 b_w) = \max(0.15 \times 4.5; 1.5 \times 0.15)$$

$$l_c \geq \max(0.15 \times 4.5; 1.5 \times 0.15)$$

$$l_c \geq \max(0.675; 0.225)$$

$$l_c \geq 67 \text{ cm} \text{ On opte pour } l_c = 70 \text{ cm}$$

$$h_e = 2,71 \text{ m}$$

$$\text{Si } l_c = 70 \text{ cm} < \max(2b_w; 0.2 l_w)$$

$$l_c = 70 \text{ cm} < \max(2 \times 0.15; 0.2 \times 4.5)$$

$$l_c = 70 \text{ cm} < \max(0.3; 0.90)$$

$$\text{Alors } h_e > \frac{h_e}{15} \frac{2,71}{15} = 0.18 \text{ m}$$

On a :

$$b_c = 0.20 \text{ m} > 0.18 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier}$$

V.8.3. 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=3,1m)

$$A_{\min} = 0.5\% \times l_{cn} \times b_w = 0.5\% \times 60 \times 15 = 4,5 \text{ cm}^2$$

$$\bar{V} = 1,4 V = 1,4 \times 310.86 = 435.204 \text{ KN}$$

$$A_{vj} = 1,1 \left(\frac{435.204 \times 10^{-3}}{400} \right) = 1.20 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 12. \text{ cm}^2$$

$$A_{v \text{ rive}} = 8T14 = 12.30 \text{ cm}^2$$

➤ **Voile type 02 (Lw=4.5m)**

$$A_{min} = 0.5\% \times l_{cn} \times b_w = 0.5\% \times 70 \times 15 = 5,25 \text{ cm}^2$$

$$\bar{V} = 1,4 V = 1,4 \times 275.81 = 386.134 \text{ KN}$$

$$A_{vj} = 1,1 \left(\frac{386.134 \times 10^{-3}}{400} \right) = 1.06 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 10.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{v \text{ rive}} = 8T14 = 12.30 \text{ cm}^2$$

Tableau VI. 2 : 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	5.61	12	8T14	12.30
V2	13.5	5.61	10.6	8T14	12.30

V.8.4. 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=3.1 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=4.5m)**

$$S_t \leq \min \left(\frac{b_0}{3}; 12.5 \text{ cm}; 6\varphi_l \right) \Rightarrow \min \left(\frac{15}{3} = 11.66; 12.5 \text{ cm}; 6 \times 2 \right) \leq 8.4 \text{ cm}$$

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 :

$$A_t \geq 0.09 S_t \times b_0 \times \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$A_t \geq 0.3 S_t \times b_0 \times \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \times \frac{f_{c28}}{f_e}$$

Où :

- **b_0** : 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, si le contreventement par voiles est orthogonal, le dimensionnement des voiles et trumeaux se fait uniquement selon leur plan moyen (selon les règles du béton armé en vigueur). De plus, des éléments de rive doivent être prolongés sur un niveau supplémentaire, avec au moins la moitié des armatures de confinement de la zone critique.

➤ **Voile V1 ($L_w = 3,10 \text{ m}$)**

$$A_t \geq 0.09 S_t \times b_0 \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.09 \times 5 \times 15 \times \frac{25}{400} = 0,42 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_g = (l_c + 2 \times d_{1,2}) \times b_c = (50 + 2 \times 2,5) \times 15 = 825 \text{ cm}^2 \\ A_c = l_c \times b_0 = 50 \times 15 = 750 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_t \geq 0.3 S_t \times b_0 \times \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.3 \times 5 \times 15 \times \left(\frac{825}{750} - 1 \right) \times \frac{25}{400} = 0,14 \text{ cm}^2$$

On adopte 3T8 $A_t = 1.51 \text{ cm}^2$ (3 cadres).

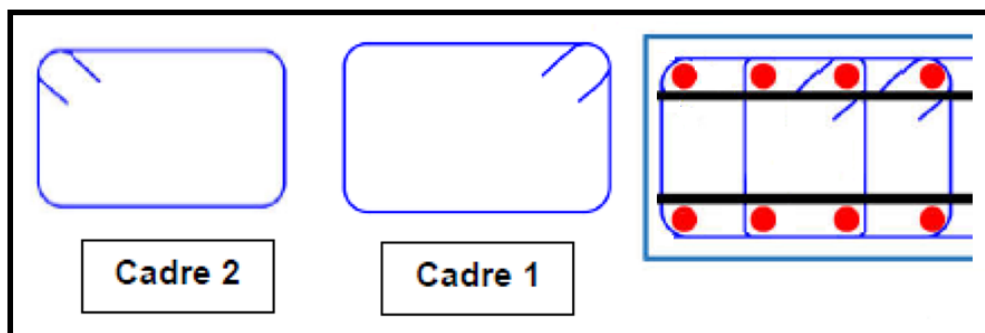


Figure VI. 10 : Schéma de ferrailage l'élément de rive pour voile V1

➤ **Voile type 02 ($L_w = 4.5 \text{ m}$)**

$$A_t A_t \geq 0.09 S_t \times b_0 \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.09 \times 5 \times 15 \times \frac{25}{400} = 0,42 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_g = (l_c + 2 \times d_{1,2}) \times b_c = (70 + 2 \times 2,5) \times 15 = 1125 \text{ cm}^2 \\ A_c = l_c \times b_0 = 70 \times 15 = 1050 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_t \geq 0.3 S_t \times b_0 \times \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.3 \times 5 \times 15 \times \left(\frac{1125}{1050} - 1 \right) \times \frac{25}{400} = 0,10 \text{ cm}^2$$

On adopte 3T8 $A_t = 1.51 \text{ cm}^2$ (2 cadres + 1 epingle).

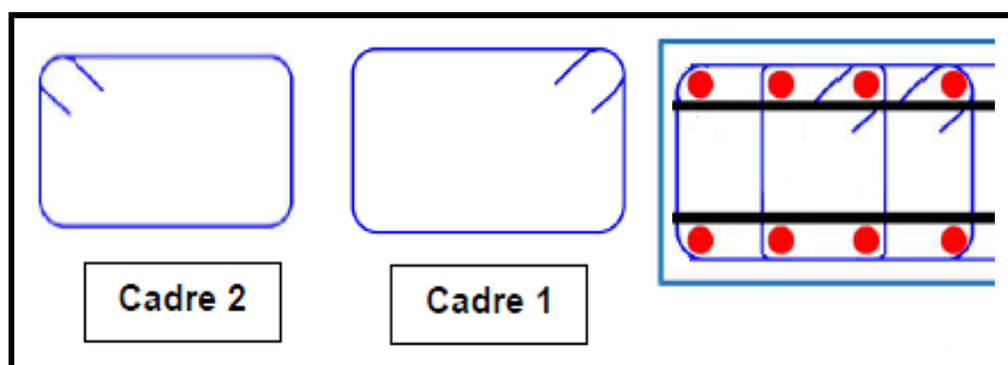


Figure VI. 11 : Schéma de ferrailage l'élément de rive pour voile V2

V.9. Ferrailage 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 ($L_w = 3,10 \text{ m}$)**

$$8 \text{ mm} \leq \phi_{\max} \leq 25 \text{ mm} \Rightarrow \phi_{\max} = 14 \text{ mm}$$

- **Espacement maximal :**

$$S_{t_{\max}} \leq \min (250 \text{ mm} ; 25 \phi_{1 \min})$$

$$\Rightarrow S_{t_{\max}} \leq \min (25 \text{ cm} ; 25 \times 1,4 \text{ cm}) \Rightarrow S_{t_{\max}} \leq \min (25 \text{ cm} ; 35 \text{ cm})$$

On choisit : $S_t = 25 \text{ cm}$

Pour Lâme = 250 cm, et espacement = 25 cm on adopte : $2 \times (4\text{HA}14)$ ou $A_s = 12,3 \text{ cm}^2$

➤ Voile type 02 ($L_w = 4,5 \text{ m}$)

$$8 \text{ mm} \leq \phi_{\max} \leq 25 \text{ mm} \Rightarrow \phi_{\max} = 14 \text{ mm}$$

- **Espacement maximal :**

$$S_{t_{\max}} \leq \min (250 \text{ mm} ; 25 \phi_{1 \min})$$

$$\Rightarrow S_{t_{\max}} \leq \min (25 \text{ cm} ; 25 \times 1,4 \text{ cm}) \Rightarrow S_{t_{\max}} \leq \min (25 \text{ cm} ; 35 \text{ cm})$$

On choisit : $S_t = 25 \text{ cm}$

Pour Lâme = 250 cm, et espacement = 25 cm on adopte : $2 \times (4\text{HA}14)$ ou $A_s = 12,3 \text{ cm}^2$

V.9.1. 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 ferraillage 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 ($L_w=3,10\text{m}$)

$$\frac{A_h}{S} \geq \frac{\bar{V}}{Z \times f_e} \Rightarrow A_h \geq \frac{5 \times 1,4 \times 310.86 \times 10^3}{315 \times 400} = 17.27 \text{ mm}^2 = 0.1727 \text{ cm}^2$$

On adopte 2T12 $A_h=2,26 \text{ cm}^2$

➤ **Voile type 02 (Lw=4.5m)**

$$\frac{A_h}{S} \geq \frac{\bar{V}}{Z \times f_e} \Rightarrow A_h \geq \frac{5 \times 1,4 \times 275.81 \times 10^3}{315 \times 400} = 15 \text{ mm}^2 = 0,15 \text{ cm}^2$$

On adopte 2T12 $A_h=2,26 \text{ cm}^2$

V.10. Vérification des contraintes limites de cisaillement

En addition aux spécifications du (Art 7.3 RPA 2024), la contrainte de cisaillements dans le béton et limitée selon équations suivantes :

$$\tau_b \leq 0,2 f_{c28}$$

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=3,10m)**

$$\tau_b = \frac{\bar{v}}{b_w \times d} = \frac{310.86 \times 10^{-3}}{0,15 \times 3,42} = 1,65 \text{ Mpa}$$

$\tau_b = 1,65 \text{ MPa} \leq 5 \text{ MPa}$ Condition vérifier.

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

➤ **Voile type 02 (Lw=4.5m)**

$$\tau_b = \frac{\bar{v}}{b_w \times d} = \frac{275.81 \times 10^{-3}}{0,1 \times 3,42} = 1,28 \text{ Mpa}$$

$\tau_b = 1,71 \text{ MPa} \leq 5 \text{ MPa}$ Condition vérifier.

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

V.11. Vérification des conditions de ductilité locale

V.11.1. 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 ($l_w = 3,10\text{m}$) :**

$$b_c = 20 \text{ cm} ; b_0 = 15 \text{ cm} ; l_w = 3,10 \text{ m}$$

$$N_d = 1264.56 \text{ KN}$$

$$v_d = \frac{N}{b_w \times l_w \times f_{c28}} \leq 0,4$$

$$\Rightarrow v_d = \frac{1264.56 \times 10^{-3}}{0,15 \times 3,10 \times 25} = 0,11 \leq 0,4$$

$$\omega_v = \frac{A_{sv}}{(l_w - 2l_c) \times b_w} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

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.

$$\Rightarrow \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{f_e}{f_{c28}} \times \frac{\gamma_b}{\gamma_s} = \frac{400}{25} \times \frac{1,2}{1} = 19,2$$

$$\Rightarrow \omega_v = \frac{12,3}{(310 - 2 \times 50) \times 15} \times 19,2 = 0,11$$

V.11.2. 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.11.3. 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 :

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volume des armatures de confinement}}{\text{volume du béton}} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

$$\omega_{wd} = \frac{V_{st}}{V_{nc}} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

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 totale des armatures transversales (cadre + étrier + épingle).

N_{br} : nombre des cadres sur la longueur critique (h_{cr}).

En utilisant le schéma du ferraillage des éléments de rive voir la figure (VI.18) :

$$L = L_1(\text{cader 1}) + L_2(\text{cader 2}) + L_3(\text{cader 3})$$

$$\Rightarrow L = 2 \times (b_0 \times 2 + \frac{l_c}{2} \times 2 + 5 + 5) + (b_0 \times 2 + \frac{l_c}{3} \times 2 + 5 + 5)$$

$$\Rightarrow L = 2 \times (15 \times 2 + \frac{60}{2} \times 2 + 5 + 5) + (15 \times 2 + \frac{50}{3} \times 2 + 5 + 5)$$

$$\Rightarrow L = 280 \text{ cm}$$

$$N_{br} = \frac{l_{cr} - 10\text{cm}}{s_t}$$

$$\Rightarrow N_{br} = \frac{h_{cr} - 10\text{cm}}{s_t} = \frac{271 - 10\text{cm}}{5} = 52 \text{ cadre.}$$

$$V_{st} = L \times \phi_l \times N_{br}$$

$$\Rightarrow V_{st} = 280 \times 0,8 \times 52 = 7318.65 \text{ cm}^3$$

$$\Rightarrow \omega_{wd} = \frac{7318.65}{243900} \times 19,2 = 0,5761.$$

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.11.4.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.

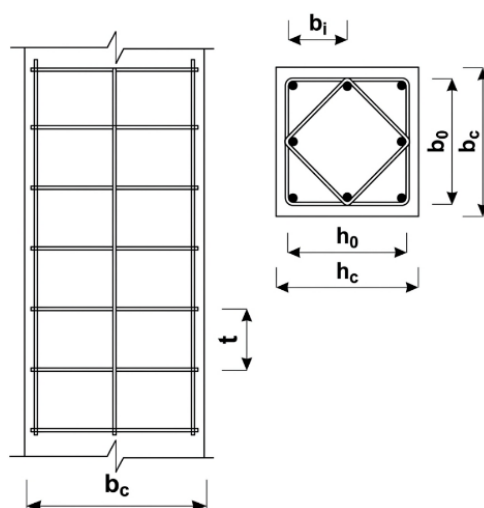


Figure VI. 12 : (a) Détails d'armatures longitudinales (cf. Figure (7.2a) -RPA 2024)

$$n = 8 \text{ bars} ; b_i = 10 \text{ cm} ; b_0 = 15 \text{ cm} ; t = 8 \text{ cm} ; l_c = 50 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \alpha_n = 1 - \sum_n \left(\frac{b_i^2}{6b_0 \times h_0} \right) = 1 - 12 \times \left(\frac{10^2}{6 \times 15 \times 60} \right) = 0,78 \\ \alpha_s = \left(1 - \frac{t}{2b_0} \right) \left(1 - \frac{t}{2h_0} \right) = \left(1 - \frac{5}{2 \times 15} \right) \left(1 - \frac{5}{2 \times 60} \right) = 0,80 \end{cases}$$

$$\alpha = (\alpha_n \cdot \alpha_s) = 0,78 \times 0,80 = 0,62$$

Donc :

$$\varepsilon_{cu.c} = 0,0035 + 0,1\alpha\omega_{wd} = 0,0035 + 0,1 \times 0,62 \times 0,5761 = 0,04$$

$$x_u = (v_d + w_v) \times \frac{l_w \times b_c}{b_0} = (0,07 + 0,11) \times \frac{310 \times 15}{10} = 91,20 \text{ cm}$$

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 $\max(0,15 l_w ; 1,5 b_w)$

$$\max(0,15 l_w ; 1,5 b_w) = \max(0,15 \times 310 ; 1,5 \times 15) = \max(46,5 ; 22,5) = 46,5 \text{ cm}$$

$$l_{c.calcul} = 83,07 > 46,5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **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 ($\frac{M_{ED}}{M_{RD}}$).

$$\mu_{\varphi} \begin{cases} 2 \times \left(\frac{R}{\varphi_f} \times \frac{M_{ED}}{M_{RD}}\right) - 1 & \text{Si } T_0 \geq T_2 \\ 1 + 2 \left[\left(\frac{R}{\varphi_f} \times \frac{M_{ED}}{M_{RD}}\right) - 1\right] \cdot \frac{T_2}{T_0} & \text{Si } T_0 < T_2 \end{cases}$$

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.

$$T_0 = 0,33 \text{ s} < T_2 = 0,3 \text{ s}$$

$$\text{Alors : } \mu_{\varphi} = 1 + 2 \left[\left(\frac{R}{\varphi_f} \times \frac{M_{ED}}{M_{RD}}\right) - 1\right] \cdot \frac{T_2}{T_0}$$

$$R = 4,5 ; Q_F = 1,25 \quad M_{ED} = 7434,5 \text{ KN.m} \quad M_{RD} = 6847,28 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{\varphi} = 1 + 2 \left[\left(\frac{R}{\varphi_f} \times \frac{M_{ED}}{M_{RD}} \right) - 1 \right] \cdot \frac{T_2}{T_0} = 1 + 2 \times \left[\left(\frac{4,5}{1,25} \times \frac{7434,5}{6847,28} \right) - 1 \right] \cdot \frac{0,4}{0,39} = 6,97$$

$$\varepsilon_{syd} = \frac{f_e}{E_s} = \frac{400}{2000000} = 0,002$$

$$30\mu_{\varphi} \cdot (v_d + w_v) \cdot \varepsilon_{syd} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

$$\Rightarrow 30 \times 6,97(0,07 + 0,11) \times 0,002 \times \frac{0,2}{0,15} - 0,035 = 0,06$$

$$\alpha\omega_{wd} = 0,62 \times 0,5761 = 0,357 > 0,06 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

V.12. Ferraillage de la zone supérieur

Tableau VI. 3 : 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	1264.56	1154.76	-310.86	-13,7	17,19	1,69	2308,5
Supérieure	161.91	278.10	-168.55	-10,99	13,06	1,74	1907,86

Tableau VI. 4 : 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	8HA14	12.3
Supérieure	13.5	9,15	23,56	8HA14	12.3

Tableau VI. 5 : 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	2×4HA14	2,26	0.1727	2HA12	2,26
Supérieure	As 12.3 cm ²	2,26	0,15	2HA12	2,26

V.13. Schéma de ferrailage

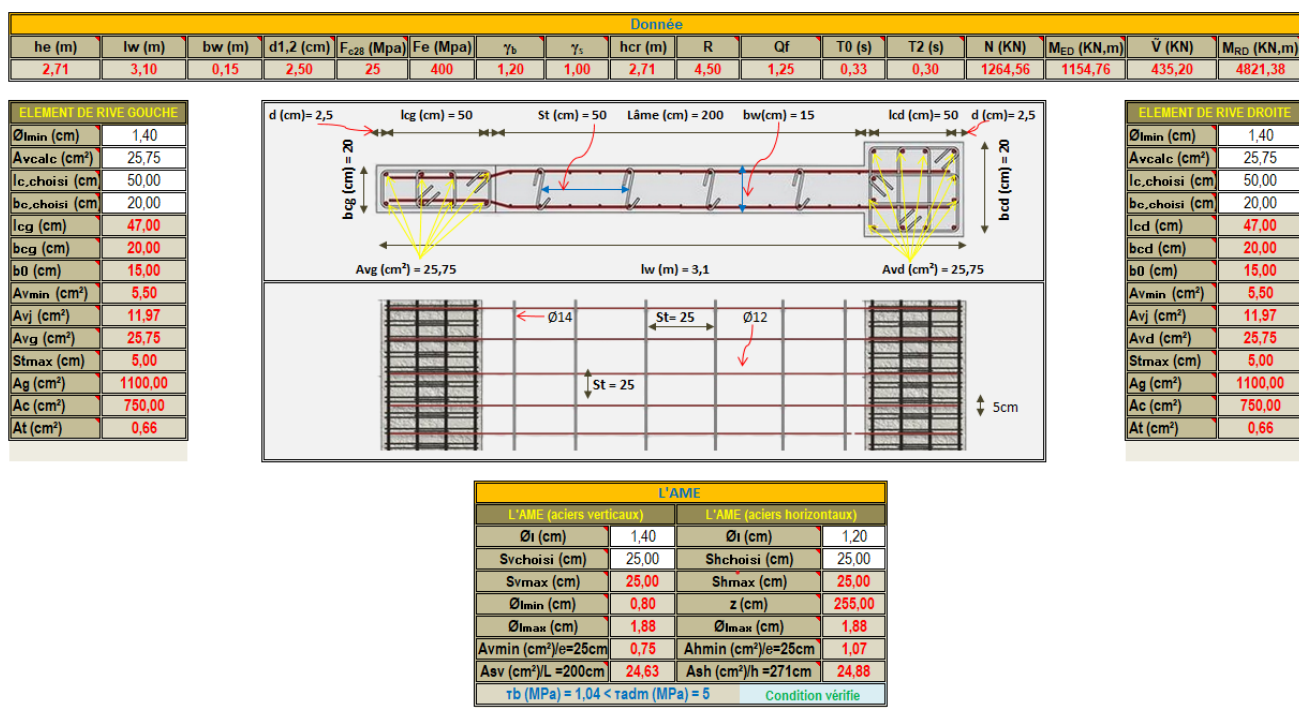


Figure VI. 13 : Détail de ferrailage du voile type 01

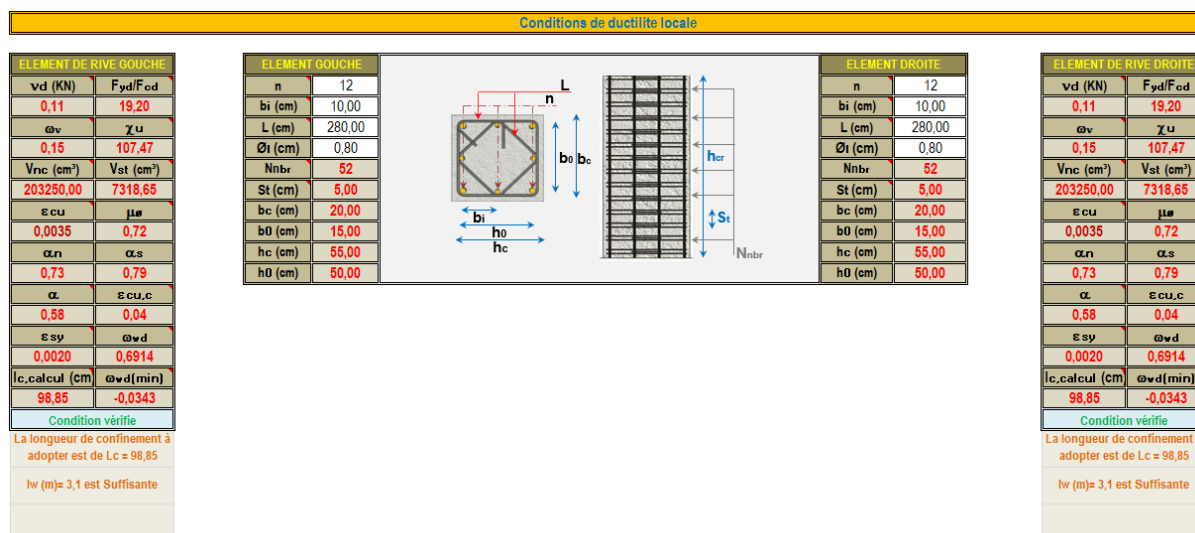


Figure VI. 14 : Vérification de la condition de la ductilité locale du voile type

V.14. Conclusion

Les analyses structurales confirment la conformité et l'efficacité du système de contreventement adopté. D'une part, les sections d'acier des poteaux et des poutres garantissent une capacité portante suffisante face aux charges verticales et horizontales. D'autre part, les voiles en béton

armé, par leur forte rigidité, s'imposent comme les éléments clés de la stabilité sismique. Le respect strict des exigences réglementaires leur confère ainsi une capacité de dissipation et une résistance optimale, assurant de fait la sécurité parasismique globale du bâtiment.

.

Chapitre VI

Etude des fondations

Chapitre VI. Etude des fondations

VI.1. Introduction

Les fondations sont les éléments en contact direct avec le sol qui soutiennent et répartissent les charges de l'édifice. Pour les dimensionner correctement, deux critères sont indispensables : le poids total de la structure et la résistance du sol.

Afin de prévenir tout chevauchement, les fondations doivent être distantes d'au moins 40 cm. Par ailleurs, un béton de propreté de 10 cm d'épaisseur est coulé sous chaque semelle.

Le calcul des fondations se fait comme suit :

Étape de calcul	État limite / Situation	Combinaison d'actions	Objectif principal
Dimensionnement	E.L.S (Service)	$N_{ser} = G + Q$	Déterminer la surface de la semelle
Ferraillage	E.L.U (Ultime)	$N_u = 1,35 G + 1,5 Q ;$	Calculer la section des aciers.
Vérification	Accidentel (Séisme)	$\begin{cases} G + 0,2Q \pm \frac{R}{Q_F} E_{x,y} \\ G + 0,2Q \pm 1.4 E_{x,y} \end{cases}$	Valider la stabilité au renversement. Vérifier les contraintes du sol

VI.2. Choix du type de fondations

Le choix du type de fondations repose principalement sur quatre critères techniques : la portance du sol (sa capacité à supporter le poids), les charges du bâtiment (poids total transmis), l'entraxe des poteaux (distance entre les appuis) et la profondeur du bon sol (profondeur de la couche résistante).

VI.3. Dimensionnement et ferraillage des semelles isolées

Les caractéristiques de notre projet d'infrastructure sont résumées dans le tableau ci-dessous.

Tableau VI.1 Données de calcul pour les semelles isolées

Paramètre	Symbole	Valeur	Unité
Profondeur d'ancrage	D	1.40	m

Contrainte admissible du sol	σ_{sol}	2	bars
Résistance du béton à 28 jours	F_{c28}	25	MPa
Limite élastique de l'acier	f_e	400	MPa
Poids volumique de la terre	γ_{terre}	1.7	T/m3

La longueur et la largeur de ces fondations sont à déterminer et doivent vérifier la condition de résistance suivante :

$$\sigma_{sol} = \frac{N_{ser}}{A.B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \quad \text{Ce qui donne} \quad A.B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

N_{ser} : effort normal appliqué sur la semelle à l'état limite de service

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol

Les dimensions de la semelle (A et B) peuvent être choisies proportionnellement à celles du poteau (a et b), de manière à respecter l'égalité $A/B = a/b$.

La hauteur utile d doit vérifier la condition suivante

$$d > \max\left(\frac{A-a}{4}, \frac{B-b}{4}\right) \quad \text{avec enrobage} = 5\text{cm} = 0.05 \text{ m}$$

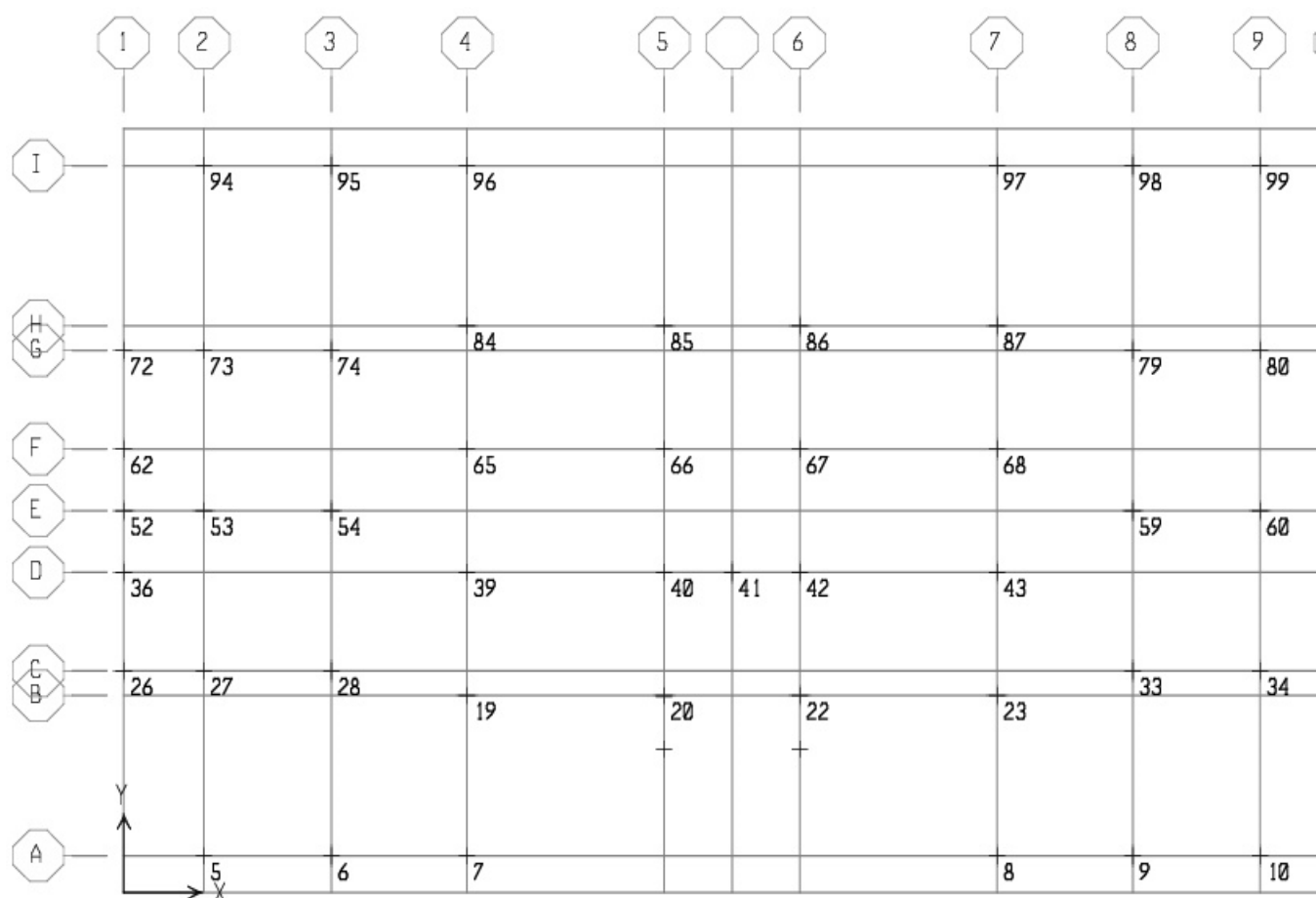


Figure VI-1 Repérage des points d'appuis

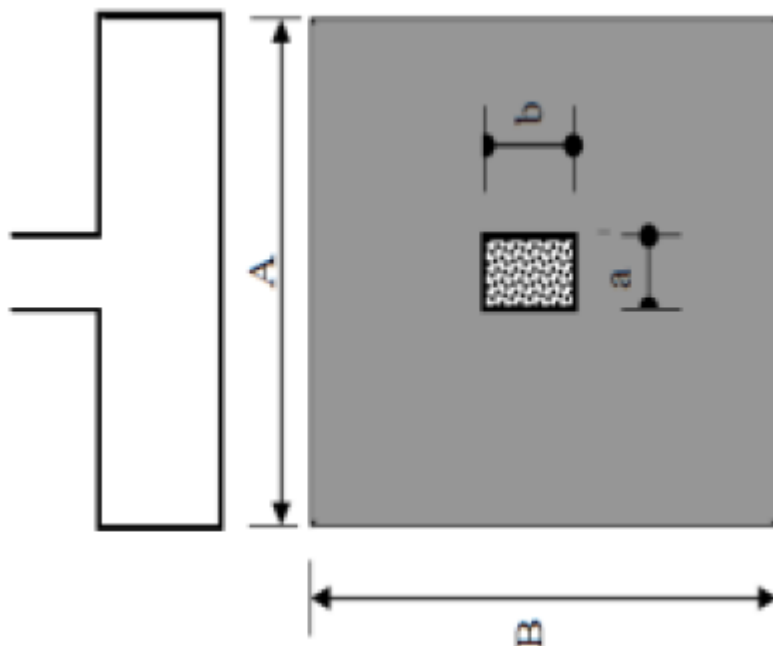
Les différents éléments concernant les réactions aux appuis font l'objet d'un récapitulatif complet qui est présenté de manière claire au sein du tableau fourni ci-après

Tableau VI.2 Réactions

Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
BASE	5	ELS	0.57	1.71	244.6	-1.849	0.532	0
BASE	6	ELS	0.08	1.22	418.34	-1.366	0.044	0
BASE	7	ELS	-0.45	1.39	342.37	-1.53	-0.497	0
BASE	8	ELS	0.35	1.38	344.85	-1.514	0.311	0
BASE	9	ELS	-0.22	1.22	418.36	-1.354	-0.263	0

BASE		ELS	-0.68	1.7	241.43	-1.838	-0.722	0
BASE	19	ELS	0.56	0.78	608.48	-0.928	0.52	0
BASE	20	ELS	4.71	10.67	644.26	-9.461	3.024	0.303
BASE	22	ELS	-0.41	9.83	594.34	-9.144	0.41	-0.236
BASE	23	ELS	-0.61	0.78	609.11	-0.926	-0.652	0
BASE	26	ELS	0.76	0.41	163.36	-0.555	0.721	0
BASE	27	ELS	0.96	-0.37	383.42	0.218	0.927	0
BASE	28	ELS	0.22	-0.51	588.51	0.359	0.185	0
BASE	33	ELS	-0.36	-0.52	588.44	0.372	-0.403	0
BASE	34	ELS	-1.08	-0.38	380.89	0.236	-1.13	0
BASE	35	ELS	-0.85	0.41	163.56	-0.554	-0.896	0
BASE	36	ELS	0.13	58.62	149.08	-0.394	0.098	0.004
BASE	39	ELS	0.6	1.47	553.05	-1.605	0.566	0
BASE	40	ELS	0.11	1.59	590.06	-1.728	0.068	0
BASE	41	ELS	9.39	-33.19	30.35	-1.031	1.292	1.899
BASE	42	ELS	0.02	-12.3	614.66	-2.511	0.966	1.824
BASE	43	ELS	-0.7	1.47	552.27	-1.604	-0.743	0
BASE	46	ELS	-0.15	60.11	152.62	-0.404	-0.141	0.004
BASE	52	ELS	64.96	-0.39	619.71	-1.639	1.172	0.008
BASE	53	ELS	-53.4	0.19	356.22	-0.364	1.556	-0.009
BASE	54	ELS	0.7	0.2	552.85	-0.343	0.662	0
BASE	59	ELS	-0.83	0.19	552.91	-0.336	-0.873	0
BASE	60	ELS	47.8	0.18	344.5	-0.349	-3.336	0.008
BASE	61	ELS	-70.91	-0.81	639.75	-1.487	-3.102	-0.008
BASE	62	ELS	0.14	-49.6	126.85	-1.031	0.107	-0.004
BASE	65	ELS	0.58	-1.22	550.71	1.071	0.54	0

BASE	66	ELS	-0.61	-1.91	492.09	1.75	-0.652	0
BASE	67	ELS	0.48	-1.91	491.49	1.753	0.44	0
BASE	68	ELS	-0.69	-1.2	550.53	1.044	-0.73	0
BASE	71	ELS	-0.16	-51.64	131.41	-0.885	-0.15	-0.004
BASE	72	ELS	0.79	0.06	154.7	-0.211	0.753	0
BASE	73	ELS	0.99	0.77	381.27	-0.915	0.956	0
BASE	74	ELS	0.23	0.9	589.55	-1.046	0.193	0
BASE	79	ELS	-0.37	0.89	590.09	-1.031	-0.416	0
BASE	80	ELS	-1.11	0.77	381.27	-0.91	-1.154	0
BASE	81	ELS	-0.89	0.04	155.41	-0.178	-0.93	0
BASE	84	ELS	0.43	-0.29	602.9	0.141	0.398	0
BASE	85	ELS	-1.31	2.2	433.99	-2.336	-1.361	0
BASE	86	ELS	1.21	2.2	433.91	-2.333	1.178	0
BASE	87	ELS	-0.65	-0.12	597.34	-0.026	-0.689	0
BASE	94	ELS	0.57	-1.44	242.57	1.285	0.537	0
BASE	95	ELS	0.09	-0.94	416.56	0.792	0.048	0
BASE	96	ELS	-0.45	-1.1	338.98	0.944	-0.492	0
BASE	97	ELS	0.35	-1.12	338.7	0.968	0.314	0
BASE	98	ELS	-0.2	-0.95	416.44	0.802	-0.242	0
BASE	99	ELS	-0.67	-1.45	242.77	1.301	-0.711	0



Les armatures doivent être disposées dans les deux sens de manière que :

Nappe supérieure // A	Nappe supérieure // B
$As// A \geq \frac{N_u(A-a)}{8 d f_e / \gamma_s}$	$As// B \geq \frac{N_u(B-b)}{8 d f_e / \gamma_s}$

Tableau VI.3 Dimensionnement des semelles isolées

N	Column	N _{ser} (kN.)	B(m)	A(m)	A carree	Acarree adoptee	Type	h adopte(m)
1	C8	644.26	2.1	1.6	1.8	2.0	S7	0.45
2	C10	609.11	2.0	1.5	1.7	2.0		
3	C7	608.48	2.0	1.5	1.7	2.0		
4	C37	602.9	2.0	1.5	1.7	2.0		
5	C40	597.34	2.0	1.5	1.7	2.0		
6	C9	594.34	2.0	1.5	1.7	2.0		

7	C19	593.8	2.0	1.5	1.7	2.0		
8	C34	590.09	2.0	1.5	1.7	2.0		
9	C18	590.06	2.0	1.5	1.7	2.0		
10	C33	589.55	2.0	1.5	1.7	2.0		
11	C13	588.51	2.0	1.5	1.7	2.0		
12	C14	588.44	2.0	1.5	1.7	2.0		
13	C17	553.05	1.9	1.4	1.7	2.0		
14	C24	552.91	1.9	1.4	1.7	2.0		
15	C23	552.85	1.9	1.4	1.7	2.0		
16	C20	552.27	1.9	1.4	1.7	2.0		
17	C27	550.71	1.9	1.4	1.7	2.0		
18	C30	550.53	1.9	1.4	1.7	2.0		
19	C28	492.09	1.8	1.4	1.6	1.8	S6	0.40
20	C29	491.49	1.8	1.4	1.6	1.8		
21	C38	433.99	1.7	1.3	1.5	1.7	S5	0.40
22	C39	433.91	1.7	1.3	1.5	1.7		
23	C5	418.36	1.7	1.3	1.4	1.6	S4	0.35
24	C2	418.34	1.7	1.3	1.4	1.6		
25	C42	416.56	1.7	1.2	1.4	1.6		
26	C45	416.44	1.7	1.2	1.4	1.6		
27	C12	383.42	1.6	1.2	1.4	1.6		
28	C32	381.27	1.6	1.2	1.4	1.6		
29	C35	381.27	1.6	1.2	1.4	1.6		
30	C15	380.89	1.6	1.2	1.4	1.6		
31	C4	344.85	1.5	1.1	1.3	1.4	S3	0.35
32	C3	342.37	1.5	1.1	1.3	1.4		

33	C43	338.98	1.5	1.1	1.3	1.4		
34	C44	338.7	1.5	1.1	1.3	1.4		
35	C1	244.6	1.3	1.0	1.1	1.2	S2	0.30
36	C46	242.77	1.3	1.0	1.1	1.2		
37	C41	242.57	1.3	1.0	1.1	1.2		
38	C6	241.43	1.3	1.0	1.1	1.2		
39	C16	163.56	1.0	0.8	0.9	1.0	S1	0.25
40	C11	163.36	1.0	0.8	0.9	1.0		
41	C36	155.41	1.0	0.8	0.9	1.0		
42	C31	154.7	1.0	0.8	0.9	1.0		

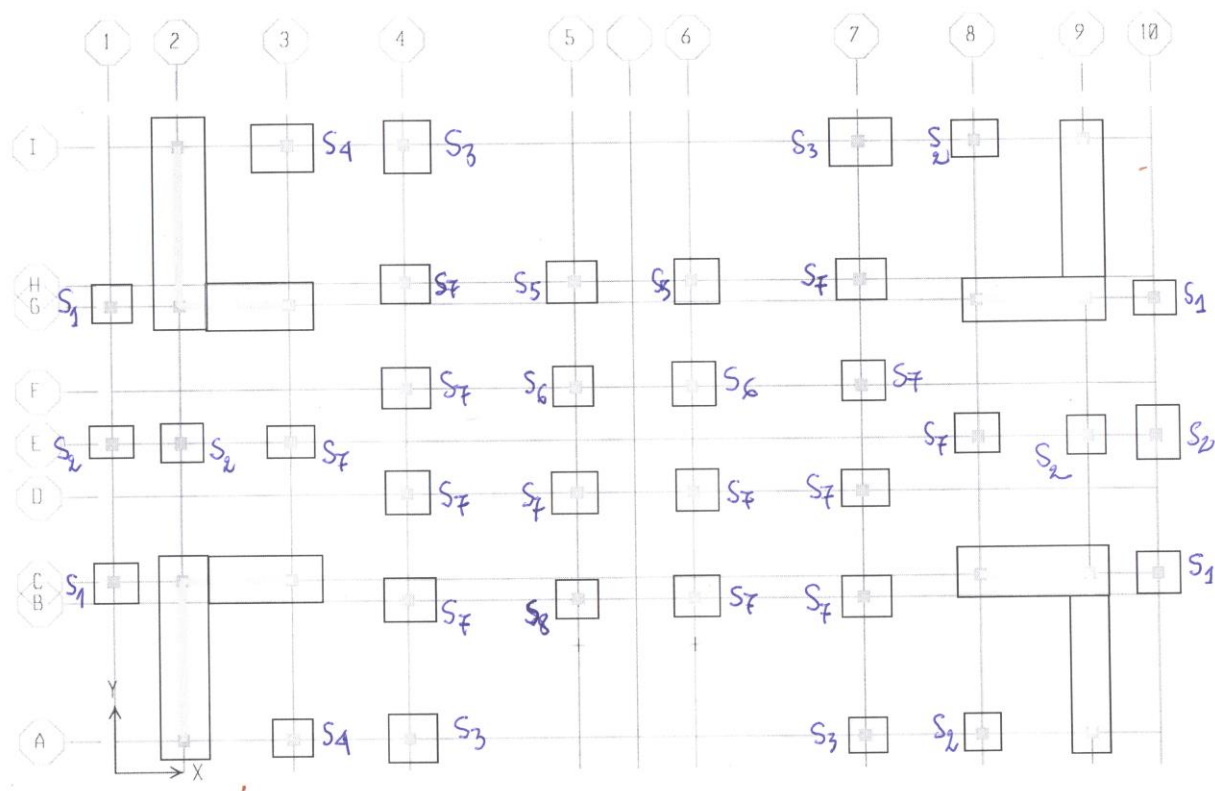


Figure VI-2 plan des semelles

VI.4. Versifications Réglementaires Fondamentales

VI.4.1. Vérification de la contrainte au sol (ELS)

La contrainte totale exercée sur le sol s'exprime ainsi :

$$\sigma_{sol} = \frac{N_{ser} + P_{semelle} + P_{terres}}{A \times B}$$

VI.4.2. Vérification de Non-Poinçonnement

On vérifie que l'effort normal ultime N_u reste inférieur ou égal à la résistance au cisaillement du béton calculée le long du contour critique

$$N_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Tableau VI.4 Vérification de la contrainte au sol (ELS)

Type	S semelle m2	Poids semelle kN	Poids Terre kN	Poids poteau kN	Nser (kN)	N total kN	N/S bars	Obs
S1	1.01	6.30	15.11	4.2	163.56	189.17	1.88	Condition vérifiée
S2	1.45	10.91	22.68	4.2	244.6	282.39	1.942	Condition vérifiée
S3	2.14	18.73	48.09	4.2	344.85	415.87	1.943	Condition vérifiée
S4	2.56	22.40	58.07	4.2	418.36	503.03	1.965	Condition vérifiée
S5	2.89	28.90	47.09	4.2	433.99	514.18	1.78	Condition vérifiée
S6	3.24	32.40	74.26	4.2	492.09	602.95	1.861	Condition vérifiée
S7	3.98	44.77	91.85	4.2	644.26	785.08	1.973	Condition vérifiée

Tableau VI.5 Vérification non-poinçonnement

Type	Nu max (kN.)	0.045xUcxhfc28/γb	Obs
S1	889.2	1080	Condition vérifiée
S2	674.84	960	Condition vérifiée
S3	599.41	960	Condition vérifiée
S4	573.27	840	Condition vérifiée
S5	473.1	840	Condition vérifiée
S6	334.2	720	Condition vérifiée

S7	223.27	600	Condition vérifiée
-----------	---------------	------------	--------------------

VI.5. Calcul ferrailage des semelles isolées

Le calcul du ferrailage d'une semelle isolée repose sur la méthode des bielles pour déterminer les sections d'acier principales (A_x et A_y) à ELU. Les formules clés impliquent l'effort normal ultime N_u , les dimensions de la semelle (A , B) et du poteau (a , b), et la hauteur utile d .

Tableau VI.6 Tableau récapitulatif des différentes semelles isolées

Type	N_u (kN)	A (m)	B (m)	a (m)	b (m)	h (m)	A_y cm ²	A_x cm ²	A_y	A_x
S1	223.27	1.00	1.00	0.3	0.4	0.25	2.14	2.5	4T12	4T12
S2	334.2	1.2	1.2	0.3	0.4	0.3	3.56	4	4T12	4T12
S3	473.1	1.4	1.4	0.3	0.4	0.35	5.4	5.94	6T12	6T12
S4	573.27	1.5	1.5	0.3	0.4	0.35	7.19	7.85	7T12	7T12
S5	599.41	1.6	1.6	0.3	0.4	0.4	7.18	7.78	7T12	7T12
S6	674.84	1.8	1.8	0.3	0.4	0.4	9.43	10.11	9T12	9T12
S7	889.2	2	2	0.3	0.4	0.45	12.62	13.41	12T12	12T12

VI.6. Dimensionnement d'une semelle sous mur

Le calcul d'une semelle filante sous voile repose sur la détermination de sa largeur, la vérification des contraintes sur le sol et le dimensionnement du ferrailage transversal.

1. Prédimensionnement de la largeur (B)

- **Charge linéaire totale** : $N_{ser} = G + Q$ (par mètre linéaire, en kN/m).
- **Largeur de la semelle (B)** : $B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$ où σ_{sol} est la contrainte admissible du sol
- **Débords (d)** : $d = \frac{B-a}{2}$ avec a l'épaisseur du voile.

Tableau VI.7 Tableau récapitulatif des semelles filantes

Story	Pier	Load	P kN	L (m)	S(m2)	d (m)	B (m)	h (m)	A_s cm ²	A_s cm ²	A adopté cm ²
-------	------	------	------	-------	-------	-------	-------	-------	-----------------------	-----------------------	--------------------------

STORY1	VY2	ELU	979.24	3	3.587	0.52	1.75	0.60	10.77	2.69	10T12=11.3
STORY1	VY1	ELU	953.29	3	3.493	0.51	1.75	0.60	10.81	2.70	10T12=11.3
STORY1	VX1	ELU	755.84	2.1	2.767	0.58	1.85	0.60	7.91	1.98	8T12=9.04
STORY1	VX2	ELU	752.08	2.1	2.754	0.58	1.85	0.60	7.91	1.98	8T12=9.04

VI.7. Dimensionnement des poutres de libage

VI.7.1. Ferrailage de poutre libage

La poutre de libage doit respecter la condition de rigidité suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \rightarrow \frac{3,3}{9} \leq h \leq \frac{3,3}{6} \rightarrow 0,37\text{m} \leq h \leq 0,55\text{m}$$

On prend comme dimension : $\begin{cases} h = 50\text{cm} \\ d = 45\text{cm} \\ b = 40\text{cm} \end{cases}$

La poutre de libage doit être calculée pour résister à la traction sous l'action d'une force égale a :

$$q_u = \frac{\sum N_i}{B \times L} = \frac{3211,6}{1,2 \times 11,36} = 235,59 \text{ KN/m}$$

Résultat obtenu par logiciel RDM6

$$M_{u \text{ appuis}} = 246,1 \text{ KN.m}$$

$$M_{u \text{ travée}} = 155,5 \text{ KN.m}$$

$$V_{u \text{ max}} = 435 \text{ KN.m} \quad b = 40 \text{ cm} ; h = 50 \text{ m} ; d = 45 \text{ m}$$

Tableau VI.8 Calcul de ferrailage de la poutre de libage en travée

Moment ultime M_u	M_u	155,5 kN.m	$\mu=0,135<\mu_l=0,392$ pas d'acier comprimé $A'=0$
Moment réduit	$\mu=M_u/(b \times d^2 \times f_{bc})$	0,135	
État limite de compression du béton	$\mu_l=0,392$		
Coefficient β	$\beta=0,927$		
Section d'aciers A_s	$M_u/(\sigma_s \times \beta \times d)$	10,71 cm ²	

Nous avons choisi : $A_{st} = 4T16 \text{ fil} + 4T14 \text{ renf} = 14,2 \text{ cm}^2$

Tableau VI.9 Calcul de ferrailage de la poutre de libage sur appuis

Moment ultime M_u	M_u	246,1 kN.m	$\mu=0,214<\mu_l=0,392$ Pas d'acier comprimé $A'=0$
Moment réduit	$\mu=M_u/(bxd^2xf_{bc})$	0,214	
État limite de compression du béton	$\mu_l=0,392$		
Coefficient β	$\beta=0,878$		
Section d'aciers A_s	$M_u/(\sigma_s\times\beta\times d)$	17,89 cm ²	

Nous avons choisi : $A_{st} = 4T16 \text{ Fil} + 4T16 + 2T14 \text{ renf} = 19,16 \text{ cm}^2$

Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{d \times b} = \frac{435 \times 10^3}{450 \times 400} = 2,14 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\tau_u = 2,14 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Armatures transversales

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \Phi_L; \frac{b}{10}\right) \rightarrow \Phi_t \leq \min\left(\frac{500}{35}; 16; \frac{400}{10}\right) = 14,28 \text{ mm}$$

Nous avons choisi : $\Phi_t = 10 \text{ mm}$

Espacement

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \Phi_L\right) = \min(12,5 \text{ cm}; 19,20 \text{ cm}) \quad \text{Nous avons choisi : } S_t = 10 \text{ cm}$$

Vérification au poinçonnement

Selon le B.A.E.L 91 Article A.5.24

Nous devons vérifier que :

$$N_u \leq \frac{0,07 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen de la nervure

N_u : Charge de calcul E.L. $UN_u = 3211,6$

h : Épaisseur totale de la nervure

Vérification pour les poteaux

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0,4 + 0,4 + 2 \times 0,5) \times 2 = 3,6\text{m}$$

$$\overline{N_u} = \frac{0,07 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 3,6 \times 0,50 \times 25000}{1,5} = 3593,33 \text{ kN}$$

$$N_u = 3211,6 \text{ kN} \leq \overline{N_u} = 3593,33 \text{ kN} \text{ Condition vérifiée}$$

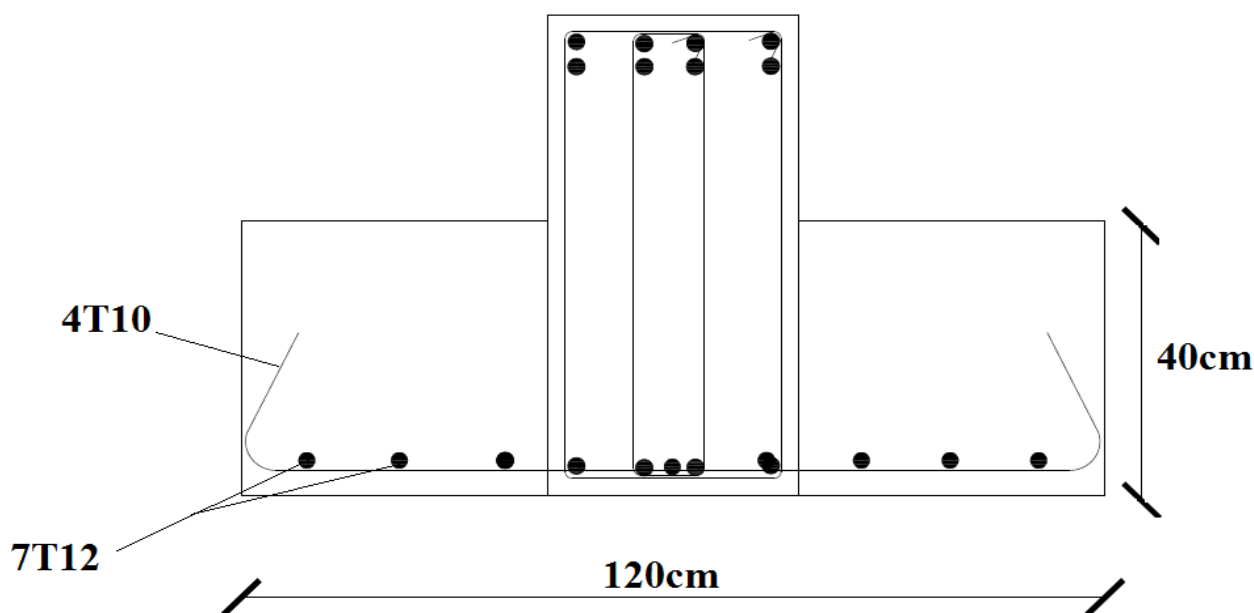


Figure VI-3 Ferrailage de la semelle filante

Tableau VI.10 Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres de libage

Semelle	h_{libage} [m]	b_{libage} [m]	M_u [kN.m]		$A_{\text{calculée}}$ cm^2		$V_u \text{ max}$ [kN]	A_{choisi} cm^2		Ferrailage	
			$M_{\text{travée}}$	M_{appuis}	$A_{\text{travée}}$	M_{appuis}		Travée	Appuis	Travée	Appuis
VX1	0,50	0,40	155,5	246,1	10,71	17,89	435	14.2	19.16	4T16Fil+4T14renf	4T16 Fil+ 4T16+2T14 chap

VX2	0,50	0,40	107	145	7,18	9,93	277,5	14,2	14,2	4T16Fil+4T14 4renf	4T16 Fil+ 4T14Cha
VY1	0,50	0,40	198	245	14	17,85	421	14,20	19,16	4T16Fil+4T14 4renf	4T16 Fil+ 4T16+2T14 chap
VY2	0,60	0,40	126,8	252,6	7,03	15,77	271,8	14,20	19,16	4T16Fil+4T14 4renf	4T16 Fil+ 4T16+2T14 chap

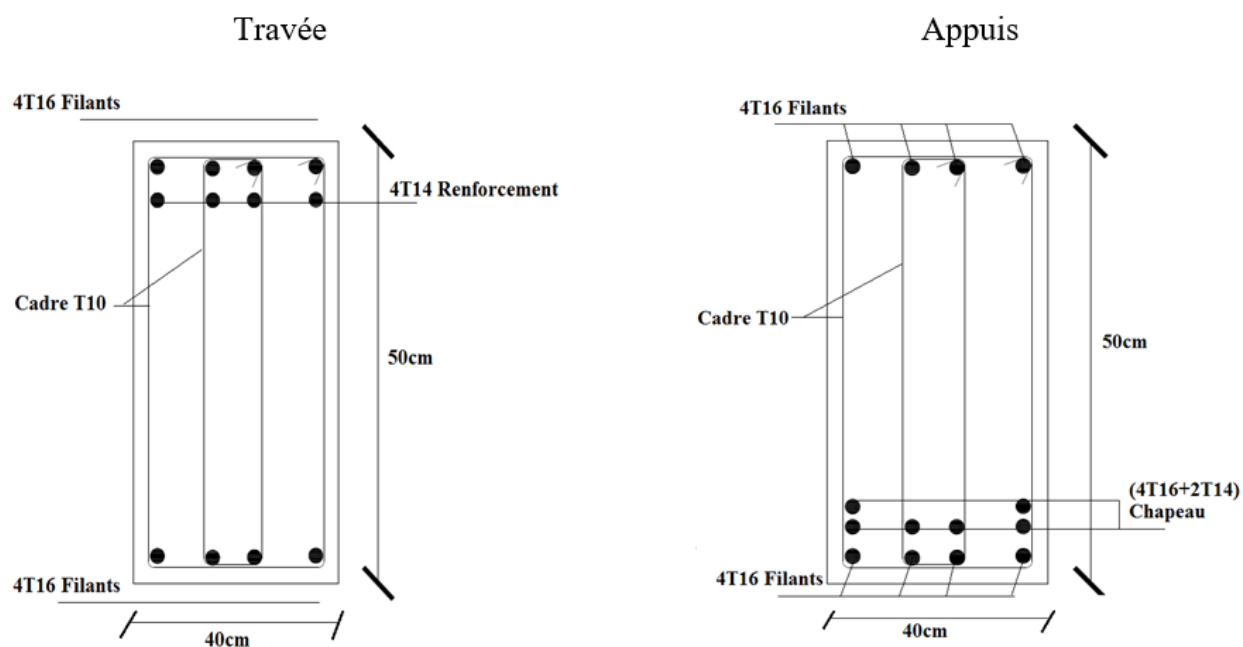


Figure VI-4 Ferrailage des poutres de libage

VI.8. Étude de longrine

Les longrines sont des éléments d'infrastructure qui sont capables de solidariser l'ensemble des fondations et qui permettent en même temps de résister à un effort de traction F .

$$F = \pm \alpha \cdot (A \cdot I \cdot S) \cdot N \geq 20 \text{ kN}$$

- La valeur maximale des charges verticales apportées par les points d'appuis :
N=1422.55kN
- Coefficient en fonction de la zone sismique et du site Zone II, S2 : $\alpha = 0.3$
- A=0.10, I=1, S=1.30

$$F = \pm 0.3 \times 0.10 \times 1 \times 1.30 \times 1422.55 = 55.50 \text{ kN}$$

Selon R.P.A 2024, la dimension minimale de la section transversale de la longrine est : $(25 \times 30) \text{ cm}^2$

Nous avons choisi une section de : $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

VI.8.1. Calcul de ferrailage à E.L.U

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{95,10}{348} = 2,73 \text{ cm}^2$$

D'après le R.P.A, la section minimale est de : $A_{\min} = 0,6\% \times h \times b = 0,006 \times 30 \times 35 = 6,30 \text{ cm}^2$

Nous avons choisi : 6T12 de section : $6,79 \text{ cm}^2$.

VI.8.1.1. Condition de non fragilité

$$A_{st \min} \geq 30 \times 35 \times \frac{2,1}{400} = 5,51 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI.8.1.1.1 Armatures transversales

Elles doivent être telles que :

$$\Phi_L \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_{L \min}\right) \rightarrow \Phi_L \leq \min\left(\frac{350}{35}; \frac{300}{10}; 14 \text{ mm}\right) \rightarrow \Phi_L \leq 10 \text{ mm}$$

On prend : $\Phi_L = 8 \text{ mm}$

VI.8.1.2. Espacement des cadres

$$\text{Condition R.P.A } S_t \leq \min(15\Phi, 20 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq \min(15 \times 1,2, 20 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq 18 \text{ cm}$$

on adopte: $S_t = 15 \text{ cm}$

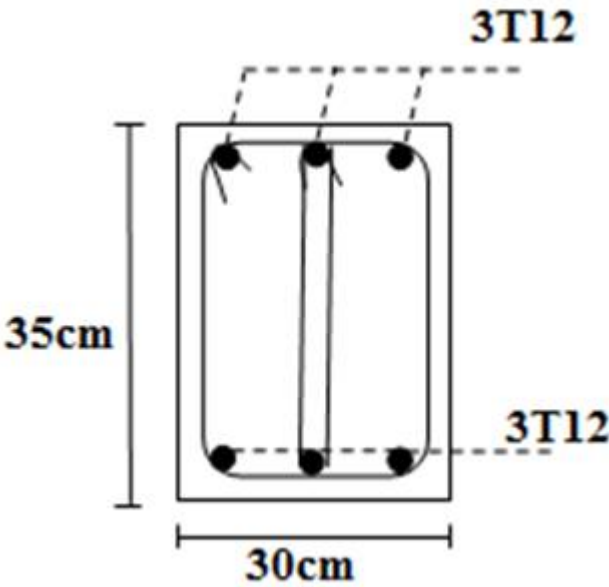
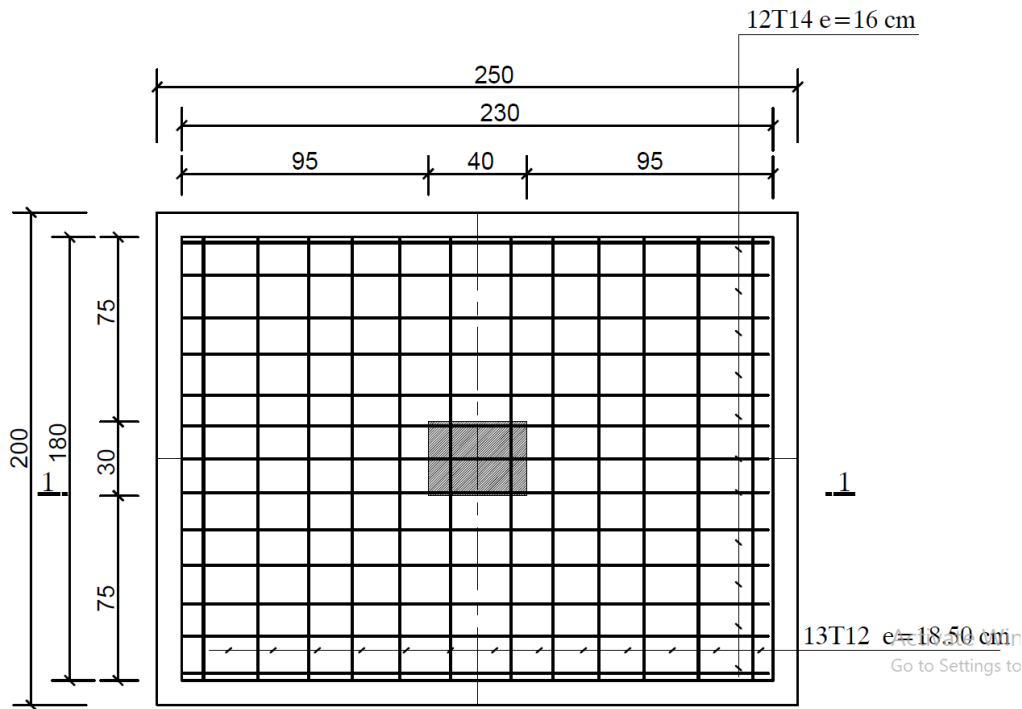


Figure VI-5 Ferrailage de longrine



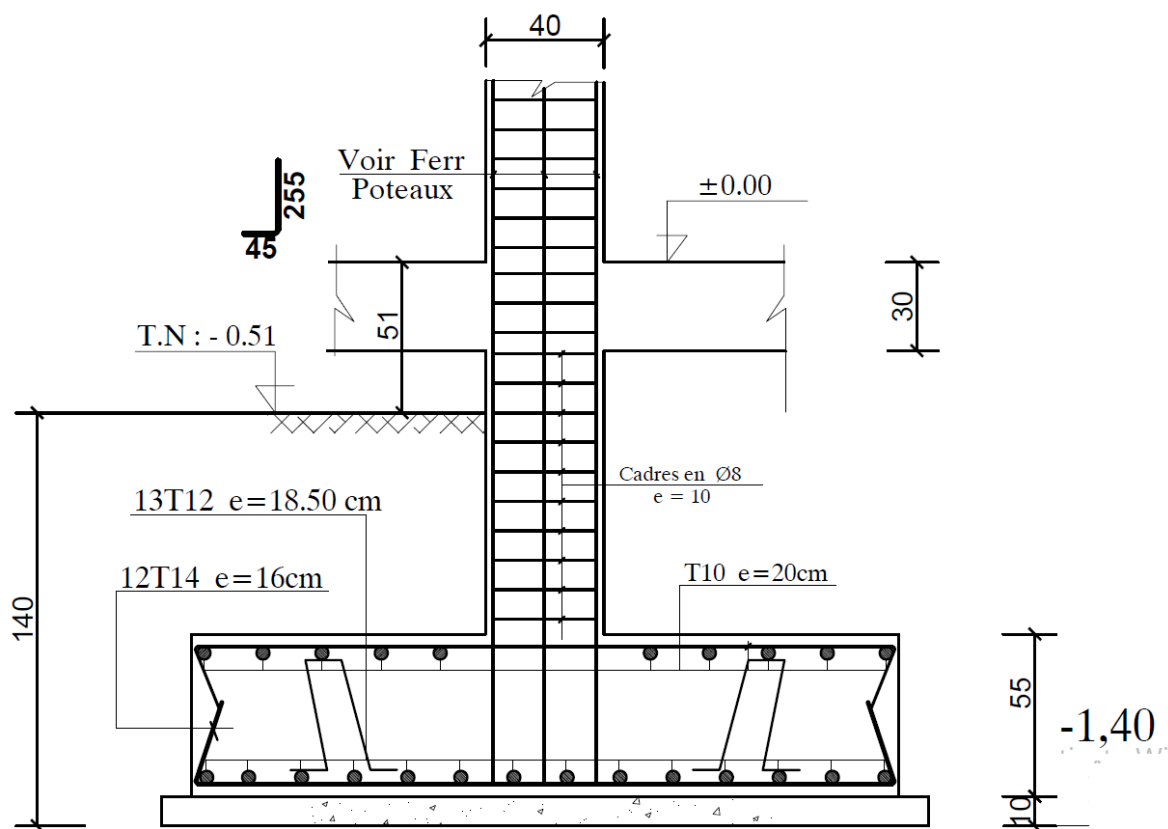


Figure VI-6 Exemple de ferrailage Semelle S1 avec coupe

CONCLUSION

Conclusion

Ce projet de fin d'études a porté sur la conception, l'analyse dynamique et le dimensionnement structurel d'un bâtiment d'habitation R+4, construit à la commune de Tissemsilt., cette zone impose des critères de rigidité et de ductilité stricts qui ont guidé l'ensemble de notre démarche d'ingénierie.

La modélisation tridimensionnelle sur ETABS confirme l'efficacité du système mixte (voiles-portiques) et la bonne répartition des voiles. Le seuil réglementaire de 90 % de participation massique est atteint dès le 3e mode de vibration, ce qui valide le comportement dynamique de l'ouvrage.

Les éléments principaux (poteaux, poutres, voiles et fondations) ont été calculés selon les référentiels réglementaires, garantissant la sécurité et la résistance requises sous charges de service et d'ultime.

Pour garantir la sécurité sur site, un respect des dispositions constructives en soignant le ferrailage des nœuds et le confinement du béton pour assurer la ductilité en zone Iia et le maint également d'une résistance caractéristique du béton f_{c28} d'au moins 25 MPa sur le chantier grâce à un contrôle rigoureux des matériaux.

Ce travail a été l'occasion d'opérationnaliser les concepts théoriques étudiés au cours du cycle de Master. et de maîtriser les outils modernes de calcul assisté par ordinateur.

REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUES

Références bibliographiques

- Règle parasismiques algériennes RPA 2024.
- Document technique règlementaire D.T.R, charges et surcharges permanentes et d'exploitations, édition CGS, octobre 1988.
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites ultimes (BEAL 91)
- Règle de conception et de calcul des structures en béton armé (code de béton armé CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
- Règles pour le calcul des fondations superficielles unifié (DTU 13.12).
- Cahier de cours de cursus.
- Mémoires de fin d'étude.