

Ordre...../F.S.S. A/UAMOB/2023



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET
DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ DE BOUIRA
FACULTE DES SCIENCES ET DES SCIENCES APPLIQUEES
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Mémoire de fin d'études
Présenté par :

Melle. MIDOUN Sara Khaoula
Melle. FACI Fatima Zahra

En vue de l'obtention du diplôme de Master 2

Filière : Génie Civil
Spécialité : Structures

Thème :

Etude d'un Bâtiment R+6 à usage d'habitation et commercial contreventé par des voiles

Devant le jury composé de :

Dr . AOUADIA	UAMOB / GENIE CIVIL	PRESIDENT
Dr. BOUAMRA. Y	UAMOB / GENIE CIVIL	ENCADREUR
Dr . REFASS	UAMOB / GENIE CIVIL	EXAMINATEUR

Soutenu le / 09 / 2023
Année Universitaire 2022-2023-

Remerciements

Avant tous nous remercions ALLAH maitre de l'univers, qui nous aide et nous donne lapatience et le courage durant notre d'étude. Notre grand salut sur le premier éducateurnotre prophète Mohamed.

*Tout d'abord, nous adressons toutes nos gratitude, avec profond respect pour ses qualités morales et humaines, c'est à notre promoteur **Dr. BOUAMRA YUCEF** qui a suivi l'évolution de notre projet de fin d'étude.*

Nous tenons à saisir cette occasion et adresser nos profonds remerciements à tous nos enseignements et nos professeurs y compris les ingénieurs de laboratoire de notre faculté.

Nous remercions respectivement le corps administratif de la faculté des sciences etsciences appliquées, Juridiques et sociales, pour la richesse et la qualité de leur enseignement pour assurer à leurs étudiants une formation actualisée.

Nos profonds remerciements vont égale à toutes les personnes qui nous ont aidé et cequi ont partagé avec nous les moments difficiles de la réalisation de ce travail.

Un grand merci à tous.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

Mon cher père.

Ma chère mère

Mes frères : Smail, Mohammed

Ma sœur : Dounia

Ma nièce : Rihanna

Ma binôme Sara et sa famille.

*Mes amis : Sara, Samah, Asma, Sara, Imane, Halima, Wahiba,
Hiba, Sara*

*Enfin à tous ceux qui me sont cher et qui m'ont aidé de près ou
de loin*

Fatima Zahra

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

Mon cher père.

Ma chère mère

Mes frères : Marouane, Abdeljalil

Ma sœur : Amna

Ma binôme Fatima Zahra et sa famille.

*Mes amis : Fatima, Asma, Samah, Sara, Imane, Halima,
Wahiba, Hiba, Sara*

*Enfin à tous ceux qui me sont cher et qui m'ont aidé de près ou
de loin*

Sara khaoula

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un Bâtiment à usage d'habitation et commercial composé d'un rez-de-chaussée plus (06) étages, situé dans la wilaya d'Alger. Cette région est classée zone sismique IIIa selon le RPA99 version 2003. La stabilité de nos ouvrages est assurée par un système de contreventement mixte (voiles + portiques), leur dimensionnement et le calcul de leur renfort sont établis conformément à la réglementation : BAEL91 /99, RPA99/V2003, CBA93. Cette étude se compose de six parties : on commence par une description générale du projet, prédimensionnement des éléments secondaires, modélisation de la structure avec le logiciel Etabs2018, renforcement des éléments principaux et on termine par le calcul des fondations (nous avons adopté un radier nervuré).

Abstract

This project presents a detailed study of a residential and commercial building consisting of a ground floor plus (06) floors, located in the wilaya of Algiers. This region is classified seismic zone IIIa according to RPA99 version 2003. the stability of our structures is ensured by a mixed bracing system (sails + portal frames), their dimensioning and the calculation of their reinforcement are established in accordance with regulations: BAEL91/99, RPA99/V2003, CBA93. this study is made up of six parts: we start with a general description of the project, pre-sizing of the secondary elements, modeling of the structure with the Etabs2018 software, reinforcement of the main elements and we end with the calculation of the foundations (we adopted a ribbed raft).

ملخص

يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لمبنى سكني وتجاري يتكون من طابق أرضي بالإضافة إلى (06) طوابق، يقع في ولاية الجزائر العاصمة. تم تصنيف هذه المنطقة ضمن المنطقة الزلزالية IIIa وفقاً لإصدار RPA99 لعام 2003. يتم ضمان استقرار هياكلنا من خلال نظام تقوية مختلط (الأشعة + إطارات البوابة)، ويتم تحديد أبعادها وحساب تسليحها وفقاً للوائح BAEL91/99، RPA99/V2003، CBA93. تتكون هذه الدراسة من ستة أجزاء: نبدأ بوصف عام للمشروع، التحجيم المسبق للعناصر الثانوية، نمذجة الهيكل باستخدام برنامج Etabs2018، تعزيز العناصر الرئيسية وننتهي بحساب الأساسات (اعتمدنا طوقاً مضلعاً).

I. Table des matières

I.Chapitre I.....	0
I.1 Présentation de l'ouvrage :	1
I.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	1
I.3 Les combinaisons d'action	5
I.4 Caractéristique mécanique des matériaux utilisés	5
I.4.1. Béton armé.....	5
I.4.2. Acier	7
I.4.3. Hypothèses du béton armé	8
I.5. Les caractéristiques des matériaux utilisés pour notre projet	9
1.5.1 Béton :.....	9
1.5.2. Acier :	10
II.Chapitre II :	13
II.1. Introduction.....	12
II.2. Les planchers	12
II.2.1. Plancher à corps creux.....	12
II.3 Les poutrelles.....	13
II 3.1. Plancher en dalle pleine en béton armé.....	14
II.4. Poutres en béton armé	15
II.4.1. Poutres principales :.....	15
II.4.2. Les poutres secondaires	16
II.5. L'acrotère	17
II.6. Les voiles	17
II.7. Les escaliers :	19
II.7.1. Escalier Type 01	20
II.7.2. Escalier Type 02	21
II.7.3. Etage du RDC	21
II.8. Charges et surcharges (KN/ml).....	22
II.8.1. Plancher terrasse inaccessible	22
II.8.2. Plancher des étages courants.....	23
II.9. Les poteaux	26
II.10. Les vérifications.....	30
II.10.1. Vérification de l'RPA.....	30
III.Chapitre III :	32
III.1. Introduction.....	33
III.2. Etude de l'acrotère	33
III.2.1. Calcul des sollicitations	33
III.2.2. Combinaison de charge	33
III.3. Calcul des balcons.....	36
III.3.2. Calcul des sollicitations	38
III.3.3. Ferrailage du balcon.....	38
III.3.4 Les Vérifications :	39
III.4. Etude des planchers	41
III.4.1. Définition	41
III.4.2. Calcul de la dalle de compression	42
III.4.3 Calcul des poutrelles.....	43
III.5. Etudes des escaliers.....	51
III.5.1. Evaluation des charges	52
III.5.2. Calcul des sollicitations	52

III.5.3. Ferrailage de l'escalier	54
III.5.4. Vérifications	55
III.6. La poutre palière.....	57
III.6.1. Prédimensionnement de la poutre palière	57
III.6.2. Evaluation des charges :.....	58
III.6.3. Calcul des sollicitations :	58
III.6.4. Ferrailage de la poutre palière	59
IV.Chapitre IV	62
IV.1. Modélisation de la structure	63
IV.1.1. La disposition des voiles	63
IV.1.2. Présentation des différentes méthodes de calcul	64
IV.2. Choix de la méthode du calcul	64
IV.2.1. La méthode statique équivalente	64
IV.3. La méthode dynamique modale spectrale	65
IV.3.1. Détermination des paramètres du spectre de réponse	65
IV.4. Détermination de l'effort sismique à la base de la structure	73
V.Chapitre V	80
V.1.Introduction.....	81
V.2. Ferrailage des poteaux.....	81
V.2.1. Sollicitations de calcul	83
V.2.2. Les vérifications	90
VI.Chapitre VI.....	120
VI.1. Introduction.....	115
V.3.1. Pré dimensionnement du radier	117

Liste des diagrammes

Diagramme I.2. Contraintes-déformations de calcul du Béton à l'ELS.....	7
Diagramme I.3. Contraintes-déformations de calcul de l'acier à l'ELU.....	8
Diagramme I.4. Déformations limites de la section : règle des trois pivots.....	9
Diagramme II.1 Diagramme des moments M à l'ELS	46
Diagramme II.2 Diagramme des efforts tranchants V à l'ELS	46
Diagramme II.3 Diagramme des M moment à l'ELS	48
Diagramme II.4 Diagramme des moments retenus à l'ELU.....	52
Diagramme II.5 Diagramme des moments retenus à l'ELS	53

Liste des figures

Figure I.1 : La localisation du bâtiment étudié dans le quartier	1
Figure I.2 : Coupe A-A Bloc	2
Figure I.3 : Façade principale Bloc B.....	3
Figure I.4 : Plan Terrasse Bloc B	3
Figure I.5 : Plan de Rez de chaussé du bâtiment	4
Figure I.6 : Plan d'architecture d'un étage courant	4
Figure II.1 : Composition du plancher dalle pleine.....	26
Figure III.1 : Schéma ferrailage de la poutre palière	61
Figure IV.1 : Schéma ferrailage de la poutre palière.....	63
Figure IV.2 : Disposition des voiles (vue en plan).....	64
Figure V.1 : Délimitation de la Zone nodale	82
Figure V.2 : Schéma de ferrailage des poteaux	92
Figure V.3 : Schéma de ferrailage de volée V& Zone 1.....	113
Figure VI.1 : Diagramme des contraintes.....	121
Figure VI.2 : le panneau le plus sollicité.....	125
Figure VI.3 : Schéma de ferrailage du radier et débord	132
Figure VI.4 : diagramme des moments et efforts tranchants à l'ELU sens xx	134
Figure VI.5 : diagramme des moments et efforts tranchants à l'ELS sens YY	134
Figure VI.6 : diagramme des moments et efforts tranchants à l'ELS sens xx	135
Figure VI.7 : diagramme des moments et efforts tranchants à l'ELS sens YY	136
Figure VI.8 : Section de la nervure	136
Figure VI.9 : Schéma de ferrailage des nervures	140

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Caractéristique géométrique.....	1
Tableau III.1 : Les actions	36
Tableau V.1 : valeur des paramètres de calcul dans les différentes situations.....	81
Tableau V.2 : Tableaux récapitulatif des sollicitations	84
Tableau V.3 : armatures maximales et minimales pour chaque zone.....	88
Tableau V.4 : ferraillement longitudinal.....	88
Tableau V.5 : armature transversale en zone nodale	89
Tableau V.6 : armature transversales en zone courante	89
Tableau V.7 : vérification des poteaux à l'ELU.....	90
Tableau V.8 : armature maximales et minimale pour chaque zone.....	91
Tableau V.9 : vérification de l'effort normale ultime	91
Tableau V.10 : vérification des contraintes de béton	92
Tableau V.11 : Caractéristique des poutres	93
Tableau V.12 : ferraillement des poutres principales	95
Tableau V.13 : ferraillement de la poutre principale liée aux voiles	96
Tableau V.14 : ferraillement des poutres secondaires.....	96
Tableau V.15 : ferraillement des poutres secondaires liées aux voiles.....	97
Tableau V.16 : Armatures transversales des poutres.....	98
Tableau V.17 : la longueur minimale de recouvrement	99
Tableau V.18 : vérification de contrainte de cisaillement des poutres principales	99
Tableau V.19 : vérification de contrainte cisaillement des pp liées aux voiles	100
Tableau V.20 : vérification de contrainte de cisaillement des ps	100
Tableau V.21 : vérification de contrainte de cisaillement des ps liées aux voiles	100
Tableau V.22 : vérification de contrainte dans le béton des poutres principales	101
Tableau V.23 : vérification de contrainte dans le béton des pp liées aux voiles.....	101
Tableau V.24 : vérification de contrainte dans le béton des ps	101
Tableau V.25 : vérification de contrainte dans le béton des ps liées aux voiles	102
Tableau V.26 : Vérification de la section d'armature.....	102
Tableau V.27 : vérification de contrainte de compression dans le béton	102
Tableau V.28 : vérification de la flèche	103
Tableau V.29 : vérification de contrainte dans le béton des ps liées aux voiles	103
Tableau V.30 : Vérification de la section d'armatures	104
Tableau V.31 : Vérification de la contrainte de compression dans le béton	104
Tableau V.32 : vérification de la flèche	105
Tableau V.33 : Ferraillement des voiles V1+VY1	109
Tableau V.34 : Ferraillement des voiles V3 VY3	109
Tableau V.35 : Ferraillement des voiles VY2+V5	110
Tableau V.36 : Ferraillement des voiles VXY	110
Tableau V.37 : Ferraillement des voiles V4 + V2V.4.7.	111
Tableau V.38 : Vérification pour V1+VY1.....	111
Tableau V.39 : Vérification pour V3 VY3.....	112
Tableau V.40 : Vérification pour VY2+V5.....	112
Tableau V.41 : Vérification pour VXY.....	112
Tableau V.42 : Vérification pour V4 + V2.....	113
Tableau VI.1 : les surfaces revenant aux semelles	116
Tableau VI.2 : vérification des contraintes.....	122
Tableau VI.3 : vérification aux renversements et soulèvement	123
Tableau VI.4 : vérification de soulèvement selon RPA	123
Tableau VI.5 : le ferraillement à l'ELU	127
Tableau VI.6 : vérification des contraintes	128
Tableau VI.7 : redimensionnement des armatures du radier.....	128

Tableau VI.8: vérification des moments du sens XX.....	129
Tableau VI.9: vérification des moments du sens YY.....	129
Tableau VI.10: calcul de ferrailage à l'ELU.....	131
Tableau VI.11: vérification de l'effort tranchant	132
Tableau VI.12 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	137
Tableau VI.13: redimensionnement des armatures des nervures	138

Introduction générale

Les études de structure sont indispensables pour garantir la conformité des ouvrages aux exigences légales et réglementaires, notamment sismiques. Une étude bien exécutée permet d'optimiser les quantités de matériaux et les coûts de construction en plus d'assurer une structure fiable et durable.

Pour atteindre cet objectif, les Masters et les ingénieurs ne peuvent se contenter de la simple application de la réglementation et il est crucial de comprendre les facteurs qui déterminent le comportement des structures.

Sur ce fait, diverses études et réglementations recommandent une variété de systèmes de contreventement conçus pour minimiser les déplacements et limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne répartition des forces. Le choix du système de contreventement dépend de certaines considérations, notamment la hauteur du bâtiment, sa destination et la capacité portante du sol. Les ingénieurs disposent actuellement d'une variété d'outils informatiques et de logiciels de calcul rapides et précis, leur permettant de maîtriser la technologie des éléments finis utilisée dans le domaine du génie civil. Notre projet porte sur l'étude d'un bâtiment en R+6étages à usage commercial et d'habitation contreventé par des voiles porteurs, la structure utilise le spectre calculé du code sismique algérien édition RPA99/2003 et sa réponse est calculée à l'aide du logiciel ETABS

Dans notre projet nous avons étudié la partie superstructure et la partie infrastructure

Pour l'étude de la superstructure, nous avons :

- Présentation du projet et une généralité sur les matériaux.
- Le prédimensionnement des éléments qui composent la structure
- Etude des éléments secondaires.
- Pour l'étude dynamique des structures du chapitre 4, nous utilisons le logiciel ETABS 2018 pour modéliser les structures.
- Chapitre 5 : études des éléments de structure (poteaux, poutres et voiles).

La deuxième partie « Chapitre 6 » est l'étude de l'infrastructure, comprenant le choix du type de fondation de l'ouvrage en fonction du rapport d'ingénierie géotechnique, puis la réalisation des calculs.

I. Chapitre I

Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

I.1 Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage de notre étude est un bâtiment de (R+6) à usage d'habitation et commercial, il est implanté à la commune de Rouïba wilaya d'Alger qui est classé comme zone de forte sismicité (zone III).

I.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

L'ouvrage a des caractéristiques géométriques dont les valeurs sont les suivantes :

Tableau I.1 : Caractéristique géométrique

Dimensions de l'ouvrage		
Les Dimension en plan	Longueur totale du bâtiment	20.6 m
	Largeur totale du bâtiment	19.50m
Les Dimension en élévation	Hauteur du RDC	4.08 m
	Hauteur de 1er étage	3.06 m
	Hauteur des étages courants	3.06 m
	Hauteur totale du bâtiment	22.44m

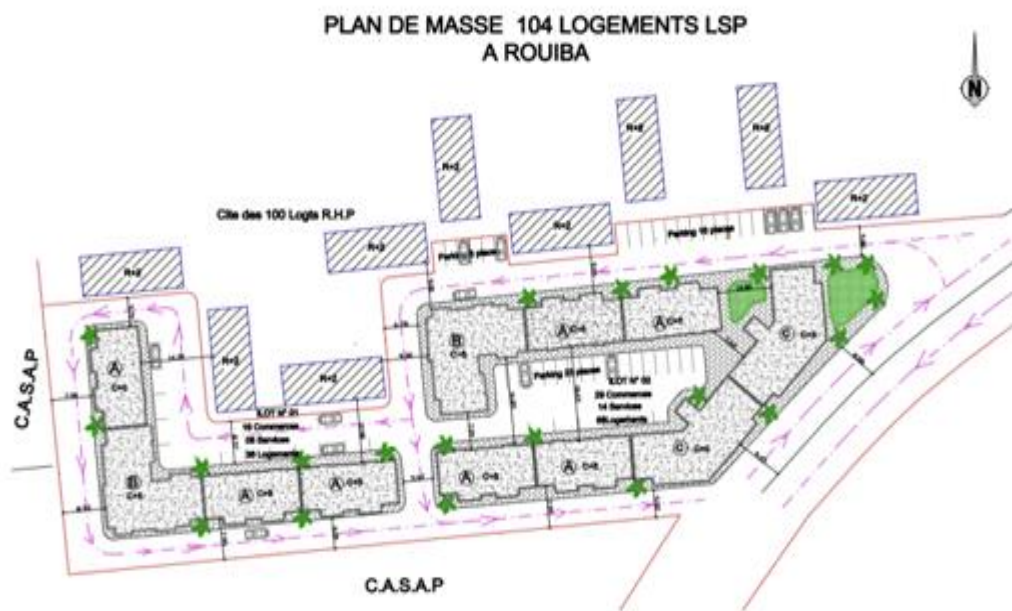
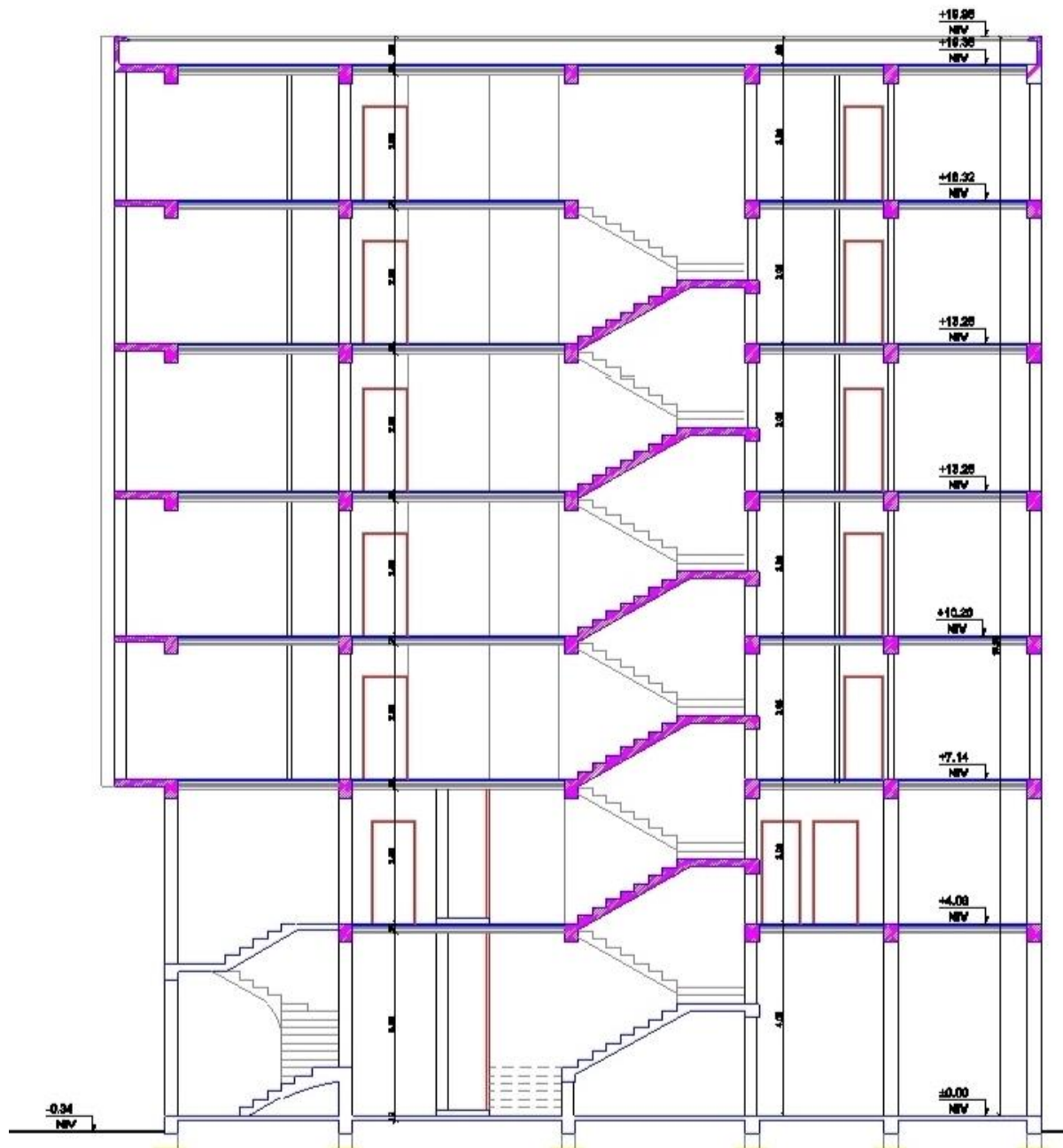


Figure I.1 : La localisation du bâtiment étudié dans le quartier



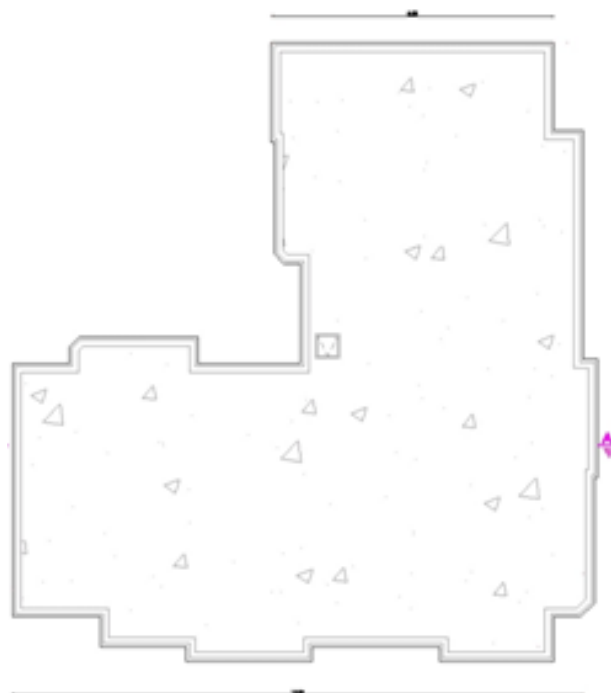
COUPE A-A BLOC B

Figure I.2 : Coupe A-A Bloc



FAÇADE PRINCIPALE BLOC B

Figure I.3 : Façade principale Bloc B



PLAN TERRASSE BLOC B

Figure I.4 : Plan Terrasse Bloc B

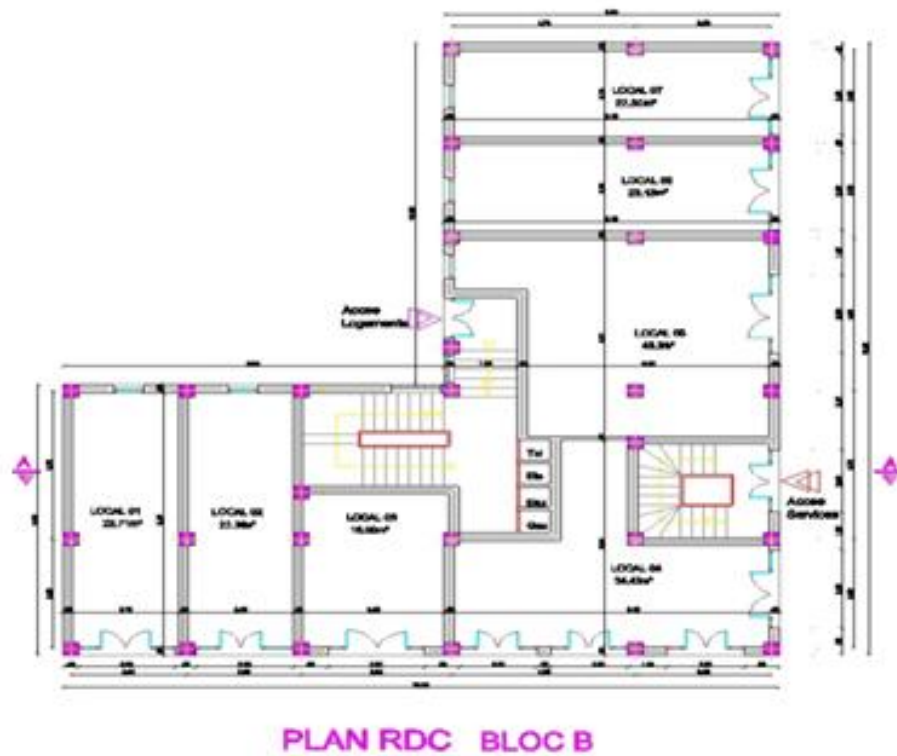


Figure I.5 : Plan de Rez de chaussé du bâtiment

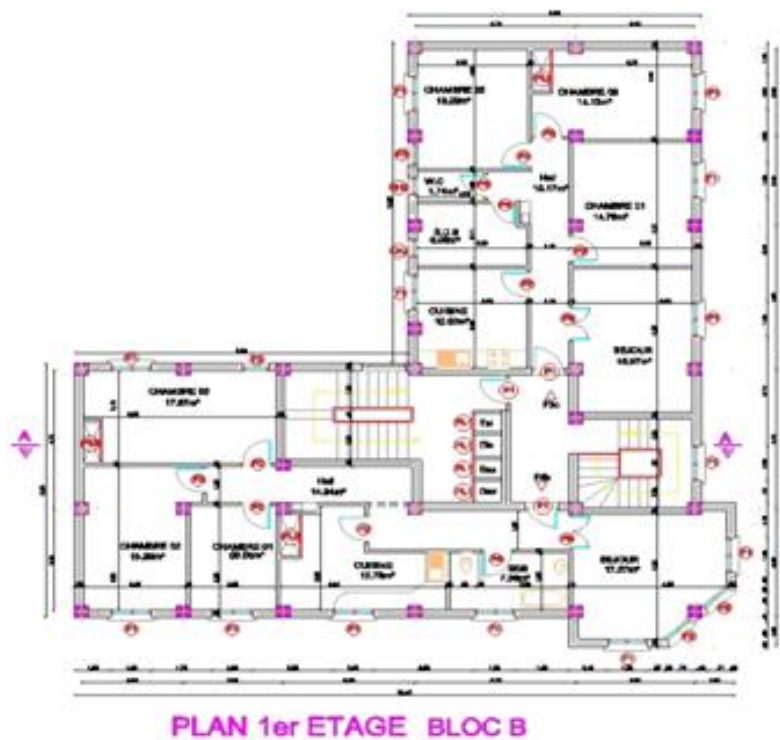


Figure I.6 : Plan d'architecture d'un étage courant

I.3 Les combinaisons d'action

Les combinaisons d'action à considérer sont :

- **Combinaison de RPA99 /V2003 :**

$$\begin{aligned} \text{ELA : } & G+Q\pm E \\ & 0.8G\pm E \end{aligned}$$

- **Combinaison du BAEL 91 :**

$$\begin{aligned} \text{ELU : } & 1.35G+1.5Q \\ \text{ELS : } & G+Q \end{aligned}$$

I.4 Caractéristique mécanique des matériaux utilisés

I.4.1. Béton armé :

Pour construire notre ouvrage Le béton armé est le matériau le plus utilisé. Sa robustesse est le résultat de la combinaison de deux éléments essentiels : le béton et l'acier, qui travaillent ensemble pour offrir une solide résistance mécanique.

I.4.1.1. Béton :

Le béton un agglomérat il est constitué du sable, des gravillons et un liant (ciment) dilué avec de l'eau, dans notre étude nous avons supposé que la masse volumique de 2500 kg/m³.

La résistance du béton à la compression, notée f_{cj} est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge .Sa valeur est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes cylindriques de 16cm de diamètre et 32cm de hauteur par compression axiale après 28jours de durcissement.

Pour le présent projet on adoptera : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

❖ Résistance caractéristique à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à $\langle j \rangle$ jours notée f_{tj} est conventionnellement définie par la formule suivante : $f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj}$

I.4.1.1.1. Déformations longitudinales du béton :

D'après le **BAEL 91** il existe deux modules de déformation :

❖ Le module de déformation instantanée :

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures on a :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (E_{ij} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa})$$

❖ Le module de déformation différée :

Pour des charges de longue durée d'application on a :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (E_{vj} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa})$$

❖ Le module de déformation transversale

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

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

I.4.1.1.2. Coefficient de poisson

Le calcul du coefficient de poisson du béton est le rapport des déformations transversales et

longitudinales : $\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$

- Pour les vérifications à l'ELS (béton non fissuré) ($\nu = 0,2$).
- Pour les vérifications à l'ELU états-limites ultimes (béton fissuré) ($\nu = 0$).

I.4.1.1.3. Diagramme contraintes-déformations

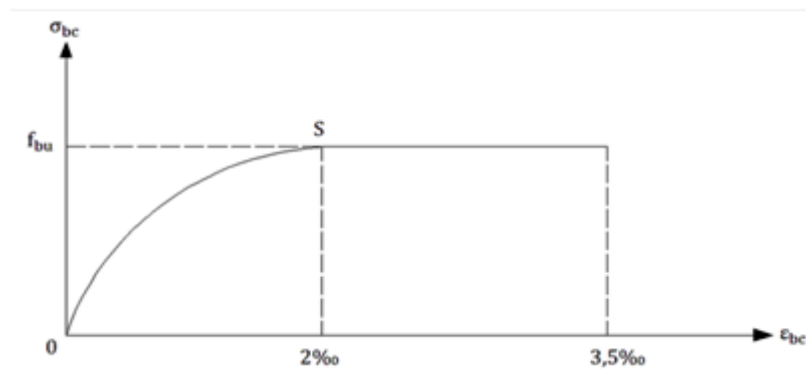


Diagramme I.1 : Contraintes-déformations de calcul du Béton à l'ELU.

❖ *Contrainte limite ultime de compression :*

$$f_{bu} = 0,85 \times \frac{f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} \quad f$$

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,15: \text{combinaisons accidentelles} \\ 1,50: \text{autres cas} \end{cases}$$

Avec :

$$\theta = \begin{cases} 1,00 & t > 24 \text{ heures} \\ 0,90 & 1 \text{ heure} \leq t \leq 24 \text{ heures} \\ 0,85 & t < 1 \text{ heure} \end{cases}$$



Diagramme I.1 : Contraintes-déformations de calcul du Béton à l'ELS.

- Contrainte admissible en compression : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$

I.4.2. Acier :

L'acier est un alliage de fer à faible teneur en carbone avec une très bonne résistance à la traction (et également à la compression pour un faible élancement) d'environ 500 MPa, mais il est sensible à la corrosion s'il n'est pas traité. De plus, il se comporte de manière ductile, se déformant de manière très importante (de l'ordre de plusieurs dizaines de pour cent) avant de se rompre.

I.4.2.1. Caractéristiques mécaniques de l'acier :

Les renforts utilisés dans des éléments en béton armé sont les aciers. Il existe plusieurs types d'acier selon leurs surfaces et leurs nuances.

❖ Diagramme contraintes-déformations

- **Des ronds lisses**

$Fe\ E\ 215 \Rightarrow$ limite d'élasticité garantie (f_e) = 215 MPa

$Fe\ E\ 235 \Rightarrow$ limite d'élasticité garantie (f_e) = 235 MPa

- **Des barres à haute adhérence (HA)**

$Fe\ E\ 400 \Rightarrow$ limite d'élasticité garantie (f_e) = 400 MPa

$Fe\ E\ 500 \Rightarrow$ limite d'élasticité garantie (f_e) = 500 MPa

- **Des fils tréfilés HA et des treillis soudés formés de ces fils (TSHA)**

$Fe\ TE\ 400 \Rightarrow$ limite d'élasticité garantie (f_e) = 400 MPa fils HA

$Fe\ TE\ 500 \Rightarrow$ limite d'élasticité garantie (f_e) = 500 MPa fils HA et TSHA

- **Des fils tréfilés lisses qui sont assemblés en treillis soudés (TSL)**

$TSL\ 500 \Rightarrow$ limite d'élasticité garantie (f_e) = 500 MPa

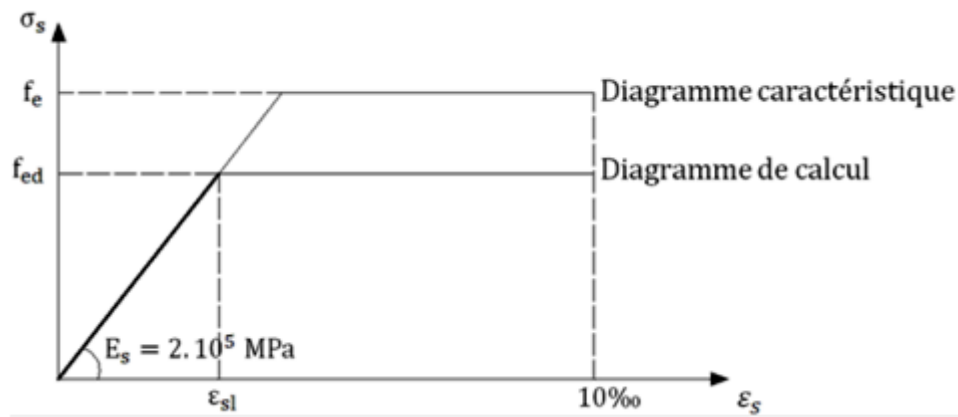


Diagramme I.2 : Contraintes-déformations de calcul de l'acier à l'ELU.

$$f_{ed} = \frac{f_{sd}}{\gamma_s} \quad \text{Avec } \gamma_s = \begin{cases} 1 \text{ pour SA} \\ 1.15 \text{ dans les autres cas} \end{cases}$$

$$\epsilon_{sl} = \frac{f_{ed}}{E_s}$$

- **Caractères d'adhérence**

- ❖ **Coefficient de fissuration (η)**

$$\eta = \begin{cases} 1,0 & \text{pour ronds lisses et fils tréfilés lisses en treillis soudés} \\ 1,3 & \text{pour fils HA } (\phi < 6 \text{ mm}) \\ 1,6 & \text{pour barre HA et fils HA } (\phi \geq 6 \text{ mm}) \end{cases}$$

- ❖ **Coefficient de scellement (Ψ_s)**

$$\Psi_s = \begin{cases} 1,0 & \text{pour ronds lisses} \\ 1,5 & \text{pour barres et fils HA} \end{cases}$$

I.4.3. Hypothèses du béton armé :

Pour le dimensionnement, on distingue deux types pour les états limites

- ✓ **Etats limites ultimes (E. L. U)**

- De résistance et de stabilité de forme.

Pour le dimensionnement à l'Etat limite ultime on suppose que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B ou C définis ci-dessous.

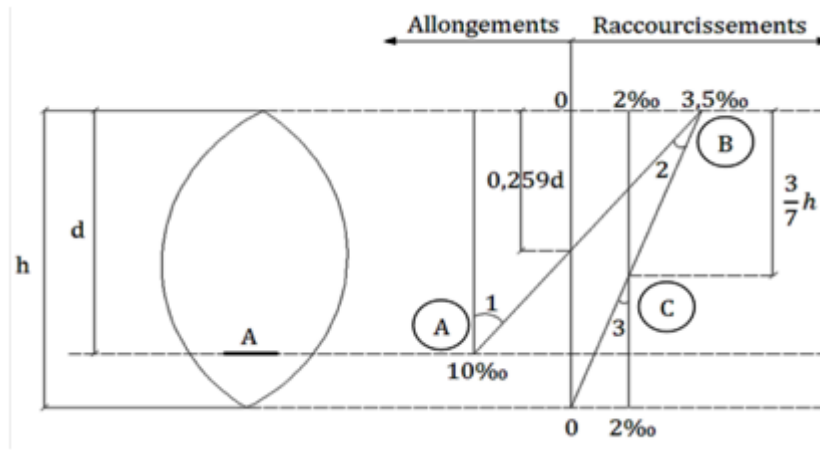


Diagramme I.3 : Déformations limites de la section : règle des trois pivots.

- **Pivot A région 1**

L'Allongement de l'acier le plus tendus pour les pièces qui sont soumises soit à la traction ou bien à la flexion simple ou la flexion composée est :

$$\varepsilon_s = 10 \times 10^{-3}$$

- **Pivot B région 2**

Le Raccourcissement de la fibre de béton la plus comprimée :

$$\varepsilon_{bc} = 3,5 \times 10^{-3}$$

Exemple : les pièces qui sont soumises à la flexion simple ou composée.

- **Pivot C région 3**

Raccourcissement de la fibre de béton à la distance $\left(\frac{3}{7}h\right)$ de la fibre la plus comprimée

$$\varepsilon_{hc} = 2 \cdot 10^{-3} ; \text{ Pièces soumises à la flexion composée ou à la compression simple.}$$

- ✓ **Etats-limites de service (E. L. S)**

Par compression du béton, Par ouverture des fissures et Par déformation.

- ✓ La loi de Hooke : Les contraintes sont proportionnelles aux déformations relatives :

$$\sigma = E \times \varepsilon = E \times \frac{\Delta l}{l}$$

- ✓ Le coefficient d'équivalence est défini par la relation suivante :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

1.5. Les caractéristiques des matériaux utilisés pour notre projet :

1.5.1 Béton :

- ❖ Résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.
- ❖ En situation durable et transitoire la contrainte de compression est calculée comme suit :

$$f_{bu} = \frac{0.85}{\Theta \cdot \gamma_b} f_{c28} \Leftrightarrow f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$$

- ❖ En situation accidentelle, la contrainte de compression est définie comme suit :

$$f_{bu} = \frac{0.85}{\Theta \cdot \gamma_b} f_{c28} \Leftrightarrow f_{bu} = 18.48 \text{ MPa}$$

- ❖ Résistance du béton à la traction

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28} \Leftrightarrow f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

- ❖ Contrainte admissible en compression

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \Leftrightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

- ❖ Module d'élasticité instantanée :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \Leftrightarrow E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$$

- Module d'élasticité différée

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \Leftrightarrow E_{vj} = 10818.86 \text{ MPa}$$

- ❖ Contrainte limite de cisaillement :

- Fissuration peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) \Leftrightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

- Fissuration préjudiciable et très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) \Leftrightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPA}$$

1.5.2. Acier :

- Type d'acier haut adhérence : Fe400.

- Module d'élasticité longitudinale : $E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$.

- Contrainte admissible en ELU :

- En situation durable et transitoire : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$.

- En situation accidentel : $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$.

- Contrainte admissible en ELU **ELS**

- Fissuration peu préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \Leftrightarrow \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

- Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) \Leftrightarrow \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

- Fissuration très préjudiciable

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(0.5f_e, 90\sqrt{\eta f_{t28}}\right) \Leftrightarrow \bar{\sigma}_s = 164.97 \text{ MPa}$$

II. Chapitre II :
Prédimensionnement des
éléments

II.1. Introduction

Le Prédimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur du point du vue coffrage de chaque élément constituant l'ouvrage (poteaux, poutres, voiles...etc.).

II.2. Les planchers

Les planchers sont des surfaces planes qui délimitent les différents niveaux d'une construction et servent de base pour les revêtements de sol ainsi que les charges additionnelles. En fonction des matériaux utilisés et des méthodes de construction mises en œuvre, on distingue deux catégories de planchers : les planchers en corps creux, composés de cavités, et les dalles pleines en béton armé, sans cavités.

Pour notre structure, on a utilisé les deux types de planchers, les planchers en corps creux avec une dalle de compression et les dalles pleines en béton armé pour les balcons.

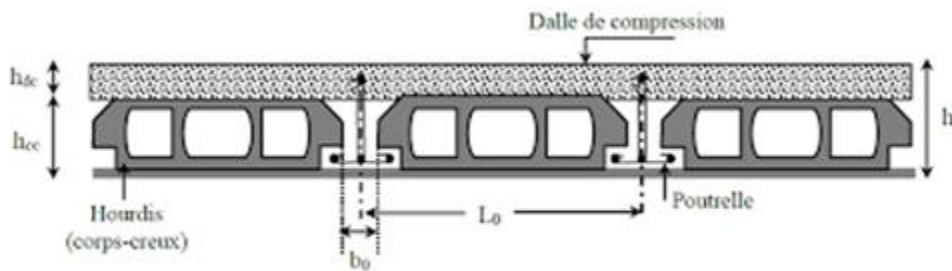


Figure II.1 : Coup verticale du plancher.

II.2.1. Plancher à corps creux :

a) La Condition de coupe-feu :

L'épaisseur minimale de la dalle en fonction de la durée de protection contre le feu selon le CBA93 :

$e = 07 \text{ cm}$: pour (01) heure de protection contre le feu.

$e = 11 \text{ cm}$: pour (02) heures de protection contre le feu.

$e = 17.5 \text{ cm}$: pour (04) heures de protection contre le feu.

b) Condition acoustique :

Pour garantir un bon confort acoustique, il est nécessaire d'avoir une épaisseur minimale de 16 cm pour le matériau en question.

c) Condition de résistance à la flexion :

En vertu des règles Règlement parasismique Algerien99, édition 2003, la résistance à la flexion peut être calculée en utilisant la formule suivante :

$$e \geq \frac{\text{Min}(L_{x,\text{max}}, L_{y,\text{max}})}{22.5}$$

Avec :

L : Longueur max entre nus d'appuis.

e : l'épaisseur du plancher.

$$L_{x,\text{max}} = 475 \text{ cm}$$

$$L_{x,\text{max}} = 4,75 \text{ m}$$

$$L_{y,\text{max}} = 490 \text{ cm}$$

$$L_{y,\text{max}} = 4,90 \text{ m}$$

$$\text{Min}(L_{x,\text{max}}, L_{y,\text{max}}) = \text{Min}(490, 475) = 475 \text{ cm.}$$

$$\text{Donc : } e \geq \frac{475}{22.5} = 0,211 \text{ m} \quad e = 24 \text{ cm}$$

On opte pour un plancher de 24cm = (20+4) cm

20 cm : hauteur du corps creux.

04 cm : hauteur (épaisseur) de la dalle de compression

II.3 Les poutrelles

Selon les règles du BAEL91, la longueur des hourdis, à partir de chaque côté d'une nervure, doit respecter les conditions suivantes, en prenant en compte la plus contraignante parmi elles :

1. Ne pas utiliser la même zone de hourdis pour deux nervures différentes.
2. La largeur concernée ne doit pas excéder un dixième de la portée.
3. Elle ne doit pas dépasser les 2/3 de la distance de la section considérée jusqu'à l'axe de l'appui le plus proche.

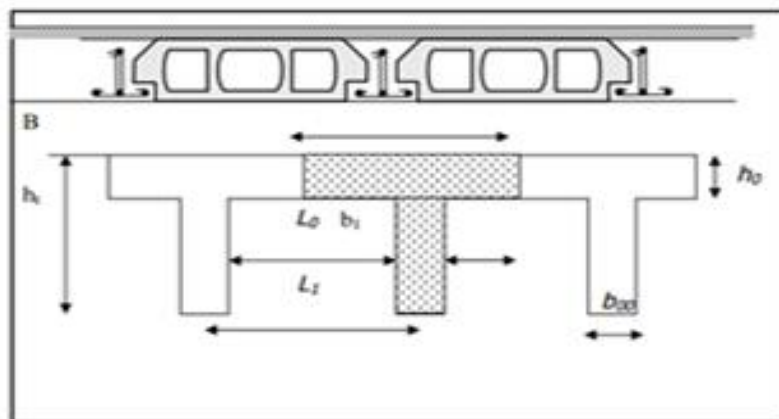


Figure 0.2 : Pré dimensionnement des poutrelles.

$$h_0 = 4 \text{ cm.}$$

$$h = 16 \text{ cm.}$$

$$h_t = 20 \text{ cm.}$$

Selon le B.A.E.L 93

$$\begin{cases} b_1 \leq \frac{L_n - b_o}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ 6 h_o \leq b_1 \leq 8 h_o \end{cases}$$

Suivant les normes algériennes (DTC.B.C.22) [...] la distance L_n est prise généralement égale à 60cm.

$$\bar{u} \quad b_1 \leq (60-10)/2 = 25 \text{ cm}$$

$$\bar{u} \quad b_1 \leq (490)/10 = 49 \text{ cm}$$

$$\bar{u} \quad 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm}$$

$$b_1 = \min (25, 49, 28) = 25 \text{ cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = (2 \times 25) + 10 = 60 \text{ cm}$$

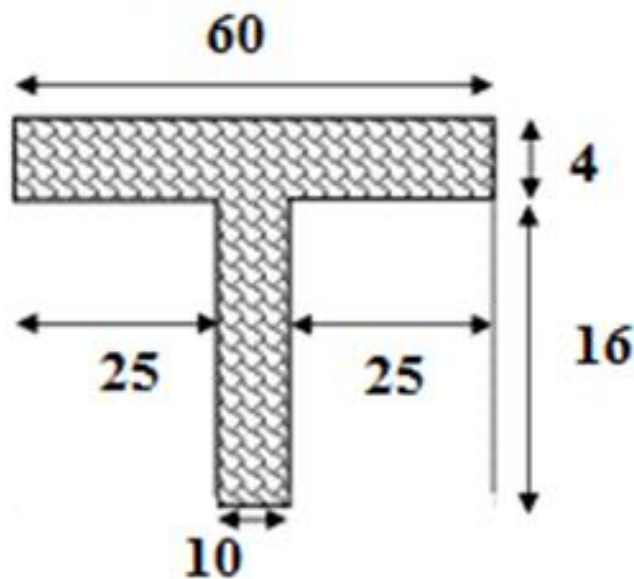


Figure 0.3 : Dimensions de la section en T.

II 3.1. Plancher en dalle pleine en béton armé

Le plancher en dalle pleine est essentiellement une surface solide en béton renforcé qui est coulée sur place. Ce type de plancher est choisi en fonction de sa capacité à résister à la flexion, c'est-à-dire à supporter les charges sans se plier excessivement, sa résistance au feu, pour déterminer combien de

temps il peut résister aux flammes sans se détériorer et son isolation acoustique, pour évaluer sa capacité à réduire la transmission du bruit d'un étage à l'autre.

➤ **Condition de résistance à la flexion**

Dans notre cas :

L : Portée libre (largeur de la console) L=150cm

e : épaisseur de la dalle.

$$\text{On aura : } e \geq \frac{L}{10}$$

$$e \geq \frac{150}{10} \Rightarrow e \geq 15 \text{ cm}$$

$$\text{On prend: } e_b = 15 \text{ cm}$$

II.4. Poutres en béton armé :

Les sont des éléments en béton armé de forme rectangulaire, coulées sur place, qui jouent un rôle crucial dans la distribution des charges et des surcharges provenant des planchers vers les éléments verticaux comme les poteaux et les murs. Il existe deux types de poutres :

1. Les poutres principales, qui servent de supports aux poutrelles des planchers.
2. Les poutres secondaires, qui renforcent la structure.

Les dimensions de ces poutres (hauteur h et largeur b) sont déterminées de la manière suivante :

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : portée maximum entre nus d'appuis.

II.4.1. Poutres principales :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,4h < b \leq 0,7h \end{cases}$$

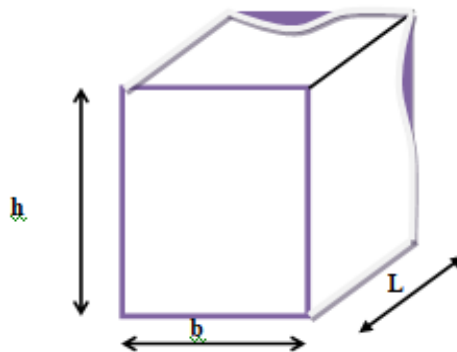


Figure II.4 : Dimensions d'une poutre.

$$L_{\max} = 490 \text{ cm}$$

Hauteur :

$$32.67 \leq h \leq 49$$

On prend :

$$h = 45 \text{ cm}$$

Largeur :

$$13.50 \leq b \leq 31.50 \text{ cm}$$

On prend :

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

• **Condition du R.P.A 99 :**

Vérifications les conditions de résistance (RPA99/V2003)

$$\checkmark \quad b \geq 20 \text{ cm} \quad b = 30 \text{ cm} \quad \text{vérifiée.}$$

$$\checkmark \quad h \geq 30 \text{ cm} \quad h = 45 \text{ cm} \quad \text{vérifiée.}$$

$$\checkmark \quad \frac{h}{b} \leq 4 \quad \frac{h}{b} = 1.5 \text{ cm} \quad \text{vérifiée.}$$

Soit :

$$\text{PP (45} \times \text{30)}$$

II.4.2. Les poutres secondaires

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

$$31.66 \leq h \leq 47.5$$

On prend :

$$h = 40 \text{ cm}$$

$$16 \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

On prend :

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

• **Condition du R.P.A 99 :**

Vérifications les conditions de résistance (RPA99/V2003) :

$$\checkmark \quad b \geq 20 \text{ cm} \quad b = 30 \text{ cm} \quad \text{vérifiée.}$$

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

$$\checkmark \quad \frac{h}{b} \leq 4 \quad \frac{h}{b} = 1.17 \text{ cm} \quad \text{vérifiée.}$$

Soit :

$$\text{Ps (40} \times \text{30) cm}^2$$

II.5. L'acrotère

Elle est similaire à une console fixée au niveau de la terrasse du toit, est un élément supplémentaire conçu pour empêcher l'eau de pluie de s'infiltrer entre le bâtiment et la pente du toit. Il supporte son propre poids (G), créant ainsi une force verticale (NG) et doit également résister à une charge horizontale non uniforme d'environ 1 kilo newton par mètre de longueur (1 kN/ml), ce qui entraîne un moment de flexion.

$$G = \rho \times S$$

$$\rho = 25 \text{ KN/m}^3$$

Le poids propre de l'acrotère pour une bande de 1.00 m

$$S = [(60 \times 10) + (10 + 8) \times 10 / 2] = 690 \text{ cm}^2 S = 0.069 \text{ m}^2$$

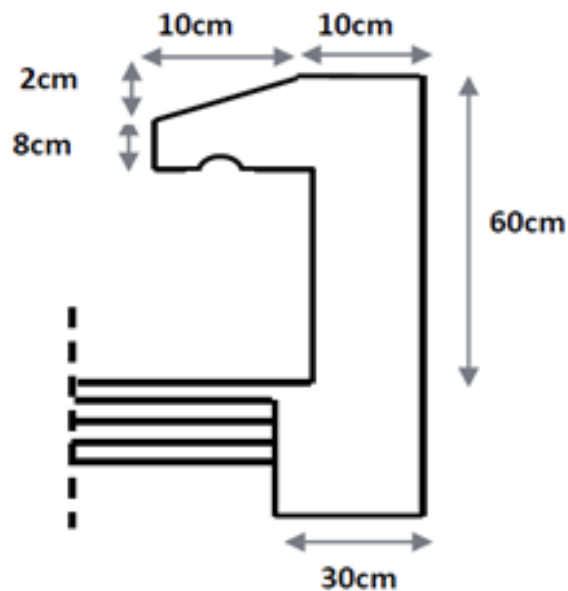


Figure 0.5 : Coupe vertical de l'acrotère

II.6. Les voiles

Les voiles sont des structures solides en béton armé qui sont fabriquées directement sur le site de construction. Leur rôle principal est de supporter une partie des charges qui vont vers le bas, comme le poids permanent du bâtiment et les charges temporaires liées à son utilisation. En outre, les voiles sont conçus pour maintenir la stabilité du bâtiment en cas de forces horizontales, telles que celles provoquées par un tremblement de terre. En somme, ils sont responsables de la résistance verticale et de la stabilité horizontale de la structure.

Selon le **RPA99-version-2003-Article7-7-1**

Pour considérer les éléments de la structure comme des voiles, il faut que les longueurs minimales satisfaire la condition ($L_{\min} \geq 4 e$), contrairement aux éléments linéaires.

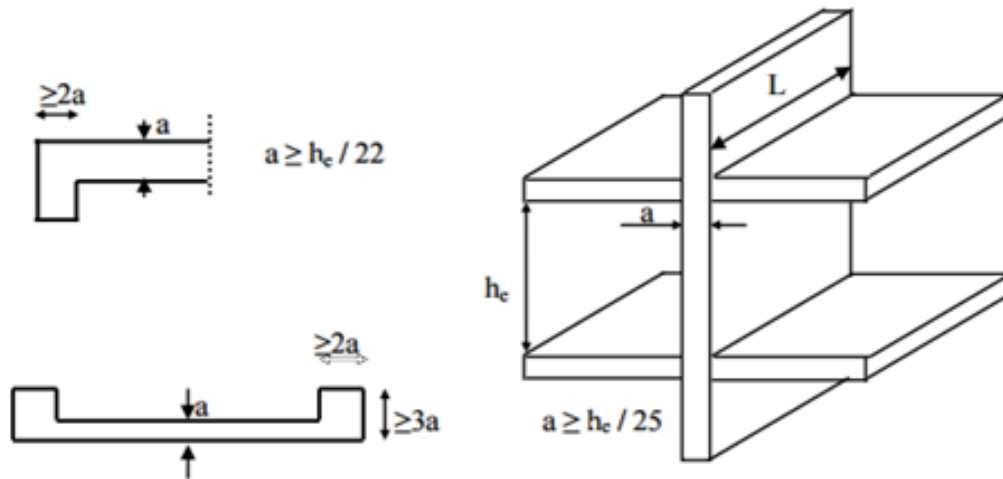


Figure 0.6 : Section réduite du voile.

Calcul de L'épaisseur (e) :

-Pour le 1^{er} étage service et les étages courants :

$$h_e = 306 - 45 = 261 \text{ cm.}$$

$$e \geq \text{Max} \left(15 \text{ cm} ; \frac{261}{25} ; \frac{261}{22} ; \frac{261}{20} \right)$$

Soit :

$$e = 15 \text{ cm}$$

-Pour le RDC :

$$h_e = 408 - 45 = 363 \text{ cm.}$$

$$e \geq \text{Max} \left(15 \text{ cm} ; \frac{363}{25} ; \frac{363}{22} ; \frac{363}{20} \right)$$

Soit :

$$e = 20 \text{ cm}$$

Pour tous les niveaux, on adopte un voile d'épaisseur (**20cm**), Pour facilite la mise en œuvre.

II.7. Les escaliers :

Notre ouvrage comporte deux cages d'escaliers et de 2 types d'escalier :

- **Le 1er type** : L'escalier de 4 volées et 3 palier intermédiaire (RDC), de 3 volées et 2 palier intermédiaire (niveaux 1 à 6).
- **Le 2ème type** : Escalier a trois volées à quartiers tournant (RDC + 1^{er} étage).

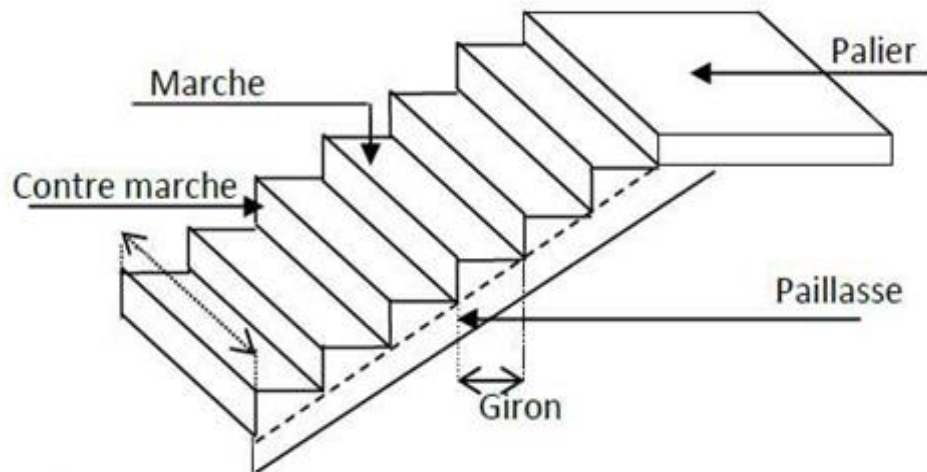


Figure II.7 : Schéma d'escalier

- **Caractéristiques techniques**

Un escalier est caractérisé par :

- g : largeur de marche (giron).
- h : hauteur de la contre marche.
- n : nombre de marche.
- L : largeur de la volée.

- **Caractéristiques géométriques**

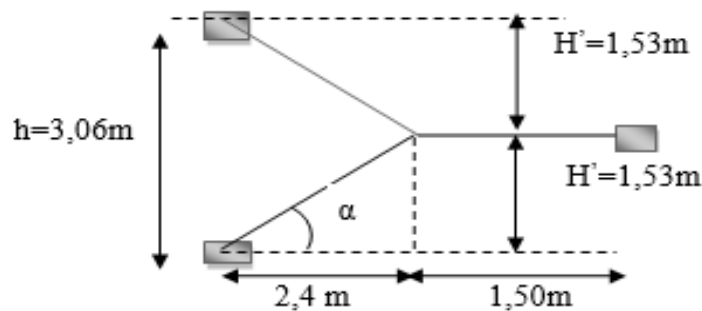


Figure II.8 : Schéma statique d'escalier

II.7.1. Escalier Type 01 : Escaliers à 3 volées

a) étage courant (h = 3,06 m)

Nous utilisons la formule de BLONDEL :

- Nombre de contre marche : n = 9
- Nombre de marche : n-1 = 8
- $n \cdot h = H$ $(n-1) \times g = L$
- Hauteur d'étage : H = 3.06 m
- Hauteur de contre marche : $16.5 \leq h \leq 17.5$ On prend **h = 17cm**
- $n = \frac{3.06}{17} = 18$
- On calcul le Giron à partir de la formule de BLONDEL :
- On a: $60 < 2h+g < 64 \Rightarrow 26 < g < 30$ on prend **g = 30 cm**
- Il y a deux volées ($H/2 = (3.06/2) = 1.53\text{m}$) on aura "18" contre marches entre chaque étage , il y a 9 contre marches sur une volée.
- Hauteur de RDC : $h_e = 4.08 \text{ m}$.
- Hauteur de l'étage : $h_e = 3.06 \text{ m}$.
- Giron : g = 30 cm
- Hauteur du contre marche h=17 cm]

• **L'inclinaison de la paillasse :**

$$\text{Tg}(\alpha) = H/L, \quad \text{Tg}(\alpha) = 1.53/2.4 \Rightarrow \alpha = 32.51^\circ$$

- La longueur de la paillasse : $L_p = \frac{1.53}{\sin \alpha} \quad L_p = 2.8\text{m}$

• **Epaisseur de la paillasse :**

L'épaisseur de la paillasse est déterminée par la formule suiv

$$\frac{L}{30} \leq \underline{\underline{e}} \leq \frac{L}{20} \quad L = 250 \text{ cm}$$

$$8.33\text{cm} \leq e \leq 12.5 \text{ cm}$$

$$\underline{\underline{e}} = 15\text{cm}$$

L'épaisseur du palier est le même que celle du paillasse.

II.7.2. Escalier Type 02 : Escaliers balancés :

L'escalier balancé est un type d'escalier sans palier intermédiaire, caractérisé par des changements de direction effectués grâce à des marches en saillie.

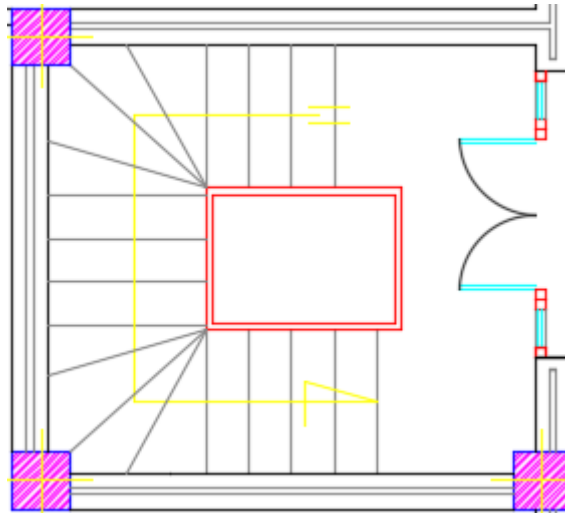


Figure II.9 : Coupe d'escalier

II.7.3. Etage du RDC :

La hauteur de l'étage service est **4.08 m** avec **3 volées**

La hauteur de la 3^{ème} est **1,53m**.

- **La première volée :**

$$N_c = \frac{H_v}{h} = \frac{153}{17} = 9 \rightarrow N_c = 9$$

• La première volée

$$N_c = \frac{H_v}{h} = \frac{153}{17} = 9 \rightarrow N_c = 9$$

- Nombre de marche de volée :

$$N_m = N_c - 1 = 9 - 1 = 8$$

- La longueur de la ligne de foulé (1):

$$l_f = g \times N_m = 0.3 \times 8 = 2.4m$$

- L'inclinaison de paillasse :

$$\text{tg}(a) = 1,53 / 2,4 = 0,637 \rightarrow a = 32,52^\circ$$

- La longueur de la paillasse est:

$$L = \frac{H_v}{\sin(a)} = \frac{1,53}{\sin(32,52)} = 2.85m$$

II.8. Charges et surcharges (KN/ml)

II.8.1. Plancher terrasse inaccessible

Dans notre projet la terrasse est une zone inaccessible et réalisée en plancher à corps creux en forme de pente.

Tableau II.1 : Charge de plancher corps creux terrasse inaccessible.

Désignation	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
Gravillons de protection	0.05	17	0.85
Etanchéité multicouches	0.02	6	0.12
Isolation thermique	0.04	4	0.16
Forme de pente	0.1	22	2.2
Dalle en corps creux (16+4cm)	/	/	2.8
Enduit plâtre	0.02	10	0.2
Papier craft	/	/	0.01
G = 634 kg/m² = 6.34KN/m²		Q = 100 kg/m² = 1.00KN/m²	

II.8.2. Plancher des étages courants :

Tous les planchés des étages sont réalisés avec le type planché à corps creux.

Tableau II.02 : Charge du plancher corps creux en béton et étages courants

Désignation	Epaisseur(m)	Poids volumique (kN /m ³)	Charges (kN/m ²)
Revêtement en Carrelage	0.02	22	0.44
Chape de mortier	0.02	20	0.4
lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle en corps creux (16+4)	0.24	14	2.8
Cloison de séparation	0,1	9	0.9
Enduit plâtre	0.02	10	0.2

$G_{étages} = 520 \text{ kg/m}^2 = 5.20 \text{ KN/m}^2$

$Q_{EC} = 150 \text{ kg/m}^2 = 1.50 \text{ KN/m}^2$

$QRDC \text{ et } 1^{er} = 250 \text{ kg/m}^2 = 2.5 \text{ KN/m}^2$

❖ Maçonnerie :

○ Murs extérieurs

Tableau II.3 : Charges permanentes de mur extérieur

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN /m ³)	Charges (KN/m ²)
Enduit en ciment extérieur	0.02	0.2	0.4
Brique creuse	0.2	9	1.8
Enduit en plâtre	0.02	0.1	0.2

$G = 2.4 \text{ KN/m}^2$

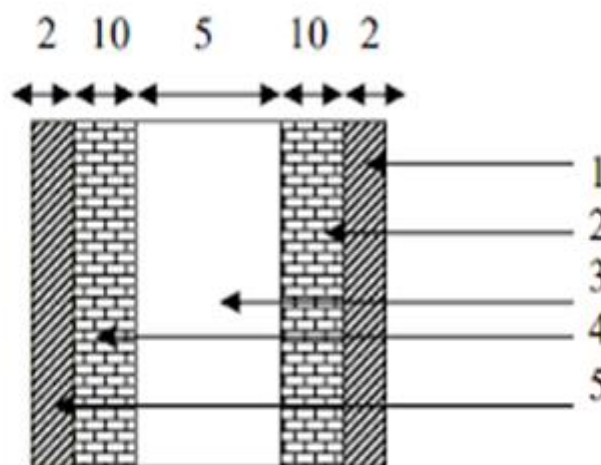


Figure II.10 : Coupe verticale du mur extérieur

○ Murs intérieurs

Tableau 0II.4 : Charges permanentes de cloisons murs intérieurs

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
Enduit en plâtre	0.02	0.2	0.2
Brique creuse	0.1	9	0.9
Enduit en plâtre	0.02	0.2	0.2

$$G=1.3\text{kN/m}^2$$

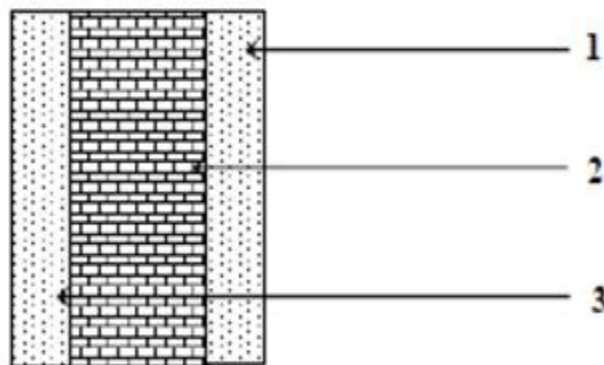


Figure II.11 : Coupe verticale du mur intérieur

Les escaliers

Surcharge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ KN/m}$

La paillasse avec une inclinaison de 32.52° :

Tableau 0 : Charge permanente d'eau palier simple

Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids(KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier dépose	0.02	20	0.40
Couche de sable	0.02	18	0.36
Poids propre du palier	0.16	25	4,00
Enduit de plâtre	0.02	20	0.40
Total		G=	5,6(KN/m²)

Surcharge d'exploitation : $Q=2,5\text{KN/m}^2$

Tableau II.6 : Charge permanente des eaux paillasse à 32.52°

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids(KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de repose	0.02	20	0.40
Couch de sable	0.02	18	0.36
Marches	0.17/2	25	2.125
Paillasse	0.15	$25/\cos 32.52$	4.45
Enduit de plâtre	0.02	20	0.4
Total		G=	8,17 (KN/m²)

Palier de repos :

Tableau II.7 : Charges permanentes du palier de repos

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle en béton	0.15	25	3.75
Revêtement de ciment	0.02	10	0.2
G=5.15 KN/m²			Q=2.5 KN/m²

Paillasse :

Tableau 0 : Charge permanentes de paillasse

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Poids propre de la paillasse	$0.15/\cos \alpha$	20	4.45
Enduit en ciment	0.02	10	0.2
Poids propre des marches	0.17/2	25	2.12
Garde- corps	/	/	1,00
G=8.93			Q=2.5KN/m²

❖ Les balcons :

Tableau II.9 : Charge et surcharges de balcon

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle en BA	0.15	25	3.75
Enduit de ciment	0.02	20	0.40
G= 531 kg/m²=5.31KN/m²		Q= 350 kg/m²=3.5 KN/m²	

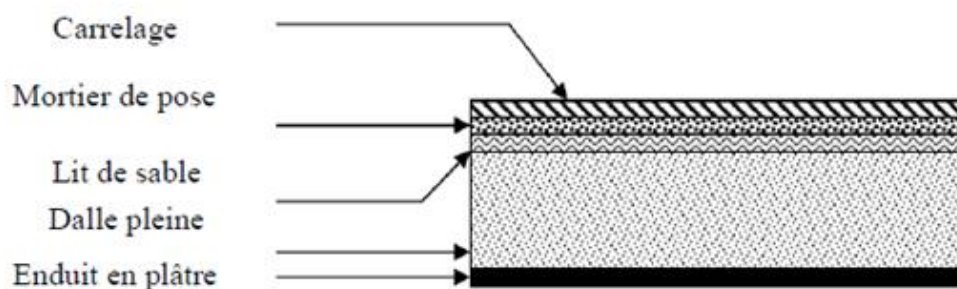


Figure II.12 : Composition du plancher dalle pleine

II.9. Les poteaux

Les poteaux sont pré-dimensionnés pour résister à la compression simple. Nous identifions les poteaux les plus sollicités de la structure, y compris un poteau central, un poteau en bordure et un poteau d'angle. Pour ce faire, nous utilisons un calcul qui prend en compte la répartition décroissante des charges d'exploitation. Les dimensions de la section transversale de ces poteaux doivent satisfaire aux conditions énoncées dans les règles du RPA 99 (article 7.4.1/V2003), qui sont exprimées sous forme d'équations.

$$\text{Min } (b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm en zones IIb et III}$$

$$\text{Min } (b_1, h_1) \geq h_e / 20$$

$$1/4 < (b_1 / h_1) < 4$$

Le calcul se fait selon La formule générale de la section réduite (BAEL-Art5-5) :

$$Br \geq \frac{k \beta Nu}{\frac{f_{bu}}{0.9} + \frac{0.85}{100} f_{ed}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K=1.10 \text{ si plus de la moitié des charges est appliquée avant } 90 \text{ jours.} \\ k=1.20 \text{ si plus de la moitié des charges est appliquée avant } 28 \text{ jours.} \\ \underline{k=1} \text{ pour les autres cas.} \end{array} \right.$$

- $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$: Résistance à la compression du béton
 - $f_e = 400 \text{ MPa}$: Limite d'élasticité de l'acier utilisé
 - $\gamma_b = 1,5$ situation durable ou transitoire
 - $\gamma_b = 1,15$ situation accidentelle
 - $\gamma_s = 1,15$ situation durable ou transitoire
 - $\gamma_s = 1$ situation accidentelle
 - θ est en fonction de la durée T d'application des combinaisons d'action :
 - $\theta = 1$: $T > 24h$
 - $\theta = 0.9$: $1h \leq T \leq 24h$
 - $\theta = 0.85$: $T < 1h$
- $$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot 25}{1.15} = 14.2 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{ed} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

β est le Coefficient qui dépend de l'élancement mécanique λ des poteaux.

$$\left\{ \begin{array}{l} \beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \dots \text{si } \lambda \leq 50. \\ \beta = \frac{0.85 \lambda^2}{1500} \dots \text{si } 50 < \lambda \leq 70. \end{array} \right.$$

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a} \quad \underline{a} : \text{la plus petite cote.}$$

On fixe l'élancement mécanique forfaitairement à $\lambda = 35$. Le calcul se fait en compression centrée Et toutes les armatures participent à la résistance.

$$Br \geq \frac{1 \times 1.2 \times N_u \times 10^3}{1 \times \frac{14.2}{0.9} + \frac{0.85}{100} \times 348} = 0.64 Nu \text{ (cm}^2\text{)}$$

On adopte un poteau carré :

$$Br = (a - 2)^2 \Rightarrow a = \sqrt{Br} + 2$$

➤ **Calcul des surfaces et charges et surcharges revenant aux poteaux**

Dans cette structure, le poteau le plus sollicité est celui qui a la plus grande zone d'influence, c'est-à-dire la zone qu'il supporte. Pour tenir compte des problèmes de continuité, nous augmentons cette zone de 10 % pour les poteaux intermédiaires qui sont à proximité des poteaux en bordure, mais cette règle s'applique uniquement lorsque la poutre qu'ils soutiennent comporte au moins 3 travées

NB :

On doit majorer l'effort normal ultime par (10 %) car la position de poteau le plus sollicité est situé au voisinage du poteau de rive.

$$N_{U\text{majoré}} = 1.1N_U$$

- Surface d'influence

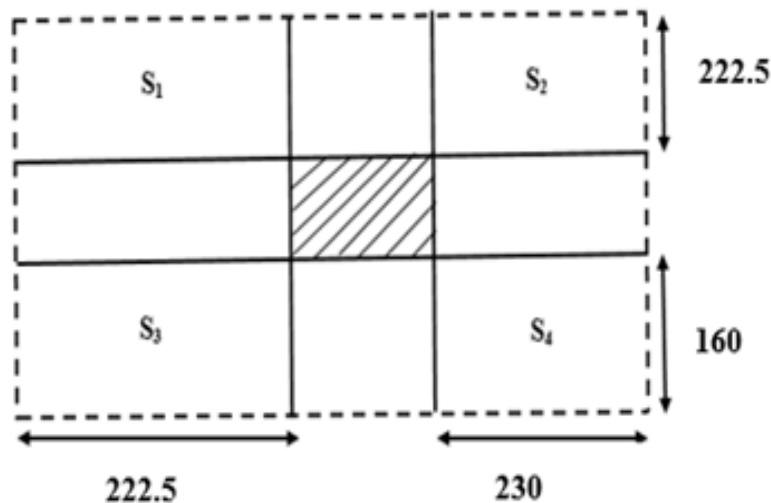


Figure 0II.13 : Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité

- Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité

$$S1 = 2.225 \times 2.225 = 4.950 \text{ m}^2$$

$$S2 = 2.30 \times 2.225 = 5.117 \text{ m}^2$$

$$S3 = 1.6 \times 2.225 = 3.56 \text{ m}^2$$

$$S4 = 1.6 \times 2.3 = 3.68 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{nette}} = S1 + S2 + S3 + S4 = 17.307 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{brute}} = 4.125 \times 4.825 = 19.903 \text{ m}^2$$

- **Calcul du poids propre des poutres :**

- **Les Poutres principales :**

$$GPP = SPP \times \rho$$

ρ : Le poids volumique du béton égale a 25 KN /m³

$$GPP = [0.30 \times 0.45 \times (2.225 + 2.3)] \times 25 = 15.272 \text{KN}$$

- **Les Poutres secondaires :**

$$GPS = SPS \times \rho$$

$$GPS = [0.30 \times 0.40 \times (1.60 + 2.225)] \times 25 = 11.475 \text{KN}$$

$$GPP + GPS = 26.746 \text{KN}$$

- **Poids des poteaux :**

Pour RDC:

$$P = 4.08 \times (0.30 \times 0.30) \times 25 = 9.18 \text{KN}$$

Pour Etage courant:

$$P = 3.06 \times (0.30 \times 0.30) \times 25 = 6.88 \text{KN}$$

Poids propre des éléments :

Le poids des planchers: $G \times S \times t$

Plancher terrasse inaccessible :

$$P_{pt} = G \times S \times t = 6.34 \times 17.307 = 109.726 \text{KN}$$

Plancher d'étage courant:

$$P_{p \text{ étage courant}} = G \times S \times t = 5.2 \times 17.307 = 89.996 \text{KN}$$

La loi de dégression :

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse inaccessible du bâtiment. Q_1, Q_2, \dots, Q_n les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2...n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appui ces charges d'exploitation suivant d'après le (DTRBC 2.2 5) :

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

On calcul avec $\frac{3+n}{2n}$ à partir du cinquième étage.

Terrasse inaccessible : $S_{p1} = 17.307 \text{KN}$

Tableau 0 : Descend des charges

Niveau	Q (KN/m ²)	Q	Q _n (KN)
6	1	Q0	17,307
5	1,5	Q0+Q1	152.301
4	1,5	Q0+0,95(Q1+Q2)	273.7956
3	1,5	Q0+0,9(Q1+Q2+Q3)	381.7908
2	1,5	Q0+0,85(Q1+Q2+Q3+Q4)	476.2866
1	2,5	Q0+0,8(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5)	629.2798
RDC	2,5	Q0+0,75(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6)	759.774

Tableau 0 : Dimensionnement des poteaux

Niveau	G (KN)	G cumulée (KN)	Q minoré (KN/m ²)	Q cumulée (KN/m ²)	N _u (KN)	N _u majoré (KN)	Br (cm ²)	(a) cm ²	(axb) adop
terrasse	143,352	143,352	17,307	17,307	219,485	241,434	/	/	/
6 ^{ème}	123,306	275,658	25,960	43,267	437,035	480,739	307,672	19,405	30x30
5 ^{ème}	123,306	398,964	25,960	69,227	642,441	706,686	452,279	23,266	35x35
4 ^{ème}	123,306	522,270	25,960	95,187	847,845	932,629	596,882	26,431	40x40
3 ^{ème}	123,306	645,576	25,960	121,147	1053,248	1158,572	741,486	29,23	40x40
2 ^{ème}	123,306	768,882	25,960	147,107	1258,651	1384,516	886,090	31,767	45x45
1 ^{er}	123,306	892,188	43,267	190,374	1490,014	1639,016	1048,970	34,387	45x45
RDC	125,892	1018,08	43,267	233,641	1724,869	1897,356	1214,308	36,846	50x50

II.10. Les vérifications

II.10.1. Vérification de l'RPA

Pour dimensionner les sections transversales des poteaux voici les exigences de L'article 7-4-1 du RPA99

$$\text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm} \dots (1).$$

$$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20 \dots (2).$$

$$1/4 < b/h < 4 \dots (3).$$

Tableau 0 : Vérification des conditions de RPA

étages	h(cm)	b(cm)	Condition RPA		
			1	2	3
6 ^{ème}	30	30	CV	C.V	C.V
5 ^{ème}	35	35	CV	C.V	C.V
4 ^{ème}	40	40	CV	C.V	C.V
3 ^{ème}	40	40	CV	C.V	C.V
2 ^{ème}	45	45	CV	C.V	C.V
1 ^{er}	45	45	CV	C.V	C.V
RDC	50	50	CV	C.V	C.V

a) Vérification au flambement :

$\lambda = L_f / i$ (l'élancement).

$L_f = 0.7 l_0$ (la hauteur de poteau).

$i = \sqrt{I/B}$ (rayon de giration de la section transversale).

$I = \frac{bh^3}{12}$, $B = b \times h$

Tableau II.13 : Vérification au flambement

Niveau	a (cm)	l_0 (m)	$l_f(m)=0.7 l_0$	$\lambda = \frac{l_f \times \sqrt{12}}{a}$	$\lambda \leq 35$
6 ^{ème}	30	3.06	2.142	24,73	C.V
5 ^{ème}	35	3.06	2.142	21,20	C.V
4 ^{ème}	40	3.06	2.142	18,55	C.V
3 ^{ème}	40	3.06	2.142	18,55	C.V
2 ^{ème}	45	3.06	2.142	16.49	C.V
1 ^{er}	45	3.06	2.142	16.49	C.V
RDC	50	4,08	2,856	17,31	C.V

III. Chapitre III :
Calcul des éléments
secondaires

III.1. Introduction

Lors de ce calcul, nous souhaitons nous assurer, grâce à une bonne modélisation, la stabilité et la résistance des différents éléments secondaires de mon bâtiment (balustrade, balcon, escaliers, dalles) à l'impact sismique et aux effets verticaux (permanents et fonctionnels), puis le calcul correct des pièces de renforcement selon BAEL 91 et RPA99/V2003.

III.2. Etude de l'acrotère

C'est un élément placé en bordure du sol de la terrasse. Il est conçu pour protéger infiltration des eaux de pluie.

III.2.1. Calcul des sollicitations

➤ Surface de l'acrotère : $S = [(60 \times 10) + (10 + 8) \times 10 / 2] = 690 \text{ cm}^2 S = 0.069 \text{ m}^2$

➤ Poids propre de l'acrotère : $G = \rho \times S = 25 \times 0.0675 = 1.73 \text{ KN/ml}$.

➤ Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

➤ Effort tranchant : $T = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$.

Effort normal dû au poids propre G :

$$N = G \times 1 \text{ ml} = 1.73 \times 1 = 1.73 \text{ KN}$$

Moment de renversement M_Q dû à la surcharge Q :

$$M_Q = Q \times H = 1 \times 0.6 \times 1 \text{ ml} = 0.6 \text{ KN.m}$$

III.2.2. Combinaison de charge :

ELU :

$$N_U = 1.35G = 2.34 \text{ KN}$$

$$M_U = 1.5M_Q = 0.9 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$N_{ser} = G = 1.73 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = M_Q = 0.6 \text{ KN.m}$$

III.2.3. Ferrailage de l'acrotère :

Le ferrailage se fait à une section rectangulaire qui est soumise à la flexion composée, avec des caractéristiques suivantes :

$$h = 10 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}; d = 8 \text{ cm}; c = 2 \text{ cm}$$

Calcul des armatures à L'E LU

Calcul de l'excentricité :

$$e_u = M_U / N_U = 0.9 / 2.34 = 0.38 \text{ m}$$

$$h/2 - c = 5 - 2 = 3 \text{ cm} \longrightarrow e_u = 38 \text{ cm} > 3 \text{ cm} \longrightarrow \text{CV}$$

La section est donc partiellement comprimée, et le calcul des renforts se fait sous l'influence du moment imaginaire M_{uf} en flexion simple, puis on revient à la flexion combinée.

➤ Calcul en flexion simple

- Les vérifications

l'E.L. U :

Calcul du moment fictif :

$$M_{uf} = M_u + N_u (h/2 - C) = 0.9 + 2.34 (0.1/2 - 0.02) = 0.97 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{T_u}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.011$$

$$\mu_{lu} = (3440 \gamma + 49 * f_{c28} - 3050) * 10^{-4} = 0.37$$

$$\gamma = \frac{M_{u_f}}{M_s} = \frac{0.97}{0.60} = 1.62$$

iii

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0 \text{ (Pas d'armature comprimée)}$$

$$\mu_{bu} = 0.011 < 0.37 \text{ On utilise la méthode simplifiée}$$

$$\text{Tel que : } Z_b = d(1 - 0.6 * \mu_{bu}) = 0.079 \text{ m}$$

$$A_{sf} = \frac{M_{u_f}}{Z_b * f_{ed}} = \frac{0.97 * 10}{0.079 * 348} = 0.35 \text{ cm}^2$$

Avec :

Les armatures en flexion composée :

$$A_s = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.35 - \frac{2.34}{34.8} = 0.28 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 (b * d) f_{t28} / f_{ed} = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$A_s < A_{min} \quad A_s = A_{min} = 0.9 \text{ cm}^2$$

$A_s = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$St = 25 \text{ cm}$

- Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

$A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$St = 25 \text{ cm}$

- Vérification de l'effort tranchant : (BAEL 91 Art A 5.11)

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.019 < \bar{\tau}_u = 3.33 \dots \dots \dots \text{ C.V}$$

- Vérification d'adhérence des barres au cisaillement

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0,8 = 10,05 \text{ cm}$$

$$\bar{\Psi}_s \geq 1,5 \text{ on prend : } \bar{\Psi}_s = 1,5$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots \text{C.V}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

III.2.4.2. Vérification à l'ELS :

- Contrainte de compression dans le béton

$$\sigma_{bc} = y.k$$

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

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d.A_s + d'.A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 [A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2]$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$Y = 1,91 \text{ cm} \quad \text{et} \quad K = 144,27 \text{ MN/m}^3 \quad I = 415,88 \text{ cm}^4$$

$$\bar{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc} \dots \text{C.V}$$

- Vérification des contraintes maximales dans l'acier

$$\eta = 1,6$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2f_e}{3}, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = \min \{ 266,66, 201,66 \} = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \eta.K (d - y)$$

$$K = 144,27 \text{ MN/m}^3$$

$$\sigma_s = 15 \times 144,27 \times (0,08 - 0,0191) = 131,8 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s > \sigma_s \dots \text{C.V}$$

- Vérification au séisme

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

$$A = 0,15$$

$$C_p = 0,80$$

$$W_p = 1,73 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,73 = 0,830 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 0,830 \text{ KN/ml}$$

$$F_p < Q \dots \text{C.V}$$

➤ Calcul d’ancrage

$$L_s = \frac{\phi \cdot F_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$
$$\tau_{su} = 0.6 \cdot \phi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \cdot 1.5^2 \cdot 2.1 = 2.83 MPa$$
$$L_s = \frac{0.8 \cdot 400}{4 \cdot 2.83} = 28.27 cm$$

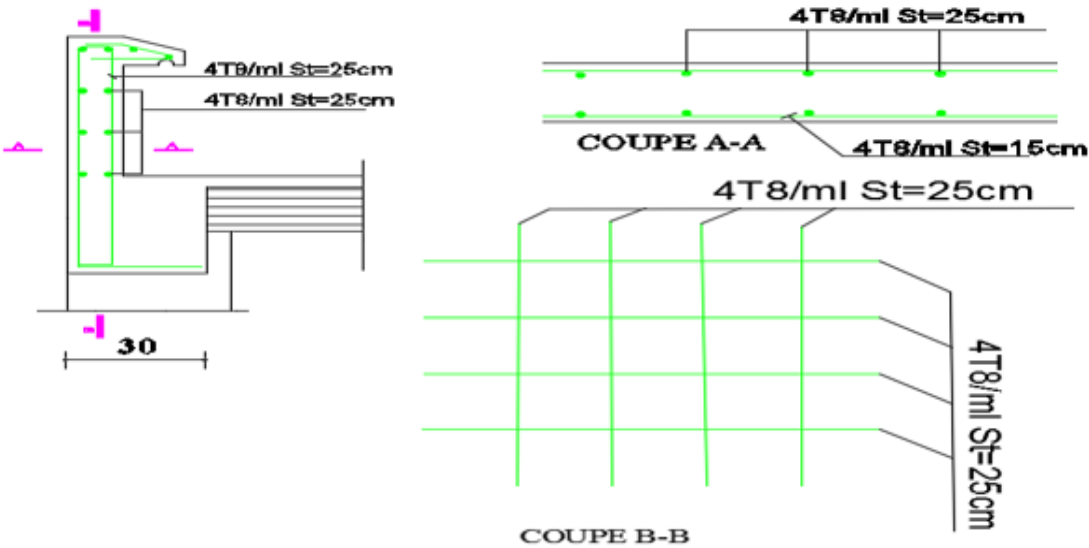


Figure III.1 : Schéma de ferrailage de l’acrotère

III.3. Calcul des balcons

Dans notre calcul nous avons considéré le calcul du balcon. La distance est 1,50m et l'épaisseur est 15cm.

III.3.1 Evaluation des charges

Les différents de charges appliquées sur les balcons sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau III.1 : Les actions

Charge permanente revenant à la dalle <u>G</u>	Charge d'exploitation (Surcharges sur le balcon) <u>Q1</u>	Charge de garde corps <u>G2</u>	Charge due à la main courant <u>Q2</u>	Action accidentelle <u>Fp</u>
5.31 KN/ml	3.5 KN/ml	1KN ml	1 KN ml	0 KN/m2

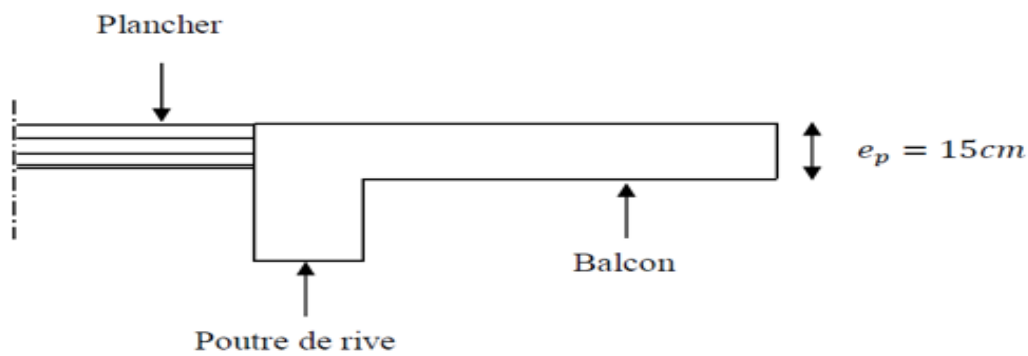


Figure III.2 : Coupe verticale détaillant la liaison balcon – poutre

❖ Combinaison fondamentale :

➤ L'ELU :

$q_u = 1.35 \times 5.31 + 1.5 \times 3.5$
 $q_u = 12.42 \text{ KN/ml.}$
 $P_u = 1.35 \times 1$
 $P_u = 1.35 \text{ KN/ml.}$

➤ L'ELS :

$q_s = 5.31 + 3.5$ **$q_s = 8.81 \text{ KN/ml.}$**
 $P_s = 1 \text{ KN/ml.}$

Schéma statique de calcul

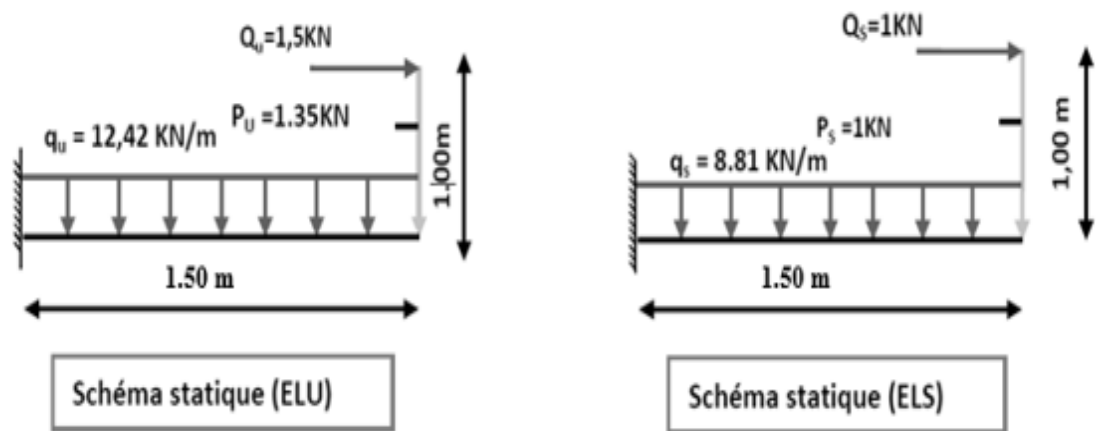


Figure III.3 : Schéma statique de dalle pleine à l'ELU et l'ELS du balcon.

III.3.2. Calcul des sollicitations**➤ Moment d'encastrement**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} + p_u \cdot l = \frac{12.42 \times 1.50^2}{2} + 1.35 \times 1.50 = 15.99 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_s \times l^2}{2} + p_s \cdot l = \frac{8.81 \times 1.50^2}{2} + 1 \times 1.50 = 11.41 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u \times l + p_u = 12.42 \times 1.50 + 1.35 = 19.98 \text{ KN}$$

$$V_s = q_s \times l + p_s = 8.81 \times 1.50 + 1 = 14.21 \text{ KN}$$

III.3.3. Ferrailage du balcon

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} + p_u \cdot l = \frac{12.42 \times 1.50^2}{2} + 1.35 \times 1.50 = 15.99 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_s \times l^2}{2} + p_s \cdot l = \frac{8.81 \times 1.50^2}{2} + 1 \times 1.50 = 11.41 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u \times l + p_u = 12.42 \times 1.50 + 1.35 = 19.98 \text{ KN}$$

$$V_s = q_s \times l + p_s = 8.81 \times 1.50 + 1 = 14.21 \text{ KN}$$

a) Armatures longitudinales :

On considère une section rectangulaire soumise à la flexion simple, en prenant une bande de 1m de largeur

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

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}; F_{bu} = 14,17 \text{ MPa.}$$

❖ Moment réduit :

$$M_u = 15.99 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{15.99 \times 10^{-3}}{1 \times (0.135)^2 \times 14.2} = 0.062$$

$$\mu_i = 0.8 \alpha_i (1 - 0.4 \alpha_i)$$

$$\alpha_i = \frac{3.5}{\xi_s + 3.5} = 0.668$$

$$\mu_i = 0.8 \times 0.668 (1 - 0.4 \times 0.668) = 0.392$$

$$\mu_{bu} = 0.062 < \mu_{lu} = 0.392,$$

Conclusion : la section est simplement armée et $A_s' = 0$

On adopte :

$$A_l = \frac{M_u}{F_{ed} Z_b}$$
$$Z_b = d(1 - 0.6 \mu_{bu}) \quad Z_b = 13,5(1 - 0,6 \times 0,062) = 12.997 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{15,99 \times 10^6}{129,97 \times 348} = 3,54 \text{ cm}^2$$

On adopte : 5HA 10 = 3.93 Avec : St = 20 cm

b) Armature de répartition :

$$A_t = \frac{A_l}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

On adopte : 5HA8 = 2.50cm² Avec : St = 20 cm

III.3.4 Les Vérifications :

❖ Vérification à l'ELU :

1) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times 1000 \times 135 \times \frac{2,1}{400} = 1,63$$

$$\begin{cases} A_l \geq A_{min} \\ A_r \geq A_{min} \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} A_l = 3,93 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV} \\ A_r = 2,50 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV} \end{cases}$$

❖ Vérification de disposition d'armature :

➤ Armature longitudinale :

$$S_r \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Avec : h : l'épaisseur du balcon = 15cm
$$S_r = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ Armature de répartition :

$$S_r \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = \min(60 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$S_r = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ Vérification de l'effort tranchant

$$V_u = q_u l + p_u = 19.98 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bxd} < \bar{\tau} \quad \bar{\tau} = 3.25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{19,98 \times 10^3}{100 \times 135} = 0.148 \text{ MP}$$

$$\bar{\tau}_u 3.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

1) Vérification de l’adhérence d’appui (Art A 6.1.3 BAEL 91) :

$\bar{\tau}_{su} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{MPa}$

$$\tau_{su} = \frac{19.98 \times 10^3}{0.9 \times 135 \times 188.4} = 0.87 \text{ MPA}$$
$$\sum u_i = 188.4 \text{ mm}$$
$$\tau_u = 0.87 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{su} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Donc il n’y aura pas de risque d’entraînement des barres longitudinales.

• Calcul de l’ancrage :

$\tau_{su} = 2.83\text{MPa}$
$$L_s = \frac{1}{4} \cdot \frac{400}{2.83} = 35.33\text{cm} > b = 30 \text{ cm}$$

Donc à la fin de chaque armature longitudinale, il est nécessaire de prévoir des crochets.

❖ Vérification à L'ELS :

1) Contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$
$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times Y}{I}$$

Les résultats des vérifications sont présents dans le tableau

Tableau 0 : Tableau récapitulatif des résultats trouvés

Mser (KN.m)	As (cm²)	I (cm⁴)	Y (cm)	K (MPa/mm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
11.41	3.93	9781.97	4.01	117	4.68	15	C.V

2) Vérification des contraintes maximales dans l’acier :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$
$$\bar{\sigma}_s > \sigma_s \dots \dots \dots \text{C.V}$$

3) Vérification de la flèche :

$$\checkmark \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{0.15}{1.50} = 0.1 \geq 0.062 \dots \dots \dots \text{CV}$$
$$\checkmark \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \longrightarrow \frac{0.15}{1.50} = 0.1 \geq 0.1 \dots \dots \dots \text{CV}$$
$$\checkmark \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \longrightarrow \frac{5.65}{100 \times 13.5} = 0.0041 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées.

❖ Schéma de ferrailage du balcon :

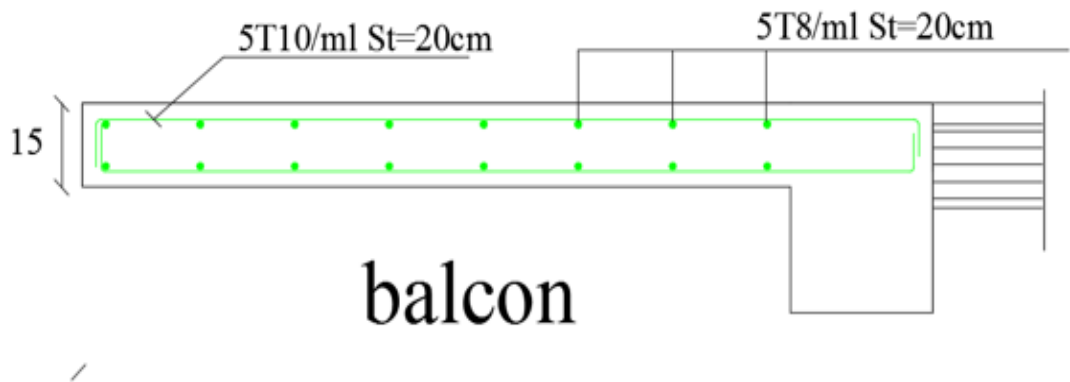


Figure III.4 : Schéma de ferrailage de balcon

III.4. Etude des planchers

III.4.1. Définition

Le plancher est **Un étage** est une **zone** horizontale **plate qui sépare** deux niveaux **de bâtiment** et est capable de supporter des charges ; Nous distinguons :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine

Le calcul est fait pour le plancher le plus sollicité, nous avons choisi le plancher à corps creux d'épaisseur 16 cm avec une dalle de compression de 4 cm.

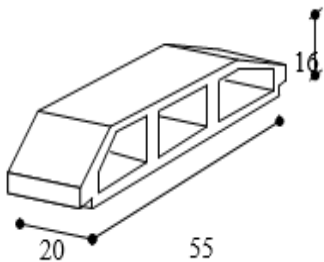


Figure 0.5 : Corps Creux

III.4.2. Calcul de la dalle de compression
III.4.2.1 Calcul des armatures

La dalle de compression et aura une épaisseur est coulée dessus de 4 cm, et armée d’un treillis soudé (TLE 520, $\Phi \leq 6$ mm), dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées dans le BAEL 83 (art B.6.8.423) suivantes :

- 20 cm pour les armatures \perp aux poutrelles ;
- 33 cm pour les armatures $//$ aux poutrelles.
- $50\text{cm} < L_1 = 60\text{ cm} < 80\text{cm}$

• Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \cdot L_1}{f_e} = 4 \times \frac{60}{400} = 0.6\text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A_{\perp} = 5\ \Phi 6 = 1,41\text{ cm}^2/\text{ml}$

$St = 20\text{ cm}$

• Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,41}{2} = 0,71\text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A_{//} = 5\ \phi\ 6 = 1,41\text{ cm}^2/\text{ml}$

$St = 20\text{ cm}$

Donc on ferraille la dalle de compression avec un treillis soudés (TS) dont la dimension des mailles sont égales $(20 \times 20)\text{ cm}^2$.

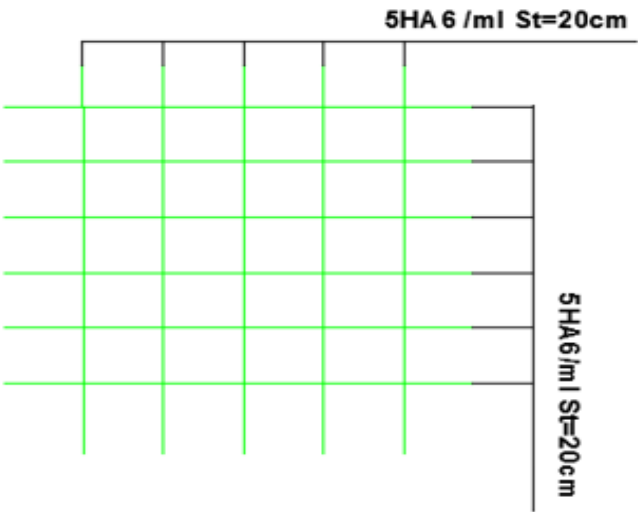


Figure III.6 : Treillis soudés $(20 \times 20)\text{ cm}^2$

III.4.3 Calcul des poutrelles

✓ Avant le coulage de la dalle de compression.

Nous considérons que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :

Son poids propre avec le poids du corps creux.

Les charges d'exploitation : $Q=1\text{KN/m}^2$

III.4.3.1. Evaluation des charges

➤ Charges permanentes :

- Poids propre de poutrelle : $0.04 \times 0.12 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$
- Poids de corps creux d'épaisseur : $G = 0.6 \times 0.95 = 0.57 \text{ KN/ml}$

➤ Surcharge d'exploitation :

- Surcharge d'exploitation de la main d'œuvre : $Q = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN/ml}$

III.4.3.2. Calcul des sollicitations

ELU :

$$q_u = 1.35 \times (0.12 + 0.57) + 1.5 \times 0.6 = 1.83 \text{ KN/ml}$$

l: portée de la plus grande travée telle que $l = 4.90\text{m}$

$$M_{Tu} = \frac{q_u \times l^2}{8} = 1.83 \times (4.90)^2 / 8 = 5.492 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$q_s = 0.69 + 0.6 = 1.29 \text{ KN/ml} \quad M_{Ts} = (q_s \times l^2) / 8 = 1.29 \times (4.90)^2 / 8 = 3.871 \text{ KN.m}$$

$$M_{Ts} = \frac{q_s \times l^2}{8} = 1.29 \times (4.90)^2 / 8 = 3.871 \text{ KN.m}$$

- L'effort tranchant :

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{1.83 \times 4.75}{2} = 4.34 \text{ KN}$$

$$b_0 = 10 \text{ cm}; d = 3.6 \text{ cm}; h_0 = 4 \text{ cm}; f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$U_{bu} = \frac{5.49 \times 10^{-3}}{0.10 \times (0.036)^2 \times 14.2} = 2.98$$

$$\gamma = \frac{5.492}{3.871} = 1.418$$

$$\mu_{lu} = [3440 \gamma + 49(25) - 3050] \times 10^{-4}$$

$$\mu_{bu} = 0.306 > \mu_{lu} = 0.305 \longrightarrow \dot{A}_s \neq 0$$

Donc les armatures comprimées sont nécessaires

✓ Après coulage de la dalle de compression

La poutrelle travaille comme une poutre en T après le coulage et le durcissement de la dalle de compression.

Les dimensions des poutrelles sont comme suit : $b = 60\text{cm}$; $h = 20\text{cm}$; $b_0 = 10\text{cm}$; $h_0 = 4\text{cm}$.

Tableau 0 : Evaluation des charges de la poutrelle

	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	b(m)	0.6q _u (KN/m)	0.6q _s (KN/m)
Terrasse inaccessible	6.34	1	0.6	6.034	4.40
(6,5,4,3,2) ^{ème} étages	5.20	1.5	0.6	5.11	4.02
RDC et 1 ^{re} Étage	5.20	2.5	0.6	6.46	4.62

Evaluation des charges et surcharges :

On calcule le plancher le plus défavorable et ont généralisé le ferrailage pour les autres planchers des différents niveaux, pour notre projet le cas le plus défavorable c'est le cas du RDC

$$\begin{cases} G = 5.20 \text{ KN/m}^2 \text{ et } Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \\ q_u = 6.46 \text{ KN/m}^2 \text{ et } q_s = 4.62 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

III.4.3.3. Choix de la méthode de calcul

La poutrelle étudiée est considérée comme une poutre continue à supports multiples. L'enquête est menée de l'une des manières suivantes :

- Méthode de forfaitaire.
- Méthode de CAQUOT.
- Méthode des trois moments

Vérification des conditions d’application des méthodes forfaitaires

Condition 1 :

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

Condition 2 :

Le moment d’inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées.

Condition 3 :

La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Condition 4 :

$$0,8 \leq L_i / L_i + 1 \leq 1,25 \text{ n'est pas vérifiée donc on va utiliser : la méthode de CAQUOT.}$$

Méthode de Caquot

Elle est applicable généralement pour les planchers à surcharges élevées mais elle peut s’appliquer aussi si la méthode forfaitaire n’est pas applicable.

Règle des moments :

- Les moments en appuis :

$$M_a = - \frac{(q_w \times l' w^3 + q_e \times l' e^3)}{8,5 (l' w + l' e)}$$

- Les moments en travées :

$$M_t = M_w - V_w \times X_0 - \frac{(q \times X_0^2)}{2} \quad \text{Avec} \quad X_0 = -\frac{V_w}{q}$$

- Règle de l’effort tranchant :

$$V_w = - \frac{(M_v - M_e)}{l} - \frac{q \times l}{2}$$
$$V_e = V_w + q \times l$$

Le calcul des moments et des efforts tranchants sont résumés dans les tableaux suivants :

III.4.3.4. Calcul des sollicitations des poutrelles

❖ Type (1) : 6 travées d’une longueur (22.5m)

à L’ELU $\Rightarrow q_u = 6.46 \text{KN/m}$
à L’ELS $\Rightarrow q_s = 4.62 \text{ KN/m}$

Tableau III.4 : Les sollicitations à l’ELU

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	
q _u (KN/m)	6.46	6.46	6.46	6.46	6.46	
L(m)	3.50	4.75	4.90	3.05	3.00	
L'(m)	3.50	3.80	3.92	2.44	3.00	
Appuis	A	B	C	D	E	F
L'w(m)	00	3.50	3.80	3.92	2.44	3.00
L _e '(m)	3.50	3.80	3.92	2.44	3.00	00
M _a (KN.m)	00	-10.18	-11.33	-8.93	-5.80	00
Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	
M _w (KN.m)	00	-10.18	-11.33	-8.93	-5.80	
M _e (KN.m)	-10.18	-11.33	-8.93	-5.80	00	
V _w (m)	-14.21	-15.58	-15.33	-8.82	-7.76	
V _e (m)	8.40	15.11	16.32	10.88	11.62	
X ₀ (m)	2.20	2.41	2.37	1.37	1.20	
M _t (KN.m)	15.63	8.61	6.45	-2.91	-1.14	

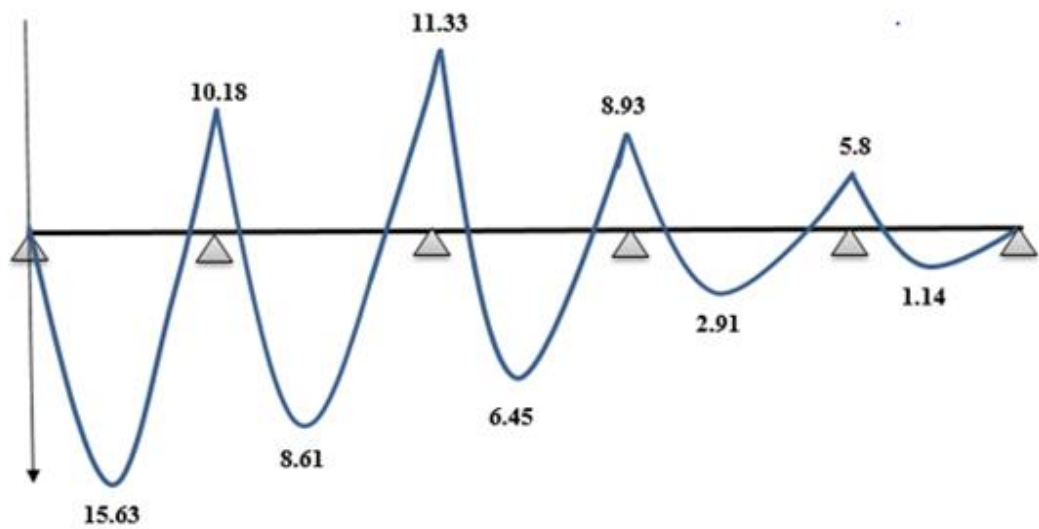


Diagramme III.1 : Diagramme des moments M à l'ELS

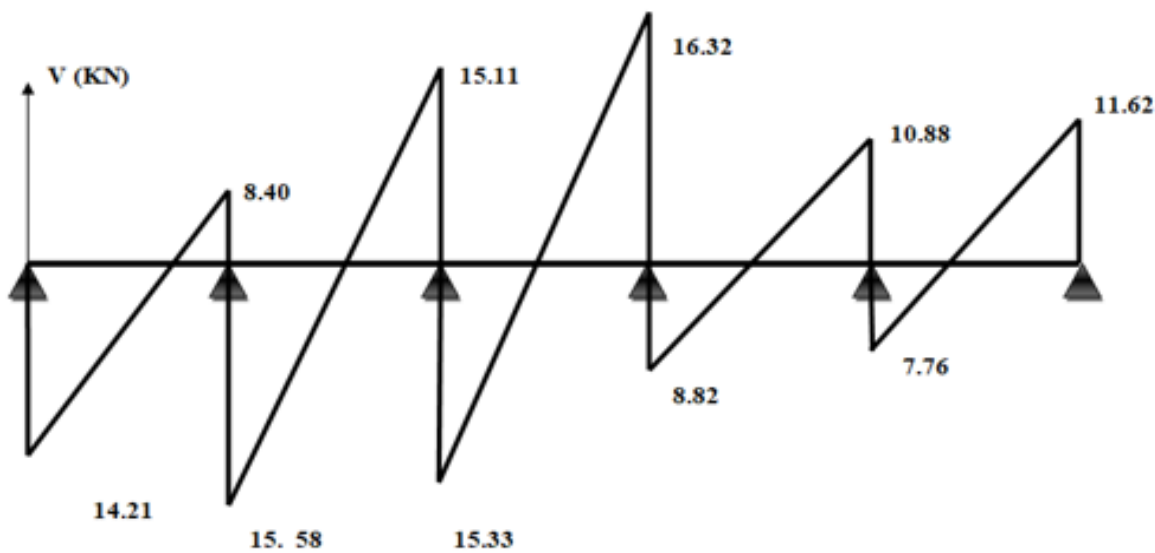


Diagramme III.2 : Diagramme des efforts tranchants V à l'ELS

Tableau 0 : Les sollicitations à L'ELS

Travée	A-B	B-C		C-D	D-E	E-F
<u>q_u</u> (KN/m)	4.62	4.62		4.62	4.62	4.62
L(m)	3.50	4.75		4.90	3.05	3.00
L'(m)	3.50	3.80		3.92	2.44	3.00
Appuis	A	B	C	D	E	F
L'w(m)	00	3.50	3.80	3.92	2.44	3.00
Le'(m)	3.50	3.80	3.92	2.44	3.00	00
<u>M_s</u> (KN.m)	00	-7.28	-8.10	-6.39	-4.15	00
<u>Travée</u>	A-B	B-C		C-D	D-E	E-F
<u>M_w</u> (KN.m)	00	-7.28		-8.10	-6.39	-4.15
<u>M_e</u> (KN.m)	-7.28	-8.10		-6.39	-4.15	00
<u>V_w</u> (m)	-6.01	-10.80		-10.97	-6.31	-8.31
<u>V_e</u> (m)	10.16	11.15		11.67	7.78	5.55
X ₀ (m)	1.30	2.34		2.37	1.37	1.80
<u>M_t</u> (KN.m)	3.91	5.34		4.92	-2.08	3.32

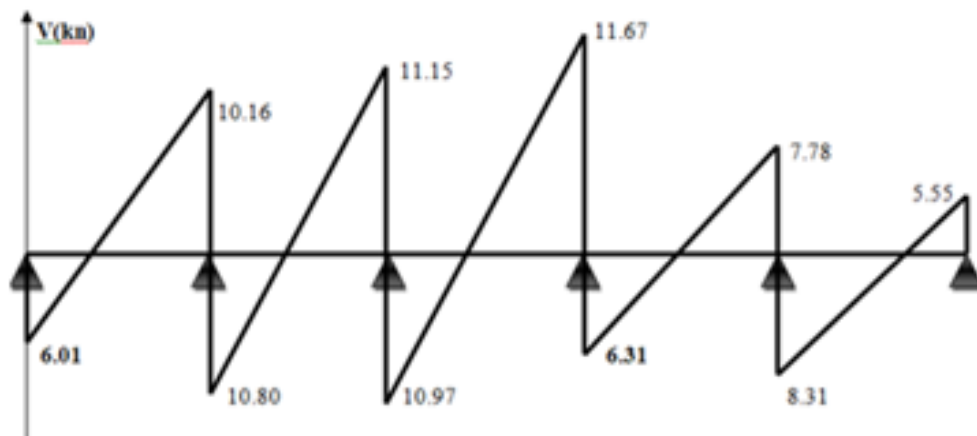


Tableau 0

Type	$M_{u(\max)}$ (KN.m)	μ_{bu}	A'_s (cm ²)	A_{cal} (cm ²)	Choix	$A_{s \text{ adopté}}$ (cm ²)
Résultats	15.63	0.056	0	2.58	2HA12+1HA10	3.04

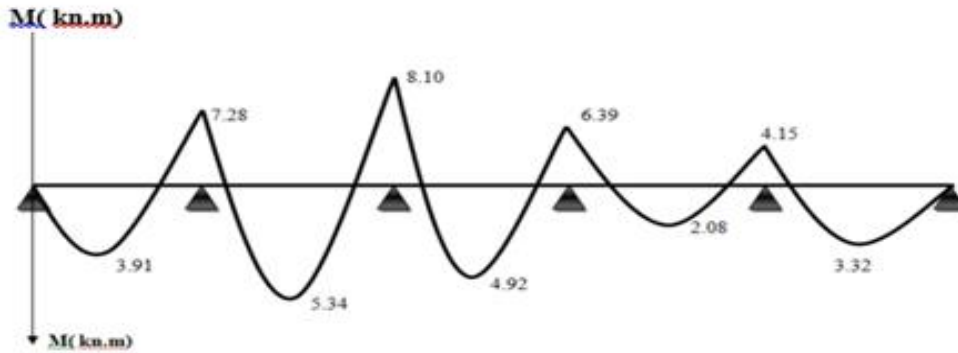


Diagramme III.3 : Diagramme des M moment à l'ELS

III.4.3.5. Les Armatures longitudinales

Pour le calcul nous choisirons la travée la plus défavorable :

$$M_t = 15.63 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 11.33 \text{ KN.m}$$

$$V_{\max} = 16.32 \text{ KN}$$

$$b = 0.6 \text{ m}; b_0 = 0.10 \text{ m}; h_0 = 0.04 \text{ m}; h = 0.2 \text{ m}; d = 0.18 \text{ m}$$

➤ Calcul des armatures en travée

Le moment en travée max est $M_{t \max} = 15.63 \text{ KN.m}$

$$M_{tu} = b h_0 F_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right); F_{bc} = \frac{0.85 F_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$M_{tu} = 0.6 \times 0.04 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \times 10^3 = 54.53 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 54.53 \text{ KN.m} > M_t = 15.63 \text{ KN.m}$$

La section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions (60 * 20) cm et le béton tendu n'intervient pas dans les calculs.

➤ Calcul A_s :

• Moments ultime réduit :

$$\mu_{bu} = \frac{15.63 \times 10^{-3}}{0.6 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.056$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440 \gamma + 49 f_{c28} - 3050$$

$$\gamma = \frac{15.63}{5.34} = 2.93$$

$$\mu_{bu} = 0.056 < \mu_{Lu} = 0.825 \text{ donc } A' = 0.$$

$$\mu_{bu} = 0.056 < 0.825 \text{ donc } Z_b = 17.39 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{15.63 \times 10^6}{173.9 \times 348} = 2.58 \text{ cm}^2$$

On adopte:

$$2\text{HA}12+1\text{HA}10 = 3.04 \text{ cm}^2$$

Tableau 0 : Les armatures longitudinales choisies (en travée)

Type	$M_{u(max)}$ (KN.m)	μ_{bu}	A'_s (cm ²)	A_{cal} (cm ²)	Choix	A_s adopté (cm ²)
Résultats	15.63	0.056	0	2.58	2HA12+1HA10	3.04

➤ Au niveau des appuis

$$M_a = 11,33 \text{ KN.m}$$

Moments ultime réduit

$$\mu_{bu} = 0,041$$

$$\gamma = 1.40$$

$$\mu_{bu} = 0,041 < \mu_{Lu} = 0,299 \text{ alors } A' = 0.$$

$$\mu_{bu} = 0,041 < 0,292$$

$$Z_b = 17,55 \text{ cm}$$

$$A_s = 1,85 \text{ cm}^2$$

$$1\text{HA}12+1\text{HA}10 = 1.91 \text{ cm}^2$$

Tableau III.8 : Les armatures longitudinales choisies (aux appuis)

Position	M_{ser} KN.m	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	Observation
Travée	5.34	3.04	4.53	10132.90	2.39	CV
Appui	8.10	1.91	3.70	6871.7	4.36	CV

Le calcul du diamètre minimal des armatures transversales :

$$\phi \geq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_c\right) \Rightarrow \phi \geq \min\left(\frac{20}{35}, \frac{10}{10}, 12\right) \Rightarrow \phi \geq 0.57 \text{ cm}$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm}$$

$$A_t = 2\text{HA}8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \text{Min} \{0.9.d; 40 \text{ cm}\} = 16.2 \text{ cm}$$

$$S_t = 15$$

III.4.3.6. Vérifications

➤ L'ELU :

Non fragilité

Aux appuis

$$A_{\min} = 0,23 \times 10 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,22$$

$$A_{\min} = 0,22 \text{ cm}^2 < A_s = 1,91 \text{ cm}^2 \dots \text{CV}$$

En travée

$$A_{\min} = 0,22 \text{ cm}^2 < A_s = 3,04 \text{ cm}^2 \dots \text{CV}$$

1) Cisaillement

$$V_{u \max} = 16.32 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0,90 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

2) La contrainte d'adhérence

$$\tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su}$$

$$\tau_{su} = 1.46$$

$$\Sigma U_i = 69,12 \text{ mm}$$

$$\tau_{su} = 1,46 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{su} = 3,15 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

3) L'ancrage des barres

$$\tau_{su} = 0,6 \times 1,5 \times 2,1 = 1,83 \text{ MPa}$$

$$L_s = \left(\frac{12}{4} \right) \times \left(\frac{400}{2,83} \right) = 42,40 \text{ cm}$$

$$L_s = 42.40 \text{ cm} > L_a = 30 \text{ cm (la largeur de la poutre)}.$$

Il faut utiliser un ancrage courbe (crochet à 45°).

Les règles de **BAEL91/99 (Art. A.6.1)** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à $0.4L_s$ pour les aciers HA.

$$L_c = 0,4 L_s = 16,96 \text{ cm}$$

Vérification à l'ELS

- Les contraintes maximales dans le béton

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

$$\sigma_{bc} = K.Y$$

- Schéma du ferrailage

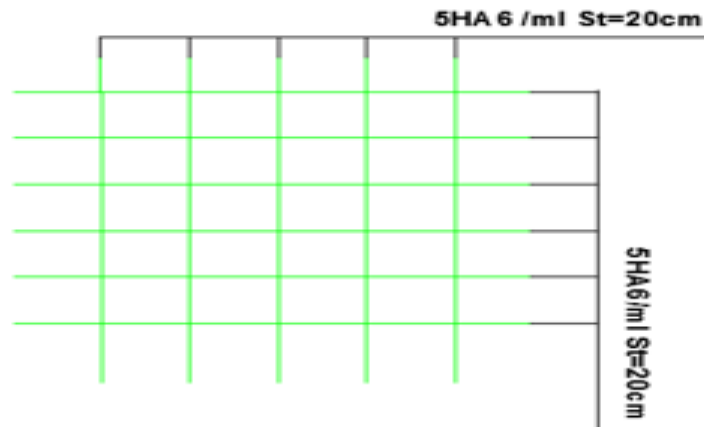


Figure III.7 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression

- Schéma de ferrailage des poutrelles

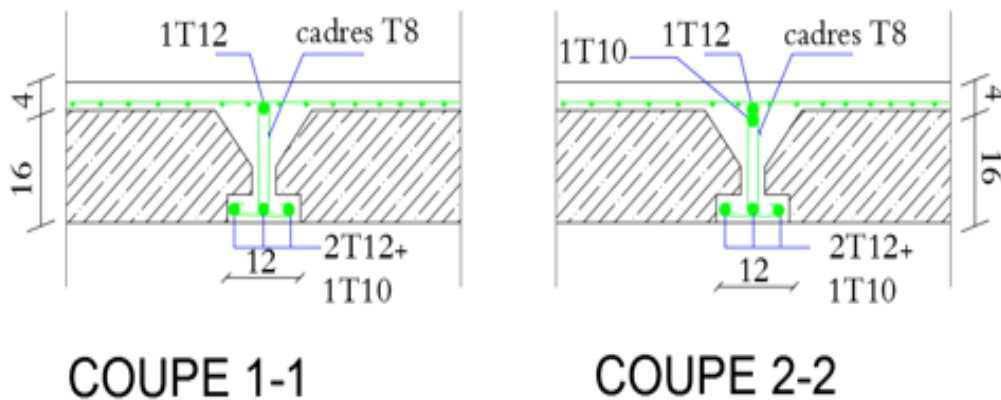


Figure III.8 : Schéma de ferrailage des poutrelles (aux appuis et en travée)

III.5. Etudes des escaliers

Notre bâtiment contient des escaliers à deux volées avec palier intermédiaire, qui nous permettent d'aller aux étages de sévices et commerciales et étages courants.

III.5.1. Evaluation des charges

➤ Combinaisons des charges :

$$\text{ELU : } q_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 1\text{m KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{\text{ser}} = (G + |Q|) \times 1\text{m KN/ml}$$

Tableau 0 : Les charges et surcharges sur l'escalier

Les charges	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	q_u (KN/ml)	q_{ser} (KN/ml)
paillasse	8.93	2.5	15.80	11.43
palier	5.15	2.5	10.7	7.65

III.5.2. Calcul des sollicitations

➤ Méthode des tronçons :

ELU

Les réactions :

$$\begin{aligned} \Sigma F(y) = 0 & \Rightarrow \begin{cases} RA + RB - q_2 L_1 - q_1 L_2 - q_2 L_3 = 0 \\ RA + RB - q_2 \times 1.5 - q_1 \times 2.1 - q_2 \times 1.5 = 0 \\ RA + RB = 54.09 \text{ km} \end{cases} \\ \Sigma M/(A) = 0 & \Rightarrow \begin{cases} RB = 24.67 \\ RA = 29.42 \end{cases} \end{aligned}$$

Remarque : les appuis doivent équilibrer un moment : $M_a = -0.3M_0$ qui conduit à un moment réduit en travée : $M_t = 0.8M_0$

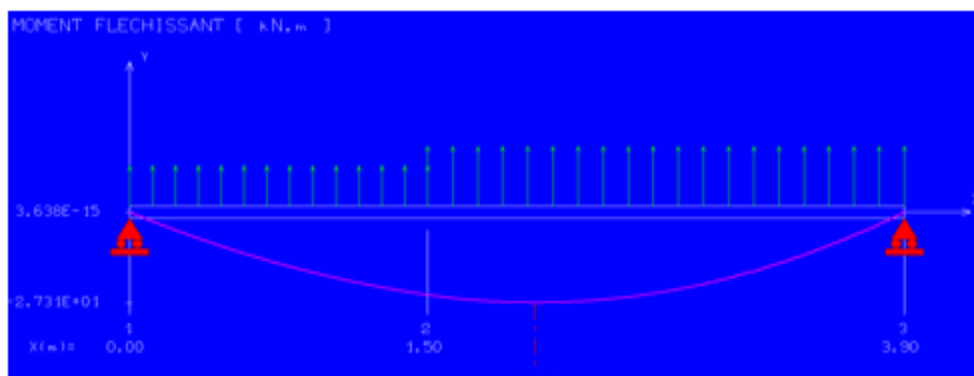


Diagramme III.4 : Diagramme des moments retenus à L'ELU

ELS :

➤ Les réactions

$$\begin{aligned} \Sigma F(Y) = 0 & \Rightarrow \begin{cases} RA + RB - q_2 L_1 - q_1 L_2 - q_2 L_3 = 0 \\ RA + RB - q_2 \times 1.50 - q_1 \times 3 - q_2 \times 1.50 = 0 \\ RA + RB = 38.91 \text{ KM} \end{cases} \\ \Sigma M/(A) = 0 & \Rightarrow \begin{cases} RB = 17.71 \text{ KN} \\ RA = 21.20 \text{ KN} \end{cases} \end{aligned}$$

Tableau 0 : Les des efforts tranchant et moments fléchissant (ELS)

x (m)	Réaction n (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant t (KN.m)	T _{max} (KN)	M _{max} (KN. m)	Moment sur appuis (M _a = 0.3M ₀)	Moment en travée (M _t =0.8M ₀)
0	17.71	17.71	0	21.20	17.9	-5.34	14.37
1.50	-	6.23	17.96		6		
1.50	-	6.23	17.96				
3.90	21.20	21.20	0				

Remarque : Les appuis doivent équilibrer un moment : $M_a = -0.3M_0$ qui conduit a un moment réduit en travée : $M_t = 0.8M_0$

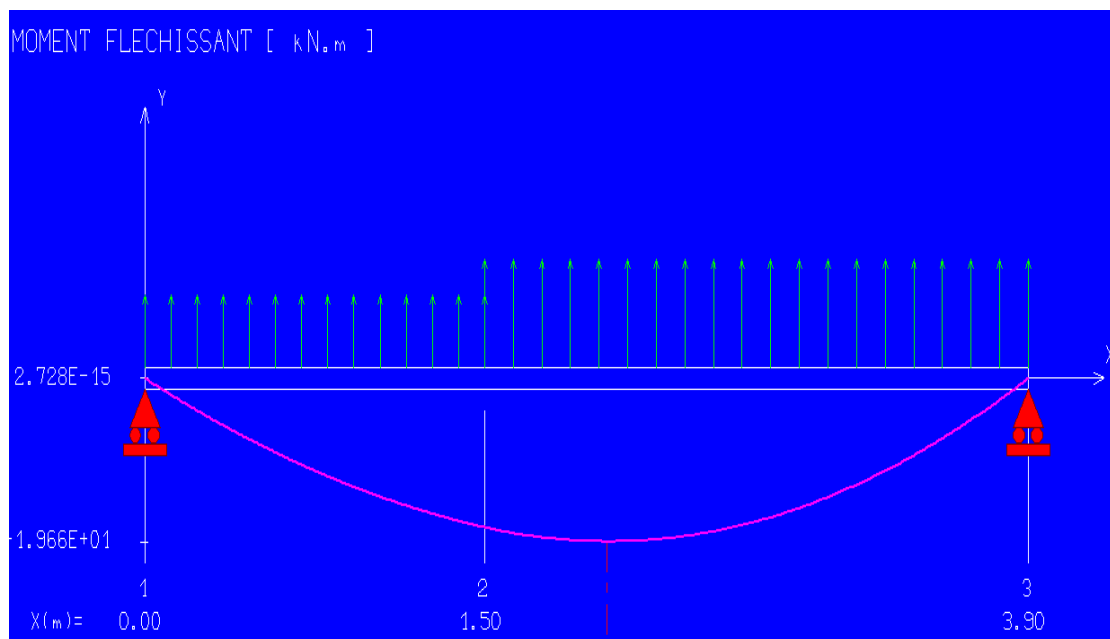


Diagramme III.5 : Diagramme des moments retenus à l'ELS

Tableau III.11 : Tableau récapitulatif des résultats

	ELU	ELS
Sollicitation	$M_{t_{max}} = 19.97 \text{ KN.m}$ $M_{a_{max}} = -7.49 \text{ KN.m}$ $T_{max} = 29.42 \text{ KN}$	$M_{t_{max}} = 14.37 \text{ KN.m}$ $M_{a_{max}} = -5.34 \text{ KN.m}$ $T_{max} = 21.20 \text{ KN}$

III.5.3. Ferrailage de l'escalier

1) Armatures longitudinales :

On considère une section rectangulaire de largeur $b=1\text{m}$ soumise à la flexion simple.

• En travée

$M_t = 19.97 \text{ KN.m}$; $b = 1\text{m}$; $h = 15\text{cm}$; $d = 0.9h = 13.5 \text{ cm}$

$$\mu_{bu} = \frac{19.97 \times 10^3}{100 \times (13.5)^2 \times 14.2} = 0.115$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440 + 49 f_{c28} - 305$$

$$\gamma = \frac{24.96}{17.96} = 1.42$$

$$\mu_{bu} = 0.115 < \mu_{lu} = 0.296 \Rightarrow A' = 0 \text{ (section simplement armée -SSA-)}.$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow \text{méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = 13.5 [1 - (0.6 \times 0.115)] = 12.30 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{19.97 \times 10^3}{12.30 \times 348} = 6.71 \text{ cm}^2$$

$$6\text{HA}12/\text{ml} = 6.78 \text{ cm}^2$$

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

• En appuis :

$M_a = 7.49 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = 0.047 < \mu_{lu} = 0.296 \Rightarrow A' = 0 \text{ (section simplement armée -SSA-)}.$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow \text{méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = 12.43 \text{ cm} \text{ et } A_s = 2.94 \text{ cm}^2$$

$$5\text{HA}10/\text{ml} = 3.93 \text{ cm}^2$$

$$S_t = 20 \text{ cm}$$

2) Armatures de répartitions :

➤ En travée

$$A_{rt} = \frac{A_s}{4} = 2.31 \text{ cm}^2$$

$$5\text{HA}10/\text{ml} = 3.93 \text{ cm}^2$$

$$S_t = 20 \text{ cm}$$

➤ En appuis :

$$A_{ra} = \frac{A_s}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$5\text{HA}10/\text{ml} = 3.93 \text{ cm}^2$$

$$S_t = 20 \text{ cm}$$

III.5.4. Vérifications

❖ Vérification à l'ELU :

1) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$A_a = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

2) La disposition des armatures

Armatures longitudinales

$$St \leq \min (3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$St = 20\text{cm} < 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Armatures de répartitions

$$St \leq \min (4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$St = 20\text{cm} \leq 45\text{cm} \quad \text{cv}$$

3) Longueur d'ancrage

$$L_s = \frac{\phi}{4\tau_{su}} f_e$$

$$L_s = 32.34\text{cm}$$

La longueur de recouvrement

$$L_r = 0.4 L_s \quad L_r = 0.4 \times 35.21 = 14.08\text{cm}$$

$$L_r = 20\text{cm}$$

3) L'effort tranchant

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira le cas le plus défavorable donc il faut vérifier que :

$$T_{\max} = 33.86 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \text{ (Fissuration peu nuisible)}$$

$$0.25 \text{ MPa} \leq 3.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

3) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

✓ Influence sur le béton (BAEL 91 Art A 5-1.3.21) :

$$V_u \leq 0.4 \times b \times 0.9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u = 29.42 \text{ KN} \leq 81 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires, n'y a pas de risque de cisaillement

✓ Influence sur les armatures longitudinales inférieures :

$$A \geq \frac{1.15}{f_e} \left[V_u + \frac{M_a}{0.9d} \right]$$

$$A = 6.78 > 4.47 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

❖ **Vérification à l'ELS :**

1) Contrainte de compression dans le béton :

On doit vérifier que : $\overline{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc}$

Tableau 0 : Vérification à l'ELS

sens	Zone	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	I (cm ⁴)	y (cm)	σ_{bc} (MP a)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MP a)	Observatio n
x-x	Appui	5.34	3.93	7322.87	4.01	7.45	15	Vérifiée
	travée	14.37	6.78	14172.38	4.89	10.14	15	Vérifiée

1) Vérification de la contrainte d'acier :

Du fait que la fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire pour les aciers donc on ne doit pas vérifier la relation $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$.

1) Vérification de la flèche :

Vérifications des conditions :

$$\begin{aligned} \checkmark \quad \frac{h}{l} &> \frac{1}{16} & \Rightarrow & 0.15 > 0.0625 \dots\dots\dots \text{CV} \\ \checkmark \quad \frac{A_{st}}{b \times d} &\leq \frac{4.2}{f_e} & \Rightarrow & 0.0071 \leq 0.0105 \dots\dots\dots \text{CV} \\ \checkmark \quad \frac{h}{L} &\geq \frac{M_{ser}}{10.M_0 ser} & \Rightarrow & 0.29 > 0.037 \dots\dots\dots \text{CNV} \end{aligned}$$

Conditions non vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche.

$$\Delta f \leq \overline{f} = \frac{l}{500} \quad ; \quad \Delta f = f_v - f_i$$

$$f_{sv} = \frac{M_{ser} L^2}{10.E_v I_{fv}} \quad ; \quad f_{pi} = \frac{M_{ser} L^2}{10.E_i I_{fi}}$$

Tableau III.13 : Résultats de calcul de la flèche

I_0 (cm ⁴)	ρ	λ_i	λ_v	μ	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)	f_i (cm)	f_v (cm)	OBS
38975	0.0061	2.94	1.34	0.831	12462.31	21452.3 2	0.721	1.22	CV

$$\Delta F = f_v - f_i = 1.22 - 0.721 = 0.499$$

$$\Delta F = 0.499 < \bar{f}=0.6 \quad \dots\dots\dots \text{C.V}$$

La condition de la flèche est vérifiée, donc le dimensionnement est adoptable.

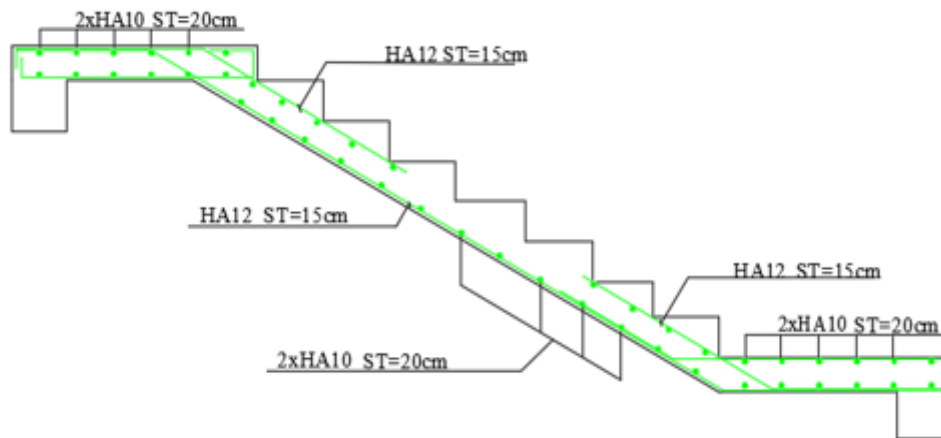


Figure 0.9 : Schéma du ferrailage d'escalier

III.6. La poutre palière

III.6.1. Prédimensionnement de la poutre palière

L : la distance entre les axes des poteaux.

b : la largeur de la poutre.

h : la hauteur de la poutre.

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,4h < b \leq 0,7h \end{cases}$$

$$L=320 \text{ m}$$

$$\begin{cases} 21.33 \leq h \leq 32 \Rightarrow h = 30 \text{ cm} \\ 12 \leq b \leq 21 \Rightarrow b = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ Condition du R.P.A 99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 25 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ (h/b) \leq 4 \\ \text{Min}(h, b) > 25 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} h = 30 \geq 25 \text{ cm} \dots \text{cv} \\ b = 25 \geq 20 \text{ cm} \dots \text{cv} \\ (30/25) = 1.2 \leq 4 \dots \text{cv} \\ b = 25 \geq 25 \text{ cm} \dots \text{cv} \end{array} \right.$$

(30×35) cm²

III.6.2. Evaluation des charges :

- le poids propre : $25 \times 0.30 \times 0.35 = 2.63 \text{ KN/m}$
- Maçonnerie : $2.4 \times (3.20 - 0.30) / 2 = 3.42 \text{ KN/m}$
- Réaction due à l'escalier :
 La paillasse : $G_{\text{PAILLASSE}} = 8.97 \times 1.95 = 17.49 \text{ KN/m}$
 Le palier : $G_{\text{PALIER}} = 5.15 \times 1.5 = 7.73 \text{ KN/m}$
 Sur charges : $Q = (1.5 + 1.5) \times 2.5 = 7.5 \text{ KN/m}$

III.6.3. Calcul des sollicitations :

❖ L'ELU :

$$\begin{aligned} q_u &= 1.35G + P_U \\ p_u &= 1.35(17.49 + 7.73) + 1.5(7.5) = 31.37 \text{ KN/m} \\ q_u &= 1.35(2.63 + 3.78) + 31.37 = 40.02 \text{ KN/m} \\ R_a = R_b &= \frac{40.02 \times 3.20}{2} = 64.032 \text{ KN} \\ M_0 &= \frac{40.02 \times (3.20)^2}{8} = 51.23 \text{ KN.m} \\ M_a &= -0.3 \times 51.23 = -15.38 \text{ KN.m} \\ M_{tu} &= 0.8 \times 51.23 = 40.98 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

❖ L'ELS:

$$\begin{aligned} q_s &= G + P_s \\ p_s &= (17.49 + 7.73) + (7.5) = 32.72 \text{ KN/m} \\ q_s &= (2.63 + 4.07) + 32.72 = 39.42 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_a = R_b &= \frac{q_s \times l}{2} = \frac{39.42 \times 3.20}{2} = 63.07 \text{ KN} \\ M_0 &= \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{39.42 \times (3.20)^2}{8} = 50.46 \text{ KN.m} \\ M_a &= -0.3 \times 50.46 = -15.14 \text{ KN.m} \\ M_{ts} &= 0.8 \times 50.46 = 40.38 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

III.6.4. Ferrailage de la poutre palière :

- **En Travée :**

$$M_{tu} = M_u = 40.98 \text{ KN.m} ; M_{tser} = 40.38 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{40.98 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.315^2 \times 14.2} = 0.119$$

$$\gamma = \frac{40.98}{40.38} = 1.01$$

$$\mu_{bu} = 0.119 < \mu_{lu} = 0.292 \quad \Rightarrow \quad A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.119 < 0.275 \quad \Rightarrow \quad \text{on utilise la méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = 0.315 \times [1 - 0.6(0.120)] = 0.292$$

$$A_l = \frac{40.98 \times 10^{-3}}{0.292 \times 348} = 3.91 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis :**

$$M_{au} = 15.38 \text{ KN.m} ; M_{aser} = 15.14 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{15.38 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.315^2 \times 14.2} = 0.038$$

$$\gamma = \frac{15.38}{15.14} = 1.02$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440\gamma + 49f_{c28} - 3050$$

$$\mu_{lu} = [3440(1.02) + 49(25) - 3050]10^{-4} = 0.165$$

$$\mu_{bu} = 0.038 < \mu_{lu} = 0.165 \quad \Rightarrow \quad A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.038 < 0.275 \quad \Rightarrow \quad \text{on utilise la méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = 0.315 \times [1 - 0.6(0.038)] = 0.284$$

$$A_l = \frac{15.38 \times 10^{-3}}{0.284 \times 348} = 1.52 \text{ cm}^2$$

On adopte: $S_t \leq 18 \text{ cm}$

$S_t = 15 \text{ cm}$

$$3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

Espacement des barres

En zone nodale : $S_t \leq \min \left(\frac{h_t}{4}, 12 \phi_L \right)$ en prend : $S_t = 7 \text{ cm}$

En zone courante : $S_t \leq \frac{h_t}{2} = 17.5 \text{ cm}$ en prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

Donc armature transversale :

$$A_t \geq \frac{b_0 S_t 0.4}{f_e} = \frac{30 \times 15 \times 0.4}{400} = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 0.003 b_0 S_t = 0.003 \times 30 \times 15 = 1.35 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

III.6.5. Vérifications

❖ Vérification à l'ELU :

1) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{F_e} \Rightarrow$$

$$A_t = 4.62 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1.14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1.14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

1) Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 Art 5-1.2) :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right) = 3.33\text{MPa}$$

$$V_u = T_{max} = R_a = R_b = 76.3 \text{ KN (dans notre cas de la charge)}$$

$$\tau_u = \frac{76.3 \times 10^3}{30 \times 31.5 \times 10^2} = 0.81 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.81 < \bar{\tau}_u = 3.33 \dots\dots\dots \text{CV}$$

2) Vérification de la condition d'adhérence

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{MPa}$$

$$\sum u_i = 178.32 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{76.3 \times 10^3}{315 \times 0.9 \times 178.32} = 1.07 \text{ MPa} < 3.15 \dots\dots\dots \text{CV}$$

❖ Vérification à l'ELS :

1) Contrainte de compression dans le béton :

On doit vérifier que : $\bar{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc}$

$$\sigma_{bc} = y_1 \cdot k \quad ; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Potion de l'axe neutre : } by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s - \hat{d}A'_s) = 0$$

$$\text{Moment d'inertie : } I = \frac{b}{3}y^3 + 15[A_s(d-y)^2 + A'_s(y-\hat{d})^2]$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

• En travée :

$$Y = 12.32\text{cm}^2 I = 40590.59\text{cm}^4 \sigma_{bc} = 10.38 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{CV}$$

• Aux appuis :

$$Y = 8.28\text{cm}^2 \quad I = 22515.78\text{cm}^4 \sigma_{bc} = 5.13 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{CV}$$

2) Vérification de la flèche :

Vérifications des conditions

- ✓ $\frac{h}{L} > \frac{1}{16} = 0.101 > 0.0625$ cv
- ✓ $\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0035 \leq 0.0105$ cv
- ✓ $\frac{h}{L} \geq \frac{M_{ser}}{10.M_{0,ser}} = 0.101 > 0.065$ cv

Toutes les Conditions sont vérifiées, donc le dimensionnement est adoptable.

Armatures longitudinales

$$A_{l,tor} = \frac{12.02 \times 10^6 \times 1100 \times 1.15}{2 \times 75000 \times 400} = 248.12 \text{ mm}^2 = 2.5 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales :

$$A_{l,tor} = \frac{1.15 \times 12.02 \times 150 \times 10^6}{2 \times 75000 \times 400} = 33.36 \text{ mm}^2 = 0.33 \text{ cm}^2$$

a) Ferrailage finale de la poutre palière :

1) Armatures longitudinales :

• En travée :

$$A_s = 4.62 + \frac{2.5}{2} = 5.87 \text{ cm}^2$$

On adopte : **3HA14+2HA10 =**

• En appuis :

$$A_s = 3.39 + \frac{2.5}{2} = 4.58 \text{ cm}^2$$

On adopte : **3HA14 = 4.62 cm²**

2) Armatures transversales:

$$A = 0.34 + 1.35 = 1.69 \text{ cm}^2.$$

On adopte : **4HA8 = 2.01 cm²**

Schema de ferrailage de la poutre palière

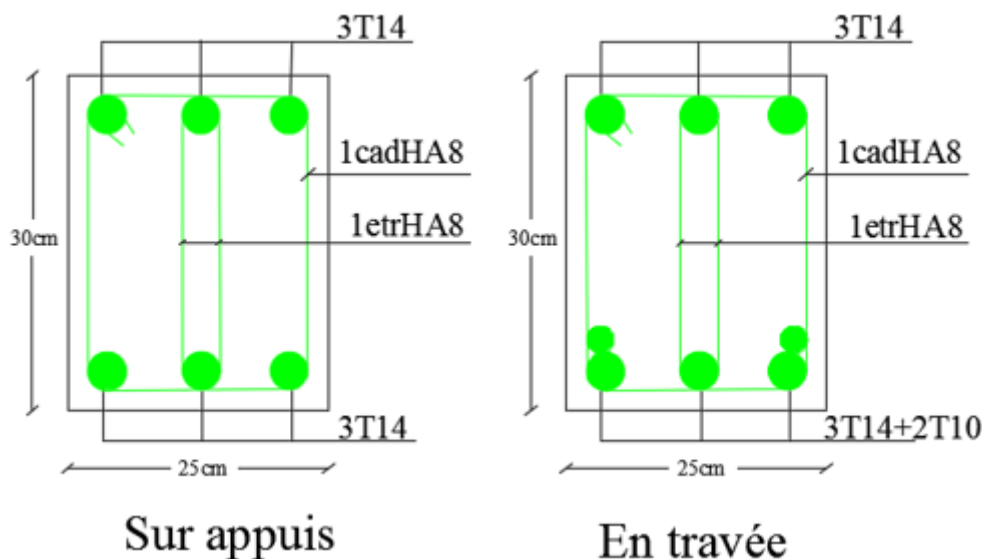


Figure III.010 : Schéma ferrailage de la poutre palière

IV. Chapitre IV

Etude dynamique et sismique

IV.1. Modélisation de la structure

IV.1.1. La disposition des voiles

L'étude dynamique d'une structure est souvent très compliquée et nécessite un calcul très long. Basé sur une modélisation avec un logiciel informatique, nous obtenons des résultats dans des délais très courts. Nous avons utilisé le logiciel ETABS2018.

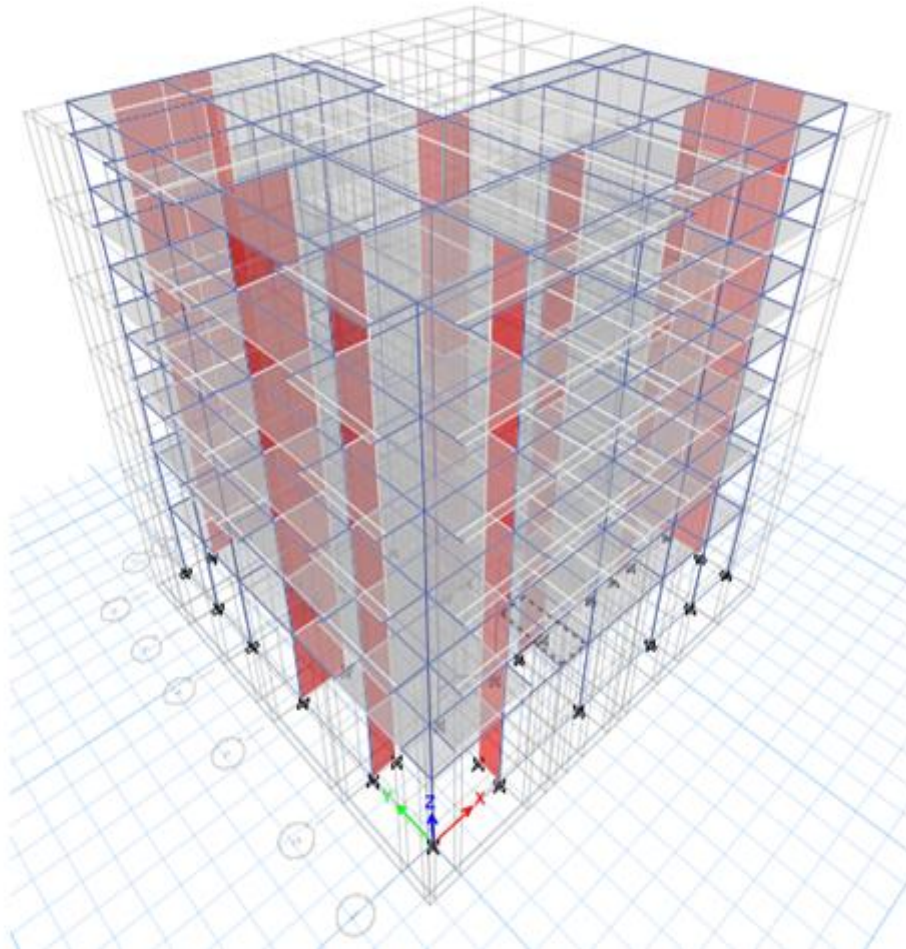


Figure IV.1 : Schéma ferrailage de la poutre palière

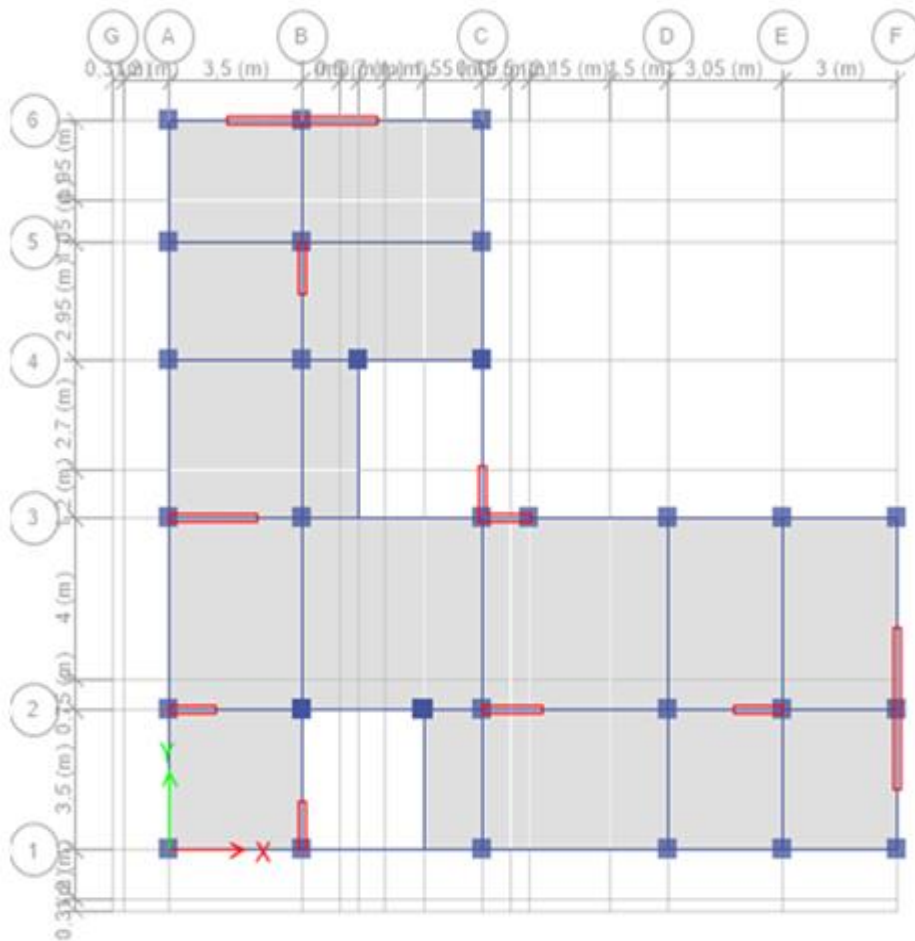


Figure IV.2 : Disposition des voiles (vue en plan)

IV.1.2. Présentation des différentes méthodes de calcul

Le but des méthodes informatiques et de la modélisation structurelle est mieux pour prédire le comportement réel de la structure. Le Code sismique algérien (RPA99/Version 2003) (1) propose trois méthodes pour calculer les contraintes.

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale.
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.2. Choix de la méthode du calcul

Notre Bâtiment est implanté en zone de sismicité élevée et de groupe d'usage importance moyenne (à usage d'habitation), $h=22.44$ m et elle a **6 niveaux**.

IV.2.1. La méthode statique équivalente

Le principe consiste à remplacer l'action dynamique d'origine sismique par une charge statique dite équivalente, censée provoquée les mêmes effets.

IV.3. La méthode dynamique modale spectrale

IV.3.1. Détermination des paramètres du spectre de réponse (Art4-3.3 RPA99-Version 2003) :

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse.

Selon le **RPA 99 / version 2003 (art 4.3.3)** L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 s \end{cases}$$

➤ Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 s \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.00 s \end{cases}$$

T_2, T_1 : période caractéristique dépendant du site : pour un **site meuble (S₃)**.

$$\begin{aligned} T_1 &= 0.15 s \\ T_2 &= 0.50 s \end{aligned}$$

Tableau IV.1 : valeurs de correction d'amortissement η

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
$T_1(\text{sec})$	0.15	0.15	0.15	0.15
$T_1(\text{sec})$	0.30	0.40	0.50	0.70

❖ Coefficient de correction d'amortissement η :

Tableau IV.2 : valeur de ξ (%)

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

$$\eta = 0.764 \cdot (\xi = 10\%)$$

❖ Estimation de la période fondamentale :

La formule empirique égale :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le tableau (4.6 du RPA99/version2003).

On a un contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé : $C_T = 0.05$

Tableau IV.3: valeur de Coefficient C_T

Cas n^0	Système de contreventement	C_T
1	Portique auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Portique auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Portique auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0.050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0.050

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$$\Rightarrow h_N = 22.44 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } T = 0.05(22.44)^{3/4} = 0.515 \text{ sec}$$

Dans le cas où la structure est contreventée par des voiles en béton armé, on peut également utiliser la

formule suivante :

$$T = \frac{0,09h_N}{\sqrt{D}}$$

a) Sens longitudinale : $D_x = 20.9\text{m}$

b) Sens transversale : $D_y = 19.6 \text{ m}$

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules (4-6 et 4-7 du RPA99/ version2003), Donc :

$$T = \text{Min} \left\{ C_T h_N^{3/4} \quad \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D}} \right\}$$

➤ Pour le sens longitudinal :

$$T_x = \text{Min} (0.515\text{sec}, 0.441 \text{ sec})$$

Donc : $T_x = 0.441 \text{ sec}$

➤ Pour le sens transversal :

$$T_y = \text{Min} (0.515 \text{ sec}, 0.456\text{sec})$$

Donc : $T_y = 0.456\text{sec}$

$$0 < T_x < T_2 = 0.50 \text{ sec} \quad \text{donc : } D_x = 2.5\eta$$

$$0 < T_y < T_2 = 0.50 \text{ sec} \quad \text{donc : } D_y = 2.5\eta$$

D'où

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.764 \Rightarrow D_x = 1.91 \\ D_y = 2.5 \times 0.764 \Rightarrow D_y = 1.91 \end{cases}$$

Coefficient d'accélération de zone A

Le coefficient d'accélération est donné par le tableau suivant, selon la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. Pour la **zone III** et groupe d'usage **2** nous avons **A=0,25**

Tableau IV.4: valeur de Coefficient

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

➤ Coefficient de comportement global de la structure **R**

Comme notre système est mixte (voiles et portiques), la valeur de coefficient de comportement est **R = 5**

Tableau IV.5 : valeur de comportement

Cat	Description du système de contreventement	Valeur de R
A	Béton armé	
Ia	Portiques auto stables sans remplissage en maçonnerie rigide	5
Ib	Portiques auto stables sans remplissage en maçonnerie rigide	3.5
2	Voiles porteurs	3.5
3	Noyau	3.5
4a	Mixte portique/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masse réparties	2
6	Pendule inverse	2

➤ Facteur de qualité **Q**

Le facteur de qualité et été en fonction de :

- Conditions minimales sur les files de contreventement.
- La redondance et la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle et l'exécution de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_{1}^6 P_q$$

P_q : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité(q) est satisfait ou non sa valeur est donnée au tableau (4.4 RPA99/ version2003).

- Sens x :

Critère	P _q	
	Observé	N/Observé
1. Condition minimale sur les files decontreventement	0	/
2. Redondance en plan	/	0.05
3. Régularité en plan	0	/
4. Régularité en élévation	/	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	/
6. Contrôle de la qualité d'exécution	/	0.10
Q (totale)	1.2	

- Sens y :

Critère	P _{eq}	
	Observé	N/Observé
1. Condition minimale sur les files <u>decontreventement</u>	/	0.05
2. Redondance en plan	/	0.05
3. Régularité en plan	0	/
4. Régularité en élévation	/	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	/
6. Contrôle de la qualité d'exécution	/	0.10
Q (totale)	1.25	

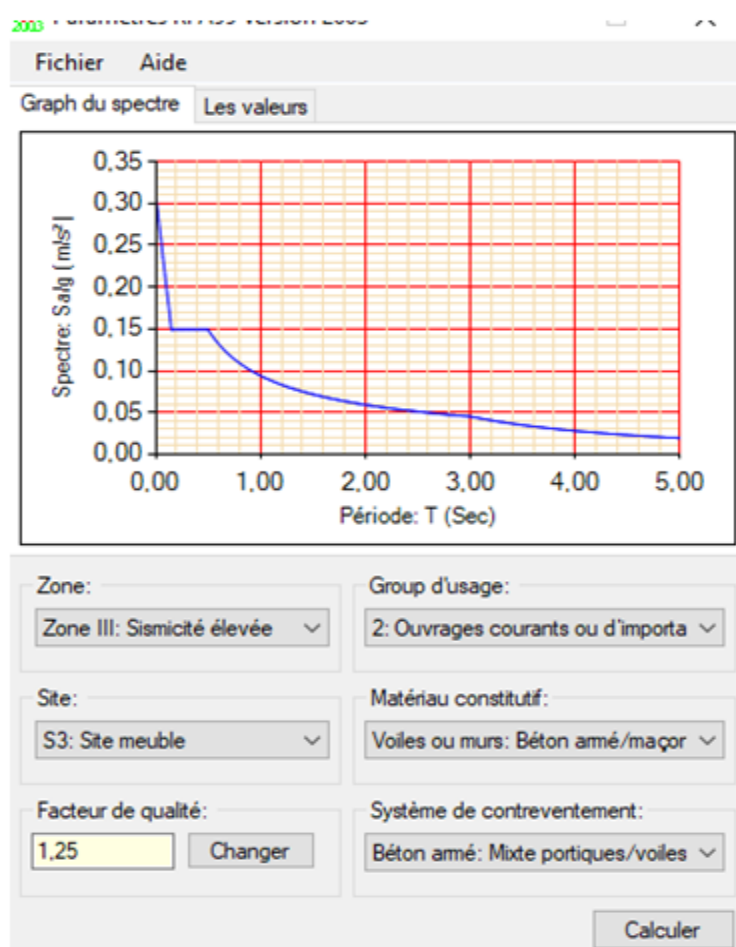


Figure 0 Graph de spectre.

➤ Mode des vibrations et taux de participation des masses

Tableau IV.6 : périodes, modes et facteurs de participations massique

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RZ	nature
1	0,597	0,0441	0,6279	0	0,0441	0,6279	0	0,1192	Trans-Y-
2	0,494	0,6002	0,0943	0	0,6443	0,7223	0	0,0679	Trans-X-
3	0,369	0,1147	0,052	0	0,759	0,7743	0	0,5698	Rot -Z -
4	0,188	0,0112	0,0915	0	0,7701	0,8658	0	0,0193	/
5	0,144	0,1097	0,0301	0	0,8798	0,8959	0	0,0074	/
6	0,097	0,0267	0,0161	0	0,9066	0,9119	0	0,1259	/

❖ Nombre de modes à considérer :

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.4) :

Pour les structures représentées par des modèles en deux dimensions dans des directions perpendiculaires, il est nécessaire de sélectionner le nombre de modes de vibration à prendre en compte dans chacune de ces deux directions d'excitation en respectant les critères suivants

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus doit atteindre au moins 90% de la masse totale de la structure.
- Alternativement, tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure doivent être pris en compte pour déterminer la réponse globale de la structure. Le nombre minimum de modes à retenir dans chaque direction considérée est de trois (3).

❖ Constatation :

Ce modèle présente une période fondamentale **T =0,603**

- **Le 1^{er} mode** : nous observons une translation suivante l'axe YY avec un coefficient de participation modale égale à 62,79 %

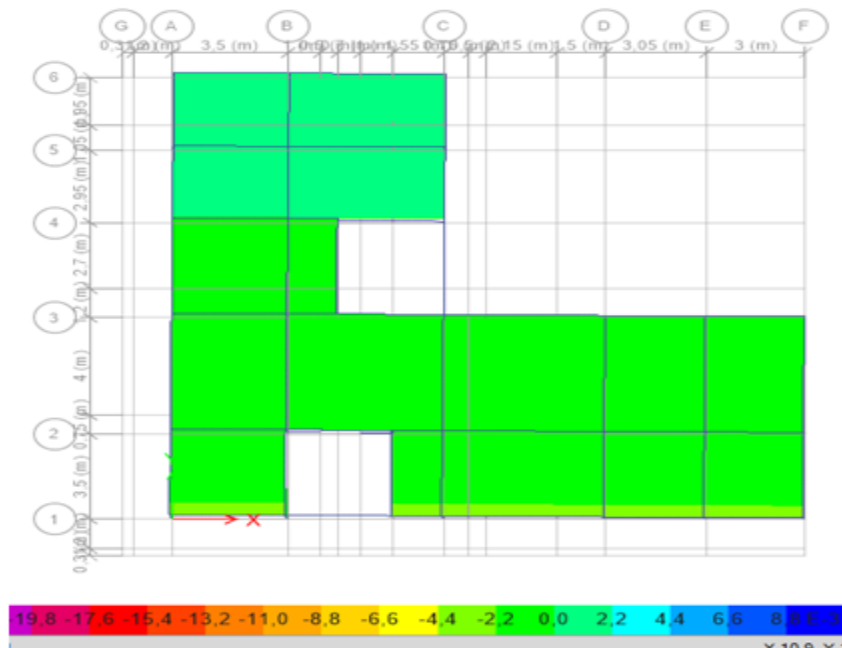
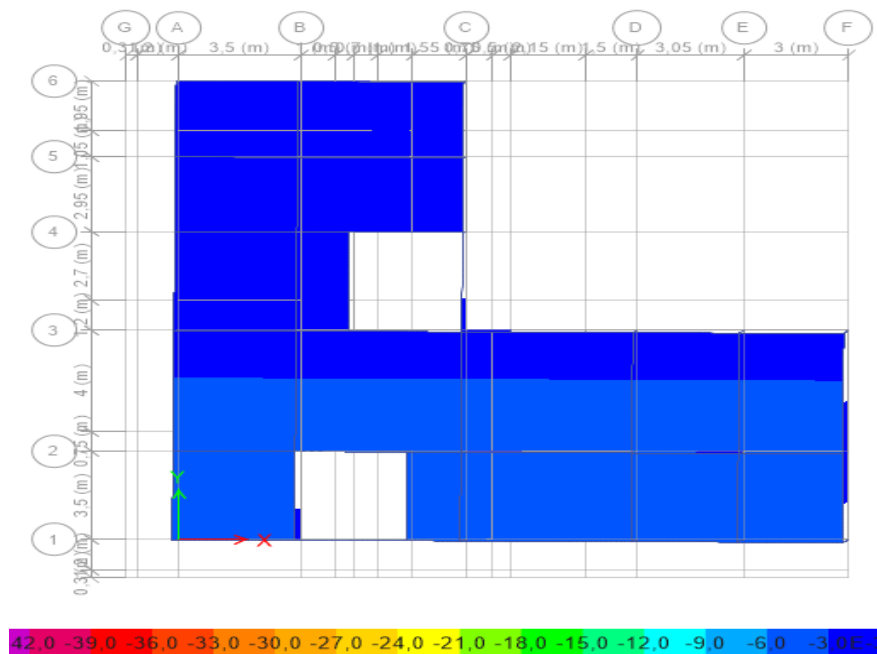


Figure IV.4 : 1^{er} mode de translation

- **Le 2^{ème} mode** : nous observons une translation suivante l'axe XX avec un coefficient de participation modale égale à 60,02 %.



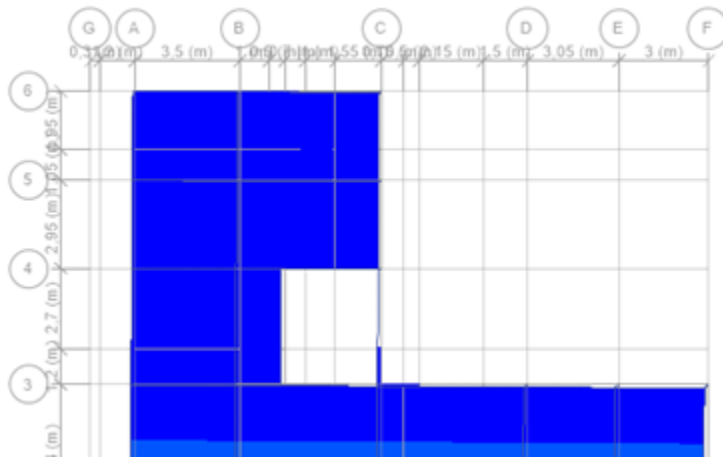


Figure IV.5 : 2^{ème} mode de translation

- **Le 3^{ème} mode :** nous observons une rotation de la structure selon l'axe ZZ (mode de torsion), coefficient de participation modale égale à 56,98%

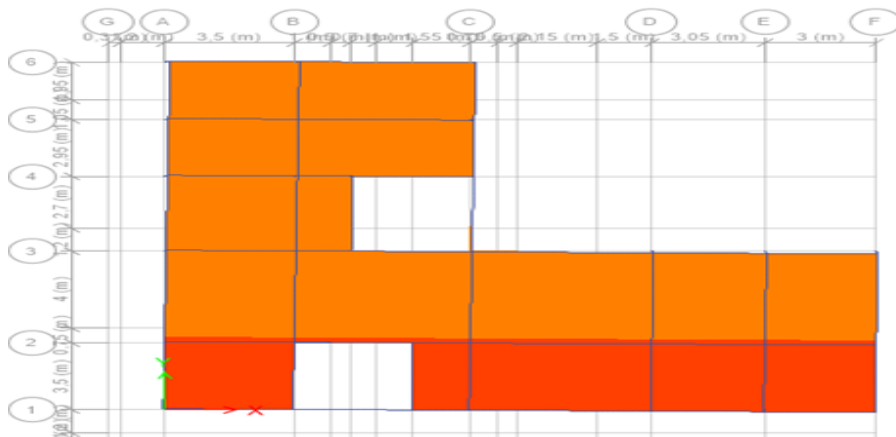


Figure IV.6 : 3^{ème} mode de torsion

- La période donnée par ETABS ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique de plus de 30%, $T_{dyn} < 1.3 T_{RPA}$

$$T_{dyn} = 0.597 < 1.3 (0.515) = 0.6695 \text{ sec} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Poids total de la structure W**

Pour chaque niveau « i » on aura : $W_i = W_{oi} + \beta W_{oi}$

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau (4-5 du RPA99/version2003) : ($\beta = 0.20$)

Tableau IV.7 : valeurs du coefficient de pondération

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux assimilés	0.20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. - Salles de classes, restaurants, dortoirs, réunions avec places assises.	0.30 0.40
3	Entrepôts, hangars	0.050
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrage assimilés	1.00
5	Autre locaux non visés ci-dessus	0.60

W_{gi} : Poids dû aux charges permanentes.

W_{Qi} : Poids dû aux charges d'exploitations.

Le Poids totale de la structure : $W_t = M_t$

$W_t = 20163,7068$

Tableau IV.8 : Les valeurs obtenues

A	D_x	D_y	Q_x	Q_y	R	W(KN)
0.25	1.91	1.91	1.20	1.25	5	20163,7068

IV.4. Détermination de l'effort sismique à la base de la structure (par la méthode statique équivalente)

$$V = \frac{A D Q}{R} W$$

$V_x = 2310,6707 \text{ KN}$ et $V_y = 2407,0424 \text{ KN}$

IV.5. Caractéristiques Géométriques

IV.5.1. Centre de masse

Les coordonnées du centre de masse sont exprimées au moyen des équations suivantes :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

IV.5.2. Centre de torsion

Le centre de torsion est en réalité le barycentre des rigidités présentes dans les éléments de contreventement de la structure du bâtiment. En d'autres termes, c'est le point à travers lequel passent les réactions résultantes des voiles et des poteaux.

- ✚ Si le centre de masse et le centre de torsion coïncident, alors les forces horizontales telles que les séismes ou le vent n'induisent qu'une translation de la structure.
- ✚ En revanche, lorsque le centre de masse est décalé par rapport au centre de torsion, la structure subit à la fois une translation et une rotation.

❖ **Calcul de l'excentricité :**

❖ **Excentricité théorique :**

$$\begin{cases} e_x = |X_{CM} - X_{CR}| \\ e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}| \end{cases}$$

– **Excentricité accidentelle :**

Dans cette analyse tridimensionnelle l'excentricité accidentelle, est prise en charge par le logiciel, en lui affectant la valeur est égale à 5%

$$e_{ac} = \max \begin{cases} 5\%L_{x\max} = 0.05 \times 19,6 = 0,98m \\ 5\%L_{y\max} = 0.05 \times 18,5 = 0.925m \end{cases}$$

Donc : $e_{ac} = 0,98 m$

Tableau IV.9 : Centre de masse et centre de rigidité

Story	XCM	YCM	XCR	YCR	Ex	Ey
STORY1	7,8288	7,5411	12,6471	10,2995	-4,8183	-2,7584
STORY2	7,714	7,4607	12,4734	10,3059	-4,7594	-2,8452
STORY3	7,5695	7,167	11,8749	10,0362	-4,3054	-2,8692
STORY4	7,5632	7,1564	11,3324	9,7608	-3,7692	-2,6044
STORY5	7,5573	7,1466	10,8364	9,4797	-3,2791	-2,3331
STORY6	7,5586	7,0596	10,4036	9,2137	-2,845	-2,1541
STORY7	7,536	6,9604	10,1017	9,0191	-2,5657	-2,0587

IV.6. Vérification de la résultante des forces sismiques

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V .

$$r = \frac{0.8V}{V_t}$$

Tableau IV.10 : Vérification de la force sismique (statique et dynamique)

Sens	<u>V_{dyn}</u> (KN)	V _{s t} (KN)	0,8×V _{s t}	
Longitudinal x-x	2963,78853	2310,6707	1848,5365	C.V
Transversal y- y	2789,12347	2407,0424	1925,6339	C.V

IV.7. Vérification des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau " k " de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

R : coefficient de comportement $R = 5$.

δ_{ek} : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques.

Le déplacement relatif au niveau " k " par rapport au niveau " k-1 " est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

D'après le RPA99 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

$$(\delta_k - \delta_{k-1}) \leq \bar{\Delta} = 0,01 h_j$$

Tableau IV.11 : Déplacement Inter-Etage

Stor y	δ_{eK}		R	$\delta_k = R\delta_{eK}$		$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$		$0.01h_j$ (m)	Obser
	$\delta x(m)$	$\delta y(m)$		$R \delta x$	$R \delta y$	$\Delta_x(m)$	$\Delta_y(m)$		
7	0,01572	0,02017	3,5	0,05502	0,07059	0,00733	0,00824	0.0306	CV
6	0,013624	0,01781	3,5	0,04768	0,06235	0,00819	0,00955	0.0306	CV
5	0,011284	0,01508	3,5	0,03949	0,0527	0,00874	0,01076	0.0306	CV
4	0,008785	0,01200	3,5	0,03074	0,0420	0,00917	0,01174	0.0306	CV
3	0,006164	0,00865	3,5	0,02157	0,0302	0,00895	0,01183	0.0306	CV
2	0,003605	0,00527	3,5	0,01261	0,0184	0,00753	0,01081	0.0306	CV
1	0,001452	0,00218	3,5	0,00508	0,0076	0,00508	0,00764	0.0408	CV

□

IV.8. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

La résultante des forces sismiques à la base doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes (Art 4, 2,5 RPA99/V2003).

$$V = F_t + \sum F_i \text{ Avec } F_t = \begin{cases} 0.07VT & SI \quad T > 0.7s \\ 0 & SI \quad T < 0.7s \end{cases}$$

- Sens x-x: $F_t = 0.07 \times 2963,78853 \times 0.597 = 123,856 \text{ KN}$
- Sens y-y : $F_t = 0.07 \times 2789,12347 \times 0.597 = 116,557 \text{ KN}$

IV.8.1. Vérification exige par le RPA2003

Il faut que $F_i < 0.25 V$ soit vérifiée. (Art 4, 2,5)

La force sismique équivalente qui se développe au niveau i est donnée par l'expression :

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

Tableau IV.12 : La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur

Story	Effort tranchant(KN)		Poids W (KN)	h(m)	W×h (KN.m)	Effort sismique(KN)	
	V_x	V_y				F_{ix}	F_{iy}
7	2963,7885	2789,12347	2860,7102	20,91	59817,4502	736,2044	692,8176
6	2963,7885	2789,12347	2659,0228	17,85	47463,5569	584,1586	549,7323
5	2963,7885	2789,12347	2938,2442	14,79	43456,6317	534,8433	503,3233
4	2963,7885	2789,12347	2898,2018	11,73	33995,9071	418,4052	393,7473
3	2963,7885	2789,12347	2855,8613	8,67	24760,3174	304,7380	286,7789
2	2963,7885	2789,12347	2747,4829	5,61	15413,379	189,7004	178,5208
1	2963,7885	2789,12347	2862,9987	2,04	5840,5173	71,8822	67,6460

IV.9. Justification de l'effet (P-Δ) :

Il faut calculer le coefficient θ_K et le comparer avec le nombre 0,1 tel que :

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_K h_K} \leq 0.10$$

- Si $\theta_K < 0,10$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.
- Si $0,10 < \theta_K < 0,20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1 - \theta_K)$.
- Si $\theta_K > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

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'.

Les résultats obtenus sont résumée dans les tableaux suivants :

Tableau IV.13 : Justification de l'effet (P- Δ)

Niveaux	P_k (KN)	V_x (KN)	V_y (KN)	h_k (cm)	Δ_{kx} (cm)	Δ_{ky} (cm)	θ_{kx}	θ_{ky}	≤ 0.1
7	2860,7102	736,2044	692,8176	306	0,733	0,823	0,0093	0,0104	CV
6	2659,0228	584,1586	549,7323	306	0,819	0,955	0,0121	0,0142	CV
5	2938,2442	534,8433	503,3233	306	0,874	1,075	0,0156	0,0193	CV
4	2898,2018	418,4052	393,7473	306	0,917	1,1735	0,0207	0,0265	CV
3	2855,8613	304,7380	286,7789	306	0,895	1,182	0,0274	0,0362	CV
2	2747,4829	189,7004	178,5208	306	0,753	1,08	0,0356	0,0511	CV
1	2862,9987	71,8822	67,6460	408	0,508	0,7635	0,0495	0,0745	CV

Conclusion :

Il est observé que les valeurs de θ_{kx} et θ_{ky} sont en dessous de 0,1, ce qui signifie que l'effet P- Δ peut être considéré comme négligeable.

IV.10. Vérification au renversement :

Le moment de renversement pouvant être provoqué par l'action sismique doit être calculé en fonction du plan de fondation du sol.

Le calcul du moment stabilisateur prendra en compte le poids total équivalent au poids de la structure ($M_s > M_r$) :

M_s : moment stabilisant.

M_r : moment de renversement.

Il faut vérifier que : $\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{\text{Renversement}} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i \\ M_{\text{stabilisateur}} = M_{W/O} = W \times b \end{array} \right.$$

Tableau IV.14 : Calcul le moment de renversement sens x-x

Story	di(m)	F _{ix} (KN)	F _{ix} *di(KN.m)
7	20,91	736,2044	15394,034
6	17,85	584,1586	10427,23101
5	14,79	534,8433	7910,332407
4	11,73	418,4052	4907,892996
3	8,67	304,738	2642,07846
2	5,61	189,7004	1064,219244
1	2,04	71,8822	146,639688
			$\Sigma=39988,2176$

Tableau IV.15 : Calcul le moment de renversement sens y-y

Story	di(m)	F _{ix} (KN)	F _{ix} *di(KN.m)
7	20,91	692,8176	14486,81602
6	17,85	549,7323	9812,721555
5	14,79	503,3233	7444,151607
4	11,73	393,7473	4618,655829
3	8,67	286,7789	2486,373063
2	5,61	178,5208	1001,501688
1	2,04	67,646	137,99784
			$\Sigma=42492,42781$

Tableau IV.16: Centre de gravité de la structure

Story	xi (m)	Yi (m)	Mi (t)	Mi. Xi	Mi. Yi	XG (m)	YG (m)
7	7,8288	7,5411	2806,356	21970,39985	21163,01123	7,617	7,211
6	7,714	7,4607	2608,501	20121,97671	19461,24341		
5	7,5695	7,167	2882,417	21818,45548	20658,28264		
4	7,5632	7,1564	2843,135	21503,19863	20346,61131		
3	7,5573	7,1466	2801,599	21172,52412	20021,90741		
2	7,5586	7,0596	2695,280	20372,54341	19027,59869		
1	7,536	6,9604	2808,601	21165,61714	19548,9864		
Σ			19445,889	148124,7153	140227,6411		

$$\begin{cases} b_x = L_x - X_G b_x = 19,6 - 7,617 = 11,983\text{m} \\ b_y = L_y - Y_G b_y = 18,5 - 7,211 = 11,289\text{m} \end{cases}$$

Tableau IV.17: verifications de renversement

	W (KN)	b(m)	M _R	M _S	M _s /M _r	Verification
Sens XX	20163,7068	11,983	39988,2176	241621,6986	6,0423	CV
Sens YY	20163,7068	11,289	42492,42781	227628,0861	5,3569	CV

Conclusion :

La structure est donc capable de résister à l'inclinaison ou au basculement, et sa stabilité est renforcée par le poids des fondations ainsi que par la contre-pression exercée par les terres environnantes.

IV.11. Vérification de l'effort normal réduit :

$$N_{rd} = \frac{N}{B \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

Tableau IV.018 : verification de l'effort normal réduit

Niveaux	Sections (cm ²)	N(KN)	N _{rd}	Observations
	30x30	210,1262	0.171	CV
6 ^{ème} , 5 ^{ème}	35x35	380,1846	0.034	CV
4 ^{ème} , 3 ^{ème}	40x40	750,4653	0.043	CV
2 ^{ème} , 1 ^{er}	45x45	1081,323	0.047	CV
RDC	50x50	1701,6697	0.046	CV

IV.12. Conclusion

Il est donc essentiel de vérifier la diminution de la charge axiale, ce qui implique de s'assurer que les dimensions des poteaux respectent les critères de conception acceptables.

V. Chapitre V

Calcul des éléments principaux

V.1. Introduction

Ce chapitre est l'objectif principal de toute notre étude et dans lequel nous allons déterminer les sections d'armatures nécessaire dans chaque élément sous la sollicitation la plus défavorable issue du chapitre précédent.

Notre ouvrage est composé de trois éléments structuraux qui sont :

Les poutres seront calculées en flexion simple.

Les poteaux seront calculés en flexion composée.

Les voiles seront calculées en flexion composée.

Caractéristiques des matériaux :

Tableau V.1 : valeur des paramètres de calcul dans les différentes situations

Situation	Béton				Acier		
	γ_b	F_{c28} (MPa)	θ	f_{bu} (MPa)	γ_s	F_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	1	14,2	1,15	400	348
accidentelle	1,15	25	0,85	21,74	1	400	400

V.2. Ferrailage des poteaux

➤ Armatures longitudinales :

Pour Les armatures longitudinales, on doit respecter les conditions suivantes :

Les recommandations selon le règlement du BAEL99/V2003 :

$$\begin{cases} A_{\min} = \max\left(4 \text{ cm}^2 / \text{ml}, \frac{2B}{1000}\right) \\ A_{\max} = \frac{5B}{100} \end{cases}$$

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

➤ Ferrailage minimum d'après le CBA93 :

Condition de non fragilité :

$$A_{CNF} \geq \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{f_e} d \cdot b_0 \frac{e - 0,45d}{e - 0,185d}$$

➤ **Recommandations du « RPA 99/V.2003 » :**

Le pourcentage minimal est de :

0.9% $b \times h$ en zone III.

Le pourcentage maximal est de :

4% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

- ✓ Le diamètre minimum est de 12mm.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de : 50ϕ (zone III).
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm (zone III).

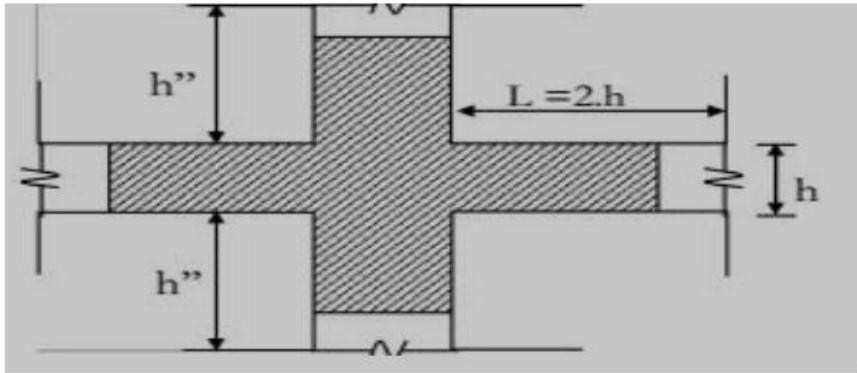


Figure V.1 : Délimitation de la Zone nodale

$$h' = \max\left(\frac{h_s}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right)$$

Le diamètre minimum est de **12mm**

➤ **Armatures transversales :**

La formule qui calcule les armatures transversales est donnée comme suit :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_s}$$

$t \leq 10 \text{ cm}$ En zone nodale.

$t' \leq \mu \nu (b_1 / 2 ; \frac{h_1}{2} ; 10\phi_1)$ En zone de recouvrement.

➤ **Vérification à L'ELU :**

✓ **L'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{MPa} \right\} = 3.33 \text{MPa}$$

✓ **La contrainte de cisaillement**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau_u < \tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28} = 1.875 \text{ MPA} \quad \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si : } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{dans le cas contraire} \end{cases}$$

➤ **Vérification à L'ELS**

✓ Vérification d'une section partiellement comprimée

On calcule :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_{ser}}{I} \times Y_{ser}$$

$$I = \frac{b \times y_{ser}^3}{3} + 15 \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - d')^2 \right]$$

V.2.1. Sollicitations de calcul

Les résultats des sollicitations obtenus pour chaque zone à travers de logiciel ETABS, sont résumés dans les tableaux suivants :

Zone 01 : RDC (50x50)

Zone 02 : 1^{er} étages et 2^{ème}, (45x45)

Zone 03 : 3^{ème} étages et 4^{ème} (40x40)

Zone 04 : 5^{ème} étages (35x35)

Zone 05 : 6^{ème} étages (30x30)

Tableau V.2: Tableaux récapitulatif des sollicitations

Niveaux	Les sollicitations	N correes (KN)	M ₂ correes (KN.m)	M ₃ correes (KN.m)	Comb	A _{cal} / nappe (cm ²)	Choix des barres/nappe
Zone1 (50×50)	N _{max}	-1 175,69	-3,59	1,73	ELU	8,46	3 HA 20
	N _{min}	814,18	23,45	27,09	EX	0	
	M ₂ max	-907,64	-87,67	-23,23	G+Q+EY	0	
	M ₃ max	-442,86	-15,99	-96,41	0,8G+EX	0	
Zone 2(45×45)	N _{max}	-1 045,52	-7,73	-2,02	ELU	7,52	3 HA 20
	N _{min}	516,77	52,02	25,82	EY	0	
	M ₂ max	-122,01	113,62	19,30	G+Q+EY	0	
	M ₃ max	-303,49	14,05	123,98	G+Q+EX	0	
Zone3 (40×40)	N _{max}	-750,47	11,59	-0,57	ELU	5,4	3 HA 16
	N _{min}	246,48	35,72	17,21	EY	0	
	M ₂ max	-309,32	-82,41	-43,59	G+Q+EY	0	
	M ₃ max	-221,11	11,18	93,38	G+Q+EX	0	
Zone4 (35×35)	N _{max}	-380,18	11,84	-3,00	ELU	3,44	3 HA 14
	N _{min}	71,41	18,63	11,86	EY	0	
	M ₂ max	-190,26	-49,48	-27,01	G+Q+EY	0	
	M ₃ max	-143,05	6,86	56,88	G+Q+EX	0	
ZONE (30×30)	N _{max}	-201,13	11,19	-2,82	ELU	2,13	3 HA 12
	N _{min}	57,87	0,62	3,12	EY	0	
	M ₂ max	-93,84	-29,13	-16,56	G+Q+EY	0	
	M ₃ max	-62,97	3,36	32,80	G+Q+EX	0	

Exemple de calcul du ferrailage

Zone 02 : poteau (45x45)

❖ Ferrailage longitudinal :

$$\left\{ \begin{array}{l} C=C'=3\text{ cm.} \\ S=45 \times 45 \text{ (cm}^2\text{)}. \\ L=3,06 \text{ m.} \\ d=0,9h=0,405 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{u\text{ max}} = 1\,045,52 \text{ KN} \\ M_{u\text{ corr}} = 7,73 \text{ KN.m} \\ N_{\text{ser}} = 684,7268 \text{ KN} \\ M_{\text{ser}} = 20,3742 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Pour éviter le phénomène du flambement, l'excentricité de l'effort normal doit être majorer

✓ Calcul de l'excentricité

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiale
(Après exécution).

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; L / 250) = \max(2 \text{ cm} ; 1.224 \text{ cm})$$

$$e_a = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m.}$$

e_1 : excentricité du premier ordre à l'ELU :

$$e_1 = e_0 + e_a$$

$$e_0 = M_{\text{corr}} / N_{\text{max}} = 0.01967 \text{ m} = 1.967 \text{ cm}$$

$$e_1 = (0.0159) + 0.02 = 0.0397 \text{ m} = 3.97 \text{ cm}$$

$$d - h/2 = 0.18 \text{ m}$$

$$e_0 < d - h/2 \implies \text{Section entièrement tendues.}$$

• Vérification du flambement :

$$\text{Si } \frac{l_f}{h} \leq \max\left(15, \frac{20 \times e_1}{h}\right) \implies \text{pas de risque de flambement.}$$

L_f : longueur de flambement du poteau.

h : la hauteur de la section droite dans le plan de flexion.

$$L_f = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m.}$$

$$L_f/h = 4.76 < \max(15; 1.19) = 15 \text{ CV}$$

Donc : Le calcul se fera en **flexion composé**.

• L'excentricité du 2eme ordre :

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10000 \times h} (2 + \alpha \times \phi)$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5 M_{ser}} \right) = 0.692$$

$$e_2 = 0.013 \text{ m} = 1.3 \text{ cm}$$

• L'excentricité totale :

$$e_T = (e_1 + e_2) = 0.0359 + 0.013 = 0.0229$$

$$e_T = 4.89 \text{ cm}$$

$$M_u = 1524.28 \times 0.0489 = 74,53 \text{ KN.m}$$

Les efforts corrigés seront :

$$\begin{cases} N_{\max} = 1524.28 \text{ KN} \\ M_{u \text{ cor}} = 74,53 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Le moment fictif au centre de gravité

$$M_{ua} = 74.53 + 1524.28 \times (0.45 - 0.6/2) = 303,172 \text{ KN.m}$$

• Les sollicitations corrigées à L'ELS :

$$e_{0\text{ser}} = \frac{18.47}{1121.99} = 0.016 \text{ m}$$

$$e_a = e_{0\text{ser}} + (d - h/2) = 0.25 \text{ m}$$

$$M_{\text{sera}} = N_{\text{ser}} \times e_a = 280.49 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{303.127 \times 10^6}{50 \times (45)^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.211$$

$$\mu_{bc} = \frac{0.8h}{d} \left(1 - \frac{0.4h}{d} \right) = 0.49$$

$\mu_{bu} < \mu_{bc}$ section partiellement comprimée

$$\gamma = \frac{24.31}{18.47} = 1.32$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440\gamma + 49f_{c28} - 3050$$

$$\mu_{lu} = 0.295$$

$\mu_{bu} = 0.211 < \mu_{lu} = 0.295$ Armatures simples.

$$A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.211 < 0.392 \text{ (méthode simplifiée)}$$

$$Z_b = 39.31 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{303.172 \times 10^6}{393.1 \times 348} = 31.97 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 31.97 \text{ cm}^2$$

- Armatures en flexion composée :

$$A_{fc} = 31.97 - \left(\frac{1524.28 \times 10^{-3}}{348} \times 10^4 \right)$$

$$A_{fc} = -20.26 \text{ cm}^2 < 0 \text{ (Flexion composée)}$$

On prend la section A_{\min} comme section de A_s

✓ Section minimale selon RPA :

$$A_{\min, RPA} = 0.8\% B = 28.8 \text{ cm}^2$$

✓ Section maximal selon RPA :

En zone courante :

$$A_{\max, RPA} = 3\% B = 144 \text{ cm}^2$$

En zone de recouvrement :

$$A_{\max, RPA} = 6\% B = 216 \text{ cm}^2$$

– Selon le BAEL :

$$\begin{cases} A_{\min} = \max(0.2\% B ; 4\% P) \\ A_{\max} = 5\% B \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_{\min} = 9.6 \text{ cm}^2 \\ A_{\max} = 180 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

– Selon le CBA93 :

$$A_{CNF} \geq \frac{0.23 \cdot f_{c28}}{f_t} d \cdot b_0 \frac{e - 0.45d}{e - 0.185d}$$

$$A_{CNF} = 3.91 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

$$A_{\text{adopté}} = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\text{BAEL}} ; A_{\min (RPA)}) = 28.8 \text{ cm}^2$$

Tableau V.3: armatures maximales et minimales pour chaque zone

Zone	Section (cm ²)	BAEL 91		CBA93		RPA99/V2003	
		A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{conf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) zone courante	A _{max} (cm ²) Zone de recouvrement
Zone(1)	50x50	5,00	125,00	2,72	20,00	100,00	150,00
Zone(2)	45x45	4,05	101,25	2,20	16,20	81,00	121,50
Zone(3)	40x40	3,2	80	1,74	12,80	64,00	96,00
Zone(4)	35x35	2,45	61,25	1,33	9,80	49,00	73,50
Zone(5)	30x30	1,8	45	0,98	7,20	36,00	54,00

Tableau V.4: ferrailage longitudinale

Les niveaux	Section (cm ²)	AminRPA (cm ²)	A cal	Le choix des barres	As adop (cm ²)
Zone 1	50×50	20,00	8.26	4 HA 20+4 HA 16	20,97
Zone 2	45×45	16,20	7.52	4 HA 20+4 HA 16	20,97
Zone 3	40×40	12,80	5.4	4 HA 16+4 HA 14	14.2
Zone 4	35×35	9,80	3.44	8 HA14	12.32
Zone 5	30×30	7,20	2.16	8 HA 12	9.05

➤ **Armatures transversales :**

Les cadres sont disposés dans le but d'éviter les fissurations diagonales dues aux efforts tranchants.

On a $V_u=14.28KN$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées selon le règlement parasismique Algérien 99

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

$$\rho_a = 2,5 \text{ Si l'élancement géométrique } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \text{ Si l'élancement géométrique } \lambda_g \leq 5$$

➤ **Espacement des armatures transversales :**

$$t \leq \begin{cases} \min(10\phi_{\min} ; 15\text{cm}) = 8\text{cm} \dots\dots \text{zone nodale} \\ 15\phi_{\min} = 12\text{cm} \dots\dots \text{zone courante} \end{cases}$$

- **Zone courante :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{2,303}{0,6} = 3,84 < 5 \Rightarrow \rho_a = 3,75 \rightarrow A_t = \frac{0,12 \times 3,75 \times 44,03}{0,6 \times 400} \times 10 = 0,825 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4,02 \text{ cm}^2$ **8HA8**

$$\text{- Zone nodale : } A_t = \frac{0,08 \times 3,75 \times 44,03}{0,6 \times 400} \times 10 = 0,55 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit : } A_t = 4,02 \text{ cm}^2 \text{ **8HA8**}$$

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

Tableau V.5 : armature transversale en zone nodale

Zone	V (KN)	S _t (cm)	λ_g	ρ_a	A_t (cm ²)	Choix	A_t ado (cm ²)	% min
1	92,87	8	3,72	3,75	1,39	4HA8	2,01	0,3
2	82,45	8	4,14	3,75	1,37	4HA8	2,01	0,3
3	61,81	8	4,66	3,75	0,43	2HA8	1,01	0,3
4	38,30	8	5,32	2,5	0,21	2HA8	1,01	0,3
5	21,90	8	6,21	2,5	0,14	2HA8	1,01	0,3

Tableau V.6: armature transversales en zone courante

Zone	V (KN)	S _t (cm)	λ_g	ρ_a	A_t (cm ²)	Choix	% cal	% min
1	92,87	12	3,72	3,75	2,09	6HA8	3,02	0,3
2	82,45	12	4,14	3,75	2,06	6HA8	3,06	0,3
3	61,81	12	4,66	3,75	1,74	4HA8	2,01	0,3
4	38,30	12	5,32	2,5	0,82	2HA8	1,01	0,3
5	21,90	12	6,21	2,5	0,55	2HA8	1,01	0,3

V.2.2. Les vérifications

➤ Vérification à ELU :

a) La contrainte de cisaillement :

Vérification de la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Tableau V.7: vérification des poteaux a L'ELU

zone	Contrainte de cisaillement			
	$V_u(kN)$	$\tau_u(MPa)$	$\bar{\tau}_u(MPa)$	OBS
1	92,87	0,41	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
2	82,45	0,45	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
3	61,81	0,43	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
4	38,30	0,35	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
5	21,90	0,27	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$

➤ Vérification au flambement :

$$N_{max} = 1817.61KN$$

Avec : N_{max} est l'effort maximal repris par le poteau

$$\Delta = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \text{ si } \lambda \leq 50$$

$$\Delta = \frac{1500}{\lambda^2} \text{ si } 50 \leq \lambda \leq 70$$

On a : $0 < \lambda = 18.83 < 50$

$$\text{donc } \Delta = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{18.83}{35}\right)^2} = 0.814$$

$$B_r \geq R = \frac{N_{max}}{\Delta \left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{f_e}{100\gamma_s} \right)}$$

$$B_r = (50 - 3) * (5\dot{a} - 3) = 2209cm^2$$

$$B_r \geq \frac{1175,69 \times 10}{0,827 \left(\frac{25}{0,9 \times 1,5} + \frac{400}{100 \times 1,15} \right)} = 646,291 \text{ cm}^2$$

$$B_r = 2209 \text{ cm}^2 > 646,291 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Tableau V.8: armature maximales et minimale pour chaque zone

Zone	Section (cm ²)	BAEL 91		CBA93		RPA99/V2003	
		A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{cnf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) zone courante	A _{max} (cm ²) Zone de recouvrement
Zone(1)	50x50	5,00	125,00	2,72	20,00	100,00	150,00
Zone(2)	45x45	4,05	101,25	2,20	16,20	81,00	121,50
Zone(3)	40x40	3,2	80	1,74	12,80	64,00	96,00
Zone(4)	35x35	2,45	61,25	1,33	9,80	49,00	73,50
Zone(5)	30x30	1,8	45	0,98	7,20	36,00	54,00

Effort normal ultime

Le calcul de la vérification se fait uniquement pour le poteau le plus sollicité.

$$N_{ultime} = \Delta \left(\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

Tableau V.9: verification de leffort normale ultime

Zone	L ₀ (m)	l _f (m)	λ	A (cm ²)	N _{max} (kN)	N _{ultime} (KN)	Vérification
1	4,08	2,54	12,90		1175,69		CV
2	3,06	1,83	14,33		1045,52		CV
3	3,06	1,83	16,12		750,47		CV
4	3,06	1,83	18,44		380,18		CV
5	3,06	1,83	21,50		201,13		CV

– Vérification des contraintes à L'ELS :

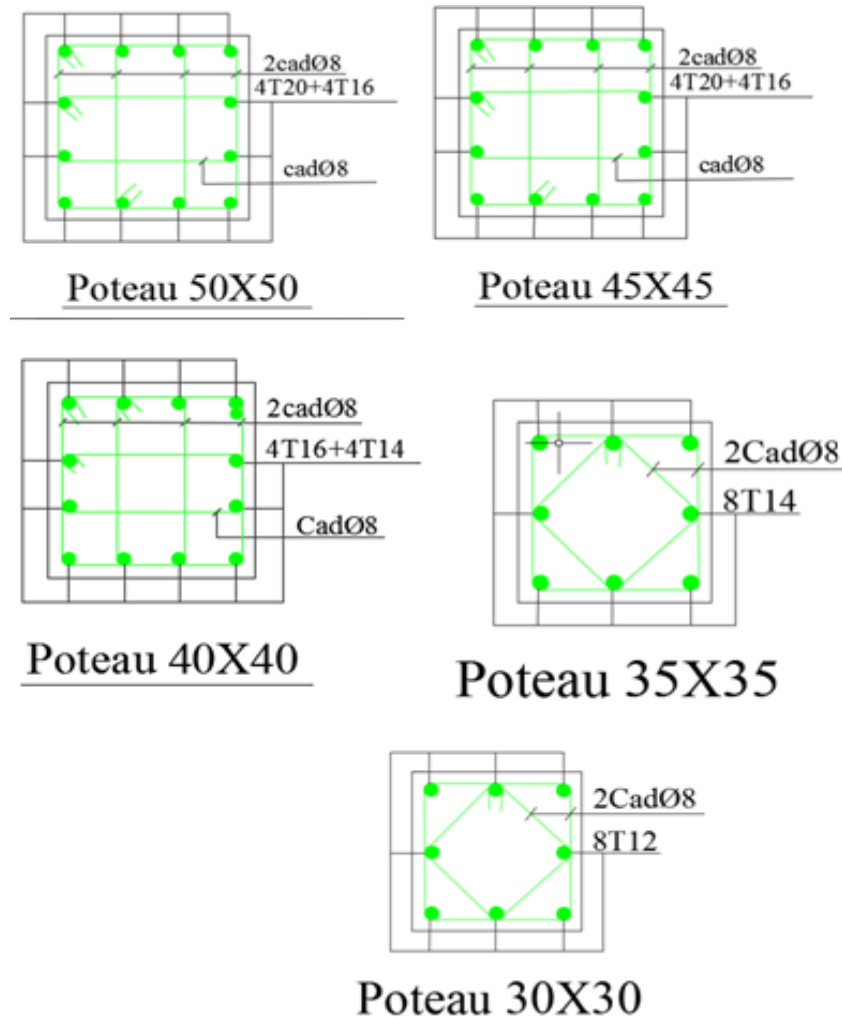
- Vérification d'une section entièrement comprimée :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

Tableau V.10: verification des contrantes de beton

Zone	N_{ser} (KN)	A_s (cm ²)	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (Mpa)	OBS
1	850,74	18.34	1,29	2,9	15	CV
2	755,93	16.08	1,36	2,8	15	CV
3	542,27	14.20	8,12	3,1	15	CV
4	275,00	8.04	8,33	2,5	15	CV
5	145,86	4.62	7,92	2,5	15	CV


Figure V.2 : Schéma de ferrailage des poteaux

Ferrailage des poutres

➤ Armatures transversales :

$$A_t = 0.003 \times S_x \times b ;$$

Recommandation du BAEL 91

➤ Armatures longitudinales :

Les armatures minimales longitudinales sont données par la condition de non fragilité,

Comme suit :

$$A_{lmin} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- Le calcul de l'espacement doit être calculer sur la base de satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min (0,9d; 40\text{cm}; 15\phi; l_{min} \neq 0) L' \text{ espacement max (Art A.4.2.5)} \\ S_t = \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b} \\ S_t \leq \frac{0,9 \cdot A_t \cdot f_e}{b \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3 \cdot f_{tj})} \end{array} \right.$$

➤ **Armatures transversales :**

✓ **Calcul des armatures :**

Dans le cas d'une flexion simple, on procède de la manière suivante :

On calcule les moments réduits :

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

V.3.2. Exemple de calcul

Tableau V.11: Caractéristique des poutres

	h (cm)	b (cm)	C (cm)	d (cm)	f_{c28} (MPa)	F_e (MPa)
P. (principale)	45	30	3	40.5	25	400
P. (secondaire)	40	30	3	36	25	400

– **Calcul des armatures longitudinales :**

- Poutre porteuse (30x45) : nous choisissons la poutre principale au niveau de RDC comme exemple pour notre calcul.
- Ferrailage à l'ELU sous la combinaison : 1.35G+1.5Q :

$$\theta = 1, \quad \gamma_b = 1,5, \quad \gamma_s = 1,15$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14,2 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} M_{u \max} = 33,35 \text{ KN.m} \\ M_{\text{ser}} = 24,037 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\mu_{bu} = \frac{33,35 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.405)^2 \times 14.2} = 0,0477$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440\gamma + 49f_{c28} - 3050$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{33,35}{24,037} = 1,4$$

$$\mu_{lu} = [3440(1,4) + 49(25) - 3050]10^{-4} = 0,299$$

$$\mu_{bu} = 0,088 < \mu_{lu} = 0,299 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0,088 < 0,275 \Rightarrow \text{on utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = 0.405 [1 - 0.6(0,088)] = 0.38$$

$$A_l = \frac{33,35 \times 10^{-3} \times 10^4}{0.38 \times 348} = 2,52 \text{ cm}^2$$

○ **Ferraillage au niveau des appuis**

Les combinaisons sismiques

$$\begin{cases} G+Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

$$\theta = 0,85 ; \quad \gamma_b = 1,15 ; \quad \gamma_s = 1$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 21,7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

● **Armatures supérieures :**

$$M_{u \max} = 93,239 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{93,239 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.405)^2 \times 21.7} = 0,087$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440\gamma + 49f_{c28} - 3050$$

$$\mu_{bu} = 0,087 < \mu_{lu} = 0,261 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0,087 < 0,275 \Rightarrow \text{on utilise la méthode simplifier}$$

$$Z_b = 0.405 [1 - 0.6(0,087)] = 0.38 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{93,239 \times 10^{-3} \times 10^4}{0.39 \times 400} = 5,976 \text{ cm}^2$$

• **Armatures inférieures :**

$$M_{u \max} = 80,513 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{80,513 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.405)^2 \times 21.7} = 0,075$$

$$\mu_{bu} = 0.075 < 0.275 \Rightarrow \text{on utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = 0.405 [1 - 0.6(0.075)] = 0.39$$

$$A_l = \frac{80,513 \times 10^{-3}}{0.39 \times 400} = 5,16 \text{ cm}^2$$

Donc Le résultat des choix des sections des armatures est :

- **En travée :** $A_s = 2,52 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3T14$
- **Sur appui sup :** $A_s = 5,976 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3T14 + 2T14$
- **Sur appui inf :** $A_s = 5,16 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3T14 + 2T12$

○ **Ferraillage des poutres principales (30x45) :**

Tableau V.12: ferraillage des poutre principales

Poutre	M (kn.m)			A_s (cm ²)	A_{min} (RPA) (cm ²)	Choix des barres	$A_{s\text{adopté}}$ (cm ²)
PP(30x45) Axe 1	Sur appui	sup	93,239	5,976	6,75	3T14 (fil) +2T12 (chap)	6.88
		inf	80,513	5,16		3T14 (fil) +2T12 (chap)	6.88
	En travée		33,350	2,52		3T14	4.62
PP(30x45) Axe 3	Sur appui	sup	113,543	8,58	6,75	3T14 (fil) +3T16 (chap)	10,65
		inf	49,214	3,72		3T14 (fil) +2T12 (chap)	6.88
	En travée		59,358	4,26		3T14	4.62
PP(30x45) Axe 4	Sur appui	sup	48,214	3,55	6,75	3T14 (fil) +2T12 (chap)	6.88
		inf	47,191	3,47		3T14 (fil) +2T12 (chap)	6.88
	En travée		19,410	1,39		3T14	4.62
PP(30x45) Axe 5	Sur appui	Sup	54,304	4,01	6,75	3T14 (fil) +2T12 (chap)	6.88
		Inf	35,306	2,60		3T14 (fil) +2T12 (chap)	6.88
	En travée		27,826	2,05		3T14	4.62

○ **Ferraillage des poutres principales liées aux voiles :**

Tableau V.13: ferraillage de la poutre principale liée aux voiles

Poutre	M (kn.m)			As(cm ²)	A _{min} (RPA) (cm ²)	Choix des barres	A _{adopté} (cm ²)
PP(30x45) Axe 2	Sur app ui	su p	190,0 63	15, 11	6,75	3T16 (fil) +3T20 (chap)	18,85
		in f	165,0 56	13, 13		3T16 (fil) +3T16+2T12 (chap)	14,32
	En travée		331 87,	2,7 46		3T16	6.03
PP(30x45) Axe 3	Sur app ui	su p	162, 847	12, 99	6,75	3T16 (fil) +3T16+2T12 (chap)	14,32
		in f	143, 141	11, 11		3T16 (fil) +3T16 (chap)	12,06
	En travée		48,68 6	3,5 8		3T16	6.03
PP(30x45) Axe 6	Sur app ui	su p	135,5 1	10, 52	6,75	3T16 (fil) +3T16 (chap)	12,06
		in f	137,8 4	10, 7		3T16 (fil) +3T16 (chap)	12,06
	En travée		22,01 3	1,5 8		3T16	6.03

○ **Ferraillage des poutres secondaires (30x35) :**

Tableau V.14: ferraillage des poutres secondaire

Poutre	M (kn.m)			As(cm ²)	A _{min} (RPA) (cm ²)	Choix des barres	A _{adopté} (cm ²)
PS(30x40) Axe A	Sur app ui	su p	92,393	8,0 4	6	3T14 (fil) +3T16 (chap)	10,65
		in f	83,750	7,2 9		3T14 (fil) +3T16 (chap)	10,65
	En travée		30,209	2,4 8		3T14	4,62
PS(30x40) Axe B	Sur app ui	su p	120, 576	10, 4	6	3T14 (fil) +3T16 (chap)	10,65
		in f	108,93 9	9,4 8		3T14 (fil) +3T16 (chap)	10,65
	En travée		23,137	1,8 8		3T14	4,62
PS(30x40) Axe C	Sur app ui	su p	80,176	6,7 7	6	3T14 (fil) +2T12 (chap)	6,88
		in f	51,747	4,3 7		3T14 (fil) +2T12 (chap)	6,88
	En travée		36,055	2,9 6		3T14	4,62
PS(30x40) Axe D	Sur app ui	Sup	53,396	4,3 8	6	3T14 (fil) +2T12 (chap)	6,88
		Inf	36,369	2,9 8		3T14 (fil) +2T12 (chap)	6,88
	En travée		25,397	2,0 8		3T14	4,62
PP(30x40) Axe E	Sur app ui	Sup	46,825	3,8 4	6	3T14 (fil) +2T12 (chap)	6,88
		Inf	33,173	2,7 2		3T14 (fil) +2T12 (chap)	6,88
	En travée		21,859	1,7 9		3T14	4,62

○ **Ferraillage des poutres secondaires liées aux voiles :**

Tableau V.15: ferraillage des poutres secondaire liée aux voiles

Poutre	M (kn.m)			As(cm ²)	A _{ess.in} (RPA) (cm ²)	Choix des barres	A _{adopté} (cm ²)
PS(30x40) Axe B	Sur app ui	su p	183,5 33	17,012	6	3T20 (fil) +3T20 (chap)	18,85
		in f	181,4 89	16,823		3T20 (fil) +3T20 (chap)	18,85
	En travée		23,5 5	1,93		3T20	9,42
PS(30x40) Axe C	Sur app ui	su p	140,854	12,64	6	3T16 (fil) +3T16+2T12 (chap)	14,32
		in f	124,121	11,45		3T16 (fil) +3T16+2T12 (chap)	14,32
	En travée		27,957	2,295		3T16	6,03
PS(30x40) Axe F	Sur app ui	su p	126,457	11,35	6	3T16 (fil) +3T16+2T12 (chap)	14,32
		in f	128,72	11,55		3T16 (fil) +3T16+2T12 (chap)	14,32
	En travée		24,04	1,97		3T16	6,03

Calcul des armatures transversales :

a) Selon le **BAEL91** :

La section minimale **A_t** doit vérifier :

$$A_t \geq \frac{0,4b \cdot S_t}{f_c}$$

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

On adopte les espacements suivants :

$$S_t = 20\text{cm} ;$$

$$\text{Donc: } A_t \geq 0,4 \times 0,3 \times 0,20 / 400$$

$$A_t \geq 0,6\text{cm}^2$$

Diamètre des armatures d'âme :

$$\phi_\tau \leq \left\{ \frac{40}{35} ; \frac{30}{10} ; 1,2 \right\} = 1,14\text{cm}$$

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

b) Selon le **RPA99/version 2003** :

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t = 0.003 \cdot St \cdot b$

- L'espacement maximal de la poutre principale (30x45) :

➤ **En zone nodale :**

La longueur de la zone nodale est : $L' = 2 \times 0.45 = 0.9 \text{ m}$.

$$St \leq \min (h/4 ; 12 \phi_L) = 10 \text{ cm}$$

➤ **En zone courante :**

$$St \leq h/2 ; St = 15 \text{ cm}$$

$$St_{\text{adopté}} = \text{Min} \{S_{tB.A.E.L} \cdot S_{tR.P.A}\}$$

On adopte les espacements suivants :

- **En zone nodale : $St = 10 \text{ cm}$**

- **En zone courante : $St = 15 \text{ cm}$**

On aura alors :

$$A_{t \min} = 0.003 \times St \times b = 1,35 \text{ cm}^2$$

La section des barres adopté est : **4Φ8** avec $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

Tableau V.16: Armatures transversales des poutres

Poutre	Localisation	A_t calculé (cm^2)	A_t min (cm^2)	Choix	A_t adopté (cm^2)	$St_{\text{adopté}}$ (cm)
Poutre .P (30x45)	Z. nodale	0.9	1,35	4Φ8	2,01	10
	Z. courante	1.35			2,01	15
Poutre .S (30x40)	Z. nodale	0.9	1,35	4Φ8	2,01	10
	Z. courante	1.35			2,01	15

➤ **La longueur minimale de recouvrement**

La longueur minimale de recouvrement en zone III est : $L = 50 \phi$

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.17: la longueur minimale de recouvrement

Diamètre $\phi(mm)$	Longueur L (cm) = 50 ϕ
ϕ 12	60
ϕ 14	70
ϕ 16	80
ϕ 20	100

V.2.2. Les vérifications

❖ Vérification a L'ELU :

- La condition de non fragilité :(BAEL91)

$$A_{lmin} = 0,23.b.d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Poutre principale : $A_{lmin} = 1.47 \text{ cm}^2$

Poutre secondaire : $A_{lmin} = 1.3 \text{ cm}^2$

D'après le tableau de ferrailage, on remarque que :

$A_L > A_{min}$ vérifiée

- Vérification de contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u$$

Avec

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa (Situation accidentelle)}$$

Tableau V.18: vérification de contrainte de cisaillement des poutres principale

POUTRE	$V_u(kN)$	$\tau_u(MPa)$	$\bar{\tau}_u(MPa)$	OBS
PPAxe (1)	73,953	0.60	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
PPAxe (3)	85,774	0.70	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
PPAxe (4)	77,797	0.64	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
PPAxe (5)	85,375	0.70	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$

Tableau V.19: verification de contrainte cisaillement des pp liee aux voiles

POUTRE	$V_u(kN)$	$\tau_u(MPa)$	$\bar{\tau}_u(MPa)$	OBS
PPAxe (2)	185,65	1,52	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
PPAxe (3)	217,787	1,792	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
PPAxe (6)	161,864	1,33	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$

Tableau V.20: vérification de contrainte de cisaillement des ps

POUTRE	$V_u(kN)$	$\tau_u(MPa)$	$\bar{\tau}_u(MPa)$	OBS
PSAxe (A)	77,902	0,72	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
PSAxe (B)	193,131	1,78	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
PSAxe (C)	62,034	0,57	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
PSAxe (D)	47,207	0,437	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
PSAxe (E)	45,398	0,42	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$

Tableau V.21: vérification de contrainte de cisaillement des ps liée aux voiles

POUTRE	$V_u(kN)$	$\tau_u(MPa)$	$\bar{\tau}_u(MPa)$	OBS
PPAxe (B)	193,131	1,78	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
PPAxe (C)	103 ,595	0,95	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
PPAxe (F)	161,864	1,49	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$

– Vérification a l'ELS :

- Vérification des contraintes dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

La vérification des poutres à l'ELS est effectuée comme suit :

- ✓ Calcule de la position de l'axe neutre :

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d'A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

✓ Calcul du moment d'inertie :

$$\frac{b_y y^3}{3} + \eta A (d - y)^2 + \eta A' (y - d')^2 \eta = 15$$

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.22: verification de contrainte dans le beton des poutre principales

POUTRE		M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	OBS
PP Axe (1)	Appuis	-93,76	14.24	152178,6	14,24	σ _{bc} < σ̄ _{bc}
	Travées	24,037	10.29	77824.6	4.7	
PP Axe (3)	Appuis	-113,65	11.55	110343.5	9.3	σ _{bc} < σ̄ _{bc}
	Travées	43,14	10.29	77824.6	5.9	
PP Axe (4)	Appuis	-84,29	11.74	109424.8	8.6	σ _{bc} < σ̄ _{bc}
	Travées	48,21	10.29	77824.6	4.8	
PP Axe (5)	Appuis	-74,34	11.74	109424.8	8.7	σ _{bc} < σ̄ _{bc}
	Travées	20,308	10.29	77824.6	7.9	

Tableau V.23: vérification de contrainte dans le béton des pp liée aux voiles

POUTRE		M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	OBS
PP Axe (2)	Appuis	-136,15	14.24	152178,6	14,24	σ _{bc} < σ̄ _{bc}
	Travées	27,18	10.29	77824.6	4.7	
PP	Appuis	-143,43	11.55	110343.5	9.3	σ _{bc} < σ̄ _{bc}

Tableau V.24: vérification de contrainte dans le béton des ps

POUTRE		M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	OBS
PS Axe (A)	Appuis	-152.1	14.24	152178,6	14,24	σ _{bc} < σ̄ _{bc}
	Travées	21,80	10.29	77824.6	4.7	
PS Axe (B)	Appuis	-89.16	11.55	110343.5	9.3	σ _{bc} < σ̄ _{bc}
	Travées	16,92	10.29	77824.6	5.9	
PS Axe (C)	Appuis	-80.43	11.74	109424.8	8.6	σ _{bc} < σ̄ _{bc}
	Travées	26,38	10.29	77824.6	4.8	
PS Axe (D)	Appuis	-80.21	11.74	109424.8	8.7	σ _{bc} < σ̄ _{bc}
	Travées	18,22	10.29	77824.6	7.9	
PS Axe (E)	Appuis	-82.03	11.74	109424.8	8.8	σ _{bc} < σ̄ _{bc}
	Travées	15,95	10.29	77824.6	5.5	

Tableau V.25: vérification de contrainte dans le béton les ps liée aux voiles

POUTRE		M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	OBS
PS Axe (B)	Appuis	-123,02	14.24	152178,6	14,24	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	travées	17,21	10.29	77824.6	4.7	
PS Axe (C)	appuis	-110,84	11.55	110343.5	9.3	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	travées	20,26	10.29	77824.6	5.9	
PS Axe (F)	appuis	-128,24	11.74	109424.8	8.6	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	travées	17,36	10.29	77824.6	4.8	

Tableau V.26 : Vérification de la section d armature

POUTRE		M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	OBS
PS Axe (B)	Appuis	-123,02	14.24	152178,6	14,24	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	travées	17,21	10.29	77824.6	4.7	
PS Axe (C)	appuis	-110,84	11.55	110343.5	9.3	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	travées	20,26	10.29	77824.6	5.9	
PS Axe (F)	appuis	-128,24	11.74	109424.8	8.6	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	travées	17,36	10.29	77824.6	4.8	

Tableau V.27: vérification de contrainte de compression dans le béton

Poutres	Section (cm ²)	V_U (KN)	a' (cm)	0.267.a.b.fc28 (KN)	Condition (2)
P.P	(30×45)	85,77	25	85,77< 500.625	C.V
P.P liée aux voiles	(30×45)	217,787	25	217,787< 500.625	C.V
P.S	(30×35)	77,902	25	77,902< 500.625	C.V
P.S liée aux voiles	(30×35)	193,131	25	193,131< 500.625	C.V

Tableau V.28: verification de la fleche

Poutre	Axe	Cond 1	Cond 2	Cond 3	Obs
Pp	1	0.0038<0.011	0.09>0.063	0.09>0.03	C.V
	3	0.0038<0.011	0.09>0.063	0.09>0.054	C.V
	4	0.0038<0.011	0.09>0.063	0.09>0.051	C.V
	5	0.0038<0.011	0.09>0.063	0.09>0.088	C.V
PP	2	0.0038<0.011	0.09>0.063	0.09>0.03	C.V
	3	0.0038<0.011	0.09>0.063	0.09>0.052	C.V
	6	0.0038<0.011	0.09>0.063	0.09>0.049	C.V
PS	A	0.0042<0.011	0.086>0.063	0.086>0.014	C.V
	B	0.0042<0.011	0.086>0.063	0.086>0.046	C.V
	C	0.0042<0.011	0.086>0.063	0.086>0.013	C.V
	D	0.0042<0.011	0.086>0.063	0.086>0.05	C.V
	E	0.0042<0.011	0.086>0.063	0.086>0.019	C.V
PS	B	0.0042<0.011	0.086>0.063	0.086>0.011	C.V
	C	0.0042<0.011	0.086>0.063	0.086>0.005	C.V
	F	0.0042<0.011	0.086>0.063	0.086>0.005	C.V

Tableau V.29 : vérification de contrainte dans le béton des ps liée aux voiles

POUTRE		M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	OBS
PS Axe (B)	Appuis	-123,02	14.24	152178,6	14,24	σ _{bc} < σ̄ _{bc}
	travées	17,21	10.29	77824.6	4.7	
PS Axe (C)	appuis	-110,84	11.55	110343.5	9.3	σ _{bc} < σ̄ _{bc}
	travées	20,26	10.29	77824.6	5.9	
PS Axe (F)	appuis	-128,24	11.74	109424.8	8.6	σ _{bc} < σ̄ _{bc}
	travées	17,36	10.29	77824.6	4.8	

Etat limite d'ouverture des fissures :

✓ Influence sur les armatures inférieure aux appuis :

Les armatures longitudinales inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui pour équilibrer l'effort tranchant.

Si : $T_u - \frac{M_a}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ pas de force de traction dans les armatures longitudinales inférieures

.Si : $T_u - \frac{M_a}{0,9d} > 0 \Rightarrow$ les armatures longitudinales inférieures sont soumises à un effort de traction.
Dans ce cas on doit vérifier que :

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_s} \left(T_u - \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

Les vérifications sont données dans le tableau suivant :

Tableau V.30 : Vérification de la section d'armatures

Poutres	V_U (KN)	M_U (KN.M)	$\left(\frac{M_u}{0,9d}\right)$ (KN)	$\left(T_u - \frac{M_u}{0,9d}\right)$ (KN)
P.P	85,77	-113,543	449.1	< 0
P.P liée aux voiles	217,787	-190,063	61.45	< 0
P.S	77,902	-120,476	255.25	< 0
P.S liée aux voiles	193,131	-183,533	673.63	< 0

D'après les résultats du tableau, il n'y a pas des efforts de traction sur les armatures longitudinales inférieures.

✓ **Vérification de la contrainte de compression du béton :**

On doit vérifier que :

$$V_u \leq 0,4 \cdot a \cdot b \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq 0,267 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28}$$



Condition(2)

$$a = \left\{ \min \quad a ; 0,9d \right\}$$

$$a = b - c' - 2 = 25 \text{ cm}$$

$$c' = 3 \text{ cm}$$

$$\gamma_b = 1,5$$

Tableau V.31 : Vérification de la contrainte de compression dans le béton

Poutres	Section (cm ²)	V_U (KN)	a' (cm)	$0,267 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28}$ (KN)	Condition (2)
P.P	(30×45)	85,77	25	85,77 < 500.625	C.V
P.P liée aux voiles	(30×45)	217,787	25	217,787 < 500.625	C.V
P.S	(30×35)	77,902	25	77,902 < 500.625	C.V
P.S liée aux voiles	(30×35)	193,131	25	193,131 < 500.625	C.V

✓ **Vérification de la flèche :**

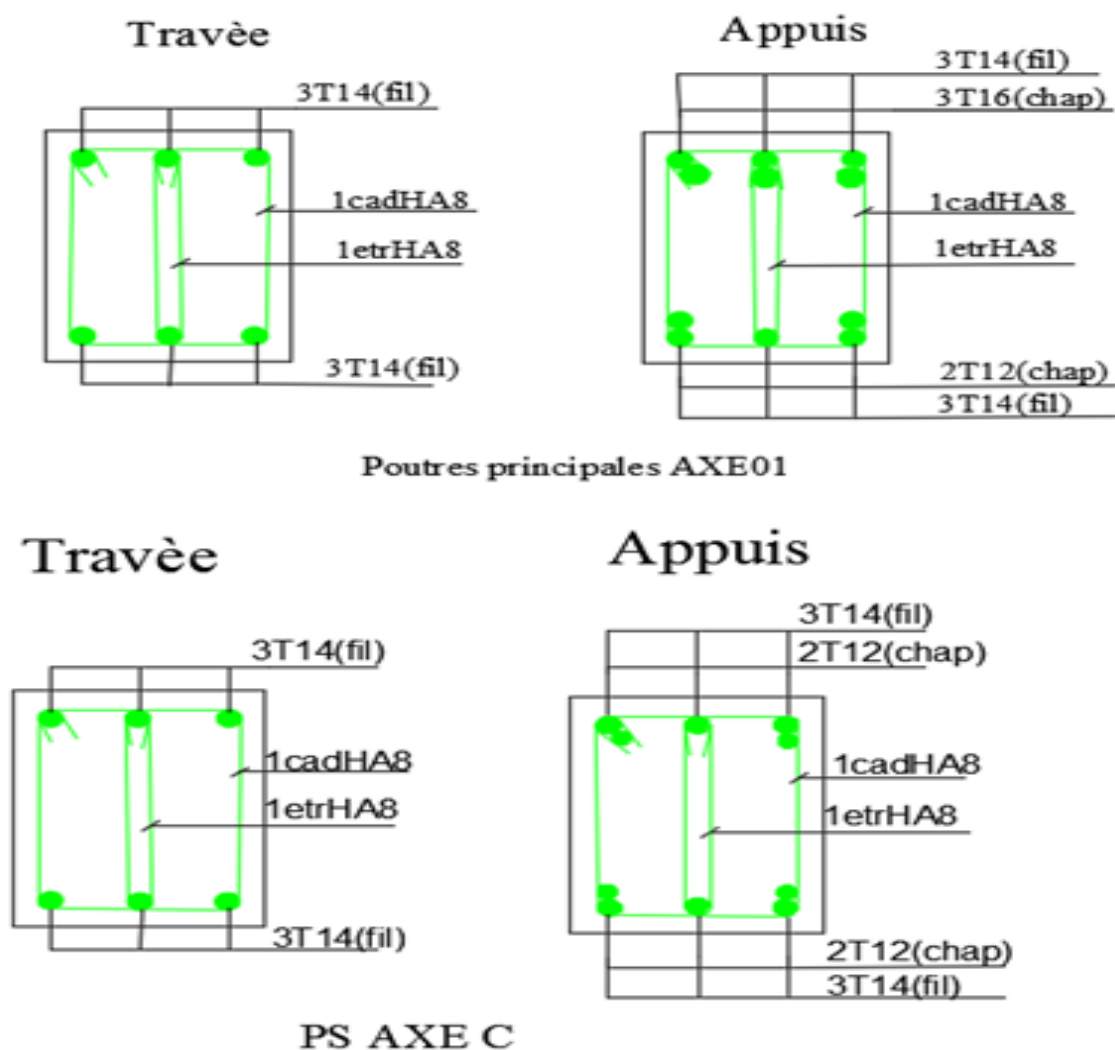
$$1) \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}; 2) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}; 3) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} * \frac{M_t}{M_a}$$

Tableau V.32 : vérification de la flèche

Poutre	Axe	Cond 1	Cond 2	Cond 3	Obs
Pp	1	$0.0038 < 0.011$	$0.09 > 0.063$	$0.09 > 0.03$	C.V
	3	$0.0038 < 0.011$	$0.09 > 0.063$	$0.09 > 0.054$	C.V
	4	$0.0038 < 0.011$	$0.09 > 0.063$	$0.09 > 0.051$	C.V
	5	$0.0038 < 0.011$	$0.09 > 0.063$	$0.09 > 0.088$	C.V
PP	2	$0.0038 < 0.011$	$0.09 > 0.063$	$0.09 > 0.03$	C.V
	3	$0.0038 < 0.011$	$0.09 > 0.063$	$0.09 > 0.052$	C.V
	6	$0.0038 < 0.011$	$0.09 > 0.063$	$0.09 > 0.049$	C.V
PS	A	$0.0042 < 0.011$	$0.086 > 0.063$	$0.086 > 0.014$	C.V
	B	$0.0042 < 0.011$	$0.086 > 0.063$	$0.086 > 0.046$	C.V
	C	$0.0042 < 0.011$	$0.086 > 0.063$	$0.086 > 0.013$	C.V
	D	$0.0042 < 0.011$	$0.086 > 0.063$	$0.086 > 0.05$	C.V
	E	$0.0042 < 0.011$	$0.086 > 0.063$	$0.086 > 0.019$	C.V
PS	B	$0.0042 < 0.011$	$0.086 > 0.063$	$0.086 > 0.011$	C.V
	C	$0.0042 < 0.011$	$0.086 > 0.063$	$0.086 > 0.005$	C.V
	F	$0.0042 < 0.011$	$0.086 > 0.063$	$0.086 > 0.005$	C.V

Toutes les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est donc pas requise.

✓ **Schéma de ferrailage des poutres**



V.3. Les voiles :

Lorsqu'un séisme se produit, il est possible que certaines parties de l'extrémité d'un mur en béton soumis à une compression subissent une déformation inélastique. Cette situation peut compromettre la stabilité latérale du mur. Pour faire face à ce risque, les codes parasismiques exigent que l'épaisseur minimale de l'âme du mur soit de 15 cm. De plus, lorsque les contraintes atteignent un certain seuil, il est nécessaire d'ajouter des renforts sous forme de poteaux aux extrémités du mur.

Conformément aux réglementations parasismiques, il est recommandé de concentrer les armatures verticales nécessaires pour garantir la résistance à la charge ultime dans les éléments de bordure situés aux deux extrémités de la section transversale du mur ou du pilier.

-Méthode de calcul

Zone 1 : RDC

Zone 2 : 1^{er} étage et 2^{ème} étage.

Zone 3 : 3^{ème} étage et 4^{ème} étage

Zone 4 : 5^{ème} étage et 6^{ème} étage

Le calcul des voiles selon la méthode des contraintes est une approche simplifiée qui se base sur l'utilisation de contraintes. Elle permet de déterminer les contraintes en supposant un comportement linéaire.

-Ferrailage des voiles

On suppose que les voiles seront coulés en une seule partie sans reprise de bétonnage.

On prend le voile V_I+V_{YI} de ($L= 1,2$ m) de la zone1(RDC) :

➤ Détermination des sollicitations :

	L	I	A	V	Nmax	Mcorre	Nmin	Mcorre	Mmax	Ncorre
V_I+V_{YI}	1,2	0,04	0,30	0,60	-827,07	34,79	231,60	178,35	696,00	-728,48

➤ Armatures verticales :

➤ Calcul de σ_1 et σ_2 :

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M * v}{I} = 3752,86 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M * v}{I} = 2205,40 \text{ KN/m}^2$$

Sous Nmin :

σ_1 (kN/m ²) =	3752,86	Traction
σ_2 (kN/m ²) =	-2205,40	Compression

$$L_t \text{ (m)} = 0,76 \text{ m}$$

Sous N max :

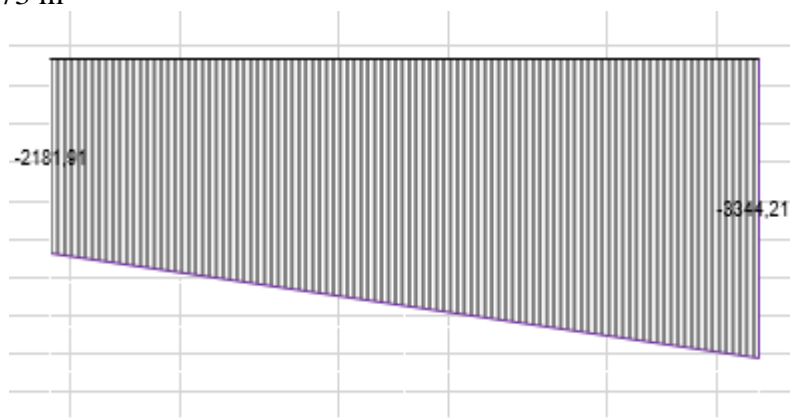
σ_1 (kN/m ²) =	-2181,91	Compression
σ_2 (kN/m ²) =	-3344,21	Compression

$$L_t \text{ (m)} = 0 \text{ m}$$

Sous Mmax

σ_1 (kN/m ²) =	9192,36	Traction
σ_2 (kN/m ²) =	-14059,77	Compression

$$L_t \text{ (m)} = 0,73 \text{ m}$$



Le cas défavorable est donné par Nmin → la section est partiellement tendue.

Calcul de Ft :

$$F = 3111,75 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

– **Calcul des armatures verticales**

$$A_v = 16,58 \text{ cm}^2$$

-En zone d'about : 3,32 cm² donc 2T16

-En zone courante : 13,26 cm² donc T16

– **Armatures minimales :**

$$A_{\min} = 4,80 \text{ cm}^2$$

La longueur minimale d'après l'article 7.7.4.3 du **RPA99V2003** :

- Longueur de la zone d'about : $(1.2/10) \approx 12 \text{ cm}$.
- Longueur de la zone courante : $1.2 - (2 \times 10) = 80 \text{ cm}$

– **Espacement :**

En zone courante : $S_t \leq \min (1.5e, 30) = 30\text{cm}$.

En zone d'about, d'après le RPA : $S_{ta} = S_t/2$

Soit :

30 cm

➤ **Armatures horizontales :**

D'après le BAEL91 :

$$A_H = \frac{A_V}{4} = \frac{16,58}{4} = 4,14\text{cm}^2$$

D'après le RPA :

$$A_{HRPA} = 0.15\%B = 0.15 \frac{20 \times 120}{100} = 3.6\text{cm}^2$$

Soit T10 e= 20 cm

$$A_H = \max\left(\frac{A_V}{4} ; A_{HRPA}\right) = \max(4,14 ; 3.6) \text{ cm}^2 = 4,14 \text{ cm}^2$$

Soit :

A_H = 4,14

➤ **Armatures transversales**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré, soit : $4\phi 8$.

$$\tau_u = 1.03\text{MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

– **Vérification à ELS :**

• **Vérification des contraintes dans le béton :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{B + 15A_s} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = 4.16\text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa} \text{ donc } \dots\dots\dots \text{CV.}$$

Les résultats de calcul pour tous les voiles sont regroupés dans les tableaux ci-après :

Tableau V.33: Ferrailage des voiles V1+VY1

Les sollicitations				Zone tendue (Lt)		Choix des barres / Nappe pour toute la section du voile (armatures verticales)					Choix des barres / Nappe (armatures horizontales)			
Les zones	L(m)	N (KN)	M (KN.m)	Av cal (cm ²)	Amin (cm ²)	Zone d'abo/ Nappe	St (cm)	Zone cour/ Nappe	St (cm)	Aado (cm ²)/ Nappe	AH (cm ²)/ Nappe	Amin (cm ²)/ Nappe	St H (cm)	AH adopté (cm ²)/ Nappe
Zone1	1,20	-827,07	34,79	16,58	4,80	4T16	10	8HA16	15	24,13	4,14	1,8	20	17HA10
Zone 2	1,20	-743,29	202,35	17,59	4,16	4T16	10	8HA16	15	24,13	4,40	1,8	25	17HA10
Zone 3	1,20	-491,32	199,45	14,92	3,58	4T14	10	8HA14	15	18,47	3,73	1,8	20	17HA10
Zone 4	1,20	-184,54	202,06	11,98	2,84	4T12	10	8HA12	15	13,57	2,99	1,8	20	17HA10

Tableau V.34: Ferrailage des voiles V3 VY3

Les sollicitations				Zone tendue (Lt)		Choix des barres / Nappe pour toute la section du voile (armatures verticales)					Choix des barres / Nappe (armatures horizontales)			
Les zones	L(m)	N (KN)	M (KN.m)	Av cal (cm ²)	Amin (cm ²)	Zone d'abo/ Nappe	St (cm)	Zone cour/ Nappe	St (cm)	Aado (cm ²)/ Nappe	AH (cm ²)/ Nappe	Amin (cm ²)/ Nappe	St H (cm)	AH adopté (cm ²)/ Nappe
Zone1	1,30	-316,73	907,17	45,14	2,80	6HA20+2HA16	10	8HA20	15	48	11,28	1,95	20	17HA10
Zone 2	1,30	-609,94	424,96	25,77	3,41	6HA16	10	8HA16	15	28,15	6,44	1,95	25	14HA10
Zone 3	1,30	-318,94	357,41	16,75	2,71	4HA14	10	8HA14	15	18,47	4,19	1,95	20	14HA10
Zone 4	1,30	-210,20	222,29	12,39	3,13	4HA12	10	8HA12	15	13,57	3,10	1,95	20	14HA10

Tableau V.35: Ferrailage des voiles VY2+V5

Les sollicitations				Zone tendue (Lt)		Choix des barres / Nappe pour toute la section du voile (armatures verticales)					Choix des barres / Nappe (armatures horizontales)			
Les zones	L(m)	N (KN)	M (KN.m)	Av cal (cm ²)	Amin (cm ²)	Zone d'abo/ Nappe	St (cm)	Zone cour/ Nappe	St (cm)	Aado (cm ²)/ Nappe	AH (cm ²)/ Nappe	Amin (cm ²)/ Nappe	St H (cm)	AH adopté (cm ²)/ Nappe
Zone1	4,00	- 1030,06	4050,37	71,22	9,36	6HA16+2HA14	10	30HA16	15	75,46	17,80	6	20	17HA12
Zone 2	4,00	- 1142,11	2136,88	43,57	10,85	6HA14	10	26HA14	15	49,26	10,89	6	25	14HA10
Zone 3	4,00	-711,67	893,97	20,57	12,25	6HA12	10	26HA12	15	36,19	5,14	6	20	14HA10
Zone 4	4,00	-454,49	382,56	10,31	14,34	6HA12	10	26HA12	15	36,19	2,58	6	20	14HA10

Tableau V.36: Ferrailage des voiles VXY

Les sollicitations				Zone tendue (Lt)		Choix des barres / Nappe pour toute la section du voile (armatures verticales)					Choix des barres / Nappe (armatures horizontales)			
Les zones	L(m)	N (KN)	M (KN.m)	Av cal (cm ²)	Amin (cm ²)	Zone d'abo/ Nappe	St (cm)	Zone cour/ Nappe	St (cm)	Aado (cm ²)/ Nappe	AH (cm ²)/ Nappe	Amin (cm ²)/ Nappe	St H (cm)	AH adopté (cm ²)/ Nappe
Zone I	2,60	-728,32	715,41	24,25	7,44	6HA14	10	16HA14	15	33,87	6,06	3,9	20	17HA10
Zone II	2,60	-796,08	398,26	17,42	9,60	6HA12	10	16HA12	15	24,88	4,35	3,9	20	14HA10
Zone III	2,60	-878,02	23,68	17,60	10,40	6HA12	10	16HA12	15	24,88	4,40	3,9	20	14HA10
Zone III	2,60	-495,56	23,88	9,93	10,40	6HA12	10	16HA12	15	24,88	2,48	3,9	20	14HA10

Tableau V.37: Ferrailage des voiles V4 + V2V.4.7.

Les sollicitations				Zone tendue (Lt)		Choix des barres / Nappe pour toute la section du voile (armatures verticales)					Choix des barres / Nappe (armatures horizontales)			
Les zones	L(m)	N (KN)	M (KN.m)	Av cal (cm²)	Amin (cm²)	Zone d'abo/ Nappe	St (cm)	Zone cour/ Nappe	St (cm)	Aado (cm²)/ Nappe	AH (cm²)/ Nappe	Amin (cm²)/ Nappe	St H (cm)	AH adopté (cm²)/ Nappe
Zone1	2,30	231,64	708,24	35,67	4,68	6HA16	10	14HA16	15	40,21	8,92	3,45	20	17HA10
Zone 2	2,30	-1264,89	745,52	32,17	7,59	6HA16	10	14HA16	15	40,21	8,04	3,45	25	14HA10
Zone 3	2,30	-952,76	386,99	19,67	8,94	6HA14	10	14HA14	15	30,79	4,92	3,45	20	14HA10
Zone 4	2,30	-510,72	152,79	10,24	9,20	6HA12	10	14HA12	15	22,62	2,56	3,45	20	14HA10

Les Vérifications

➤ Vérification à l'ELU

- Vérification de contrainte de cisaillement

➤ Selon le RPA99

$$\tau_b = \frac{1.4V}{e.d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5MPa$$

$$\tau_b = 1.45 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

➤ Selon le BAEL :

$$\tau_u = \frac{V_u}{e.d} = 1.18 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(0.15 \frac{25}{1.5}; 4\right) = \min(2.5; 4) \text{ MPa} = 2.5 \text{ MPa}$$

Tableau V.38: Vérification pour V1+VY1

RPA.V2003				BAEL		ELS			
Les Zones	V (KN)	τ_b	$\bar{\tau}_b$	τ_u	$\bar{\tau}_u$	Nser (KN)	sb	sb	obser
		(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)		(MPa)	(MPa)	
Zone1	255,64	1,66	5	1,18	3,26	599,9173	1,614	15	C.V
Zone 2	109,64	0,71	5	0,51	3,26	580,5393	1,562	15	C.V
Zone 3	134,51	0,87	5	0,62	3,26	466,8904	1,316	15	C.V
Zone 4	153,17	0,99	5	0,71	3,26	264,4517	6,496	15	C.V

Tableau V.39: Vérification pour V3 VY3

RPA.V2003		BAEL				ELS			
Les	V (KN)	τ_b	$\bar{\tau}_b$	τ_u	$\bar{\tau}_u$	Nser (KN)	sb	sb	obser
Zones		(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)		(MPa)	(MPa)	
Zone1	345,83	2,07	5	1,48	3,26	617,4661	1,319	15	C.V
Zone 2	251,64	1,51	5	1,08	3,26	573,8247	1,404	15	C.V
Zone 3	241,75	1,45	5	1,03	3,26	422,6776	1,113	15	C.V
Zone 4	157,83	0,94	5	0,67	3,26	236,9464	5,820	15	C.V

Tableau V.40: Vérification pour VY2+V5

RPA.V2003		BAEL				ELS			
Les	V (KN)	τ_b	$\bar{\tau}_b$	τ_u	$\bar{\tau}_u$	Nser (KN)	sb	sb	obser
zones		(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)		(MPa)	(MPa)	
Zone1	616,27	1,20	5	0,86	3,26	997,2089	0,815	15	C.V
Zone 2	528,48	1,03	5	0,73	3,26	871,8255	0,761	15	C.V
Zone 3	365,49	0,71	5	0,51	3,26	606,4944	0,548	15	C.V
Zone 4	209,86	0,41	5	0,29	3,26	318,7669	2,936	15	C.V

Tableau V.41: Vérification pour VXY

RPA.V2003		BAEL				ELS			
Les	V (KN)	τ_b	$\bar{\tau}_b$	τ_u	$\bar{\tau}_u$	Nser (KN)	sb	sb	obser
Zones		(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)		(MPa)	(MPa)	
Zone1	223,01	0,67	5	0,48	3,26	919,4366	1,226	15	C.V
Zone 2	181,69	0,54	5	0,39	3,26	857,0278	1,185	15	C.V
Zone 3	119,27	0,36	5	0,25	3,26	641,1914	0,887	15	C.V
Zone 4	54,66	0,16	5	0,12	3,26	362,2739	4,854	15	C.V

Tableau V.42: Vérification pour V4 + V2

Les Zones	V (KN)	RPA.V2003				BAEL		ELS	
		τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Nser (KN)	sb (MPa)	sb MPa	obser
Zone1	374,63	1,27	5	0,90	3,26	1108,957	1,597	15	C.V
Zone 2	318,14	1,08	5	0,77	3,26	1033,243	1,488	15	C.V
Zone 3	225,26	0,76	5	0,54	3,26	778,4332	1,169	15	C.V
Zone 4	114,34	0,39	5	0,28	3,26	427,0554	5,293	15	C.V

➤ **Schéma de ferrailage des voiles :**

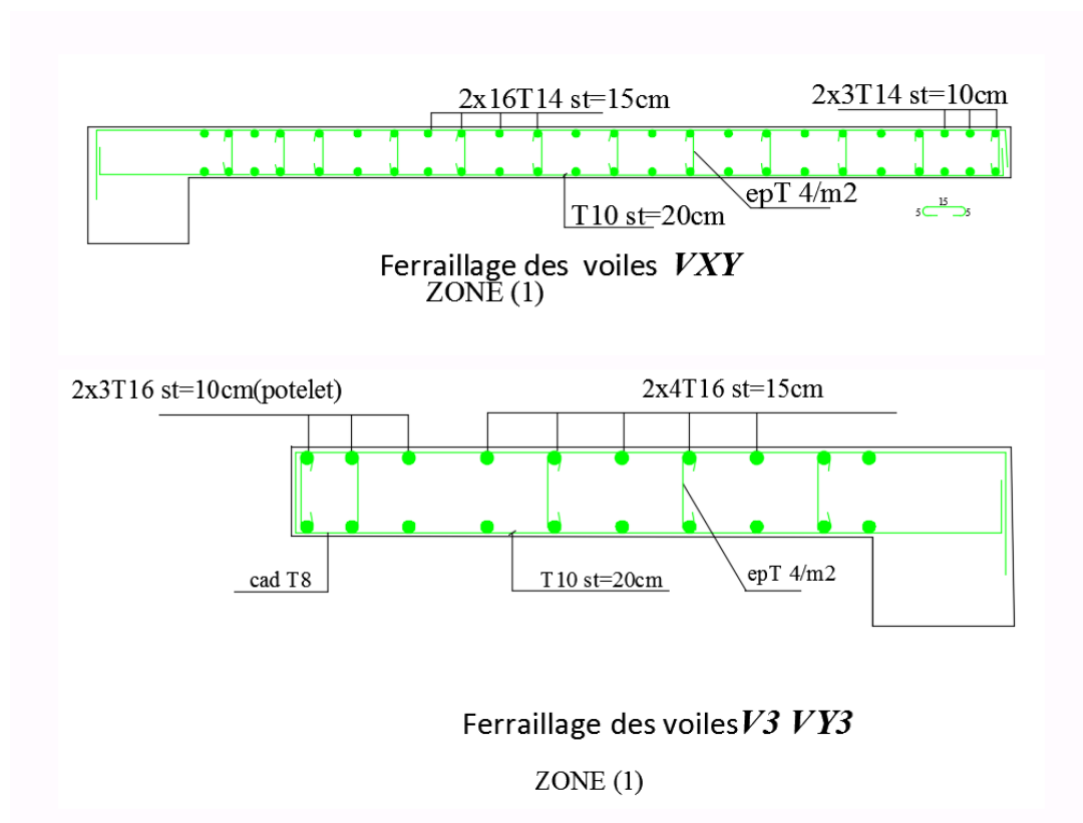


Figure V.3 : Schéma de ferrailage de volée V& Zone 1

VI. Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction

Les fondations sont élaborées afin d'acheminer efficacement les charges issues de la structure vers le sol. En cas de tremblement de terre, les fondations suivent le même mouvement de déplacement que le sol sous-jacent. Afin d'effectuer des calculs de fondations précis, il est impératif de disposer des informations suivantes :

- La totalité de la charge à transférer vers les fondations, c'est-à-dire vers le sol.
- Les caractéristiques du sol sur lequel la structure sera implantée.

VI.2. Différents types de fondations

- Les fondations superficielles ;
- Les fondations profondes ;
- Radier

Calcul de surface revenant à la semelle sous le poteau :

Pour effectuer un prédimensionnement, il est nécessaire de considérer uniquement la force normale obtenue à la base des poteaux. Afin de garantir la fiabilité de la semelle isolée, il est crucial de vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{sol} = 2.00 \text{ bars} = 200 \text{ KN/m}^2 \\ N = 2953,453 \text{ KN} \\ M = 24,93 \text{ KN.M} \end{array} \right.$$

$$\sigma_m = \frac{a}{b} \frac{N}{A.B} \left(1 + \frac{3e_0}{B} \right) \leq \sigma_{sol}$$

- Homothétie des dimensions :

$$B \geq \sqrt{\frac{a}{b} \frac{N}{\sigma_{sol}}} \quad a = b = 1$$

$$B = \sqrt{\frac{2953,453}{200}} = 3,84 \text{ m}$$

$$B = 3,84 \text{ m}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \Rightarrow A = B = 3,84 \text{ m}$$

$$e_0 = M/N = 0,008 \text{ m}$$

$$\sigma_m = 202,48 \geq \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ C.N.V}$$

Nous essayons donc avec les semelles filantes.

– **Semelles filantes:**

($S_s / S_b < 50\%$ de surface de bâtiment)

La surface de la semelle est :

$$\frac{N}{S_{semelle}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$N = N_G + N_Q$$

La somme totale de la force normale supportée par la semelle continue est égale à la somme des forces normales de tous les poteaux alignés sur la même ligne.

On doit vérifier que : $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

$$\begin{cases} N = \sum N_i \text{ de chaque fil de poteaux et voiles.} \\ S = B \times L. \end{cases}$$

$$B \geq \frac{N}{L \times \bar{\sigma}_{sol}}$$

La surface revenant aux semelles :

Les informations concernant les surfaces des semelles et les charges correspondantes sont présentées dans le tableau ci-dessous

Tableau VI.1: les surface revenant aux semelles

File	N(KN)	L(m)	$\bar{\sigma}_{sol}$ (KN/m ²)	S (m ²)	B(m)
1	2139,283	19,60	200	10,70	0,546
2	2595,568	19,6	200	12,98	0,662
3	2953,625	19,60	200	14,77	0,753
4	1311,094	8,65	200	6,56	0,795
5	2391,778	8,65	200	11,96	1,450
6	1655,290	8,65	200	8,28	1,003
A	2953,625	18,5	200	14,77	0,798
B	2595,658	18,5	200	12,98	0,702
C	2020,315	18,5	200	10,10	0,546
D	1059,49	8,65	200	5,30	0,642
E	1920,324	8,65	200	9,60	1,164
F	1639,718	8,65	200	8,20	0,994

$$S_{\text{semelles}} = \sum S_{si} = 126,18 \text{ m}^2$$

La surface d'emprise du bâtiment est :

$$S_{\text{Bât}} = 105,802 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_T}{S_B} = 119,25\% > 50\%$$

Conclusion :

La superficie combinée des semelles dépasse la moitié de la surface où la construction sera implantée, ce qui justifie l'utilisation d'un radier comme fondation. Cette approche de fondation offre plusieurs avantages, tels que :

- Une augmentation de la surface de la semelle (fondation), réduisant ainsi la pression exercée par la structure sur le sol.
- La réduction des variations de tassement entre les différentes zones.
- Une mise en œuvre plus facile.

VI.3. Etude du radier

Un radier est composé d'une dalle qui recouvre la totalité de la surface de la construction. Cette dalle peut être soit de type massif, avec une épaisseur considérable, soit nervurée, où des nervures de grande hauteur renforcent une dalle plus fine.

Dans notre cas, nous optons pour un radier nervuré, car il représente une option plus économique que l'alternative plus épaisse. Le radier est conçu pour supporter l'ensemble des charges verticales provenant des éléments tels que les poteaux et les murs, regroupant ainsi leurs charges normales.

V.3.1. Pré dimensionnement du radier

a) L'épaisseur du radier :

❖ Condition forfaitaire :

L'épaisseur du radier doit répondre à la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$L_{\max} = 4,9 \text{ m}$: plus grande distance entre deux points d'appuis.

$$\text{D'où : } 61,25 \text{ cm} \leq h_r \leq 98 \text{ m} \quad (1)$$

Condition de rigidité :

$$L_e = \frac{2L_{max}}{\pi} \geq \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \quad \text{Avec} \quad I = \frac{bh^3}{12} \quad (1)$$

$$h \geq \sqrt[4]{\frac{48kL_{max}^4}{E\pi^4}} \Rightarrow h \geq \sqrt[4]{\frac{48 \times 40 \times 4,90^4}{32164,195\pi^4}} \Rightarrow h \geq 0,59 \quad (2)$$

D'après (1) et (2) on opte : **h_r = 80cm**

Étant donné que la hauteur est significative, il est donc judicieux de planifier l'utilisation d'un radier nervuré.

➤ **Pour la nervure :**

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{490}{10} = 49 \text{ cm}$$

$$b_n \geq \frac{h_p}{2} = \frac{80}{2} = 40 \text{ cm}$$

➤ **Pour la dalle :**

$$h_l \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{490}{20} = 24,5 \text{ cm}$$

Conclusion :

D'après les conditions précédentes, Nous optons pour une dalle de **30 cm** et des nervures et des nervures de **80cm**

b) La surface minimale de radier :

- ❖ La surface d'emprise du bâtiment est égale à : $S_{bat}=105,46m^2$
- ❖ La surface totale avec un léger débordement d'au moins :

$$d \text{ (débord)} \geq \max (h/2 ; 30cm) = 40cm.$$

Donc :

$$S_{radier} = S_{bat} + D \times (\text{perimetre}) = 135,94m^2$$

c) Détermination des charges et des surcharges :

- Superstructure :

$$G=19388,82\text{KN} ; Q= 3874,39\text{KN}$$

- Infrastructure :

Poids du radier :

$$G_{\text{rad}}= (135,94 \times 0.80 \times 25)$$

$$G_{\text{rad}}= 2718,8\text{KN}$$

$$\text{Donc : } \mathbf{G_{totale} = 22107,62\text{KN} ; Q_{totale}= 3874,39\text{KN}}$$

Calcul des Sollicitations :

$$\mathbf{ELU : N_u = 35656,872\text{KN}}$$

$$\mathbf{ELS : N_s = 25982,01\text{KN}}$$

d) Vérification de La surface minimale du radier :

La superficie du radier doit être dimensionnée de manière à pouvoir satisfaire la condition suivante :

- A l'ELU : $S_{\text{radier}} = 135,94 \text{ m}^2 > \frac{N_u}{1.33\sigma_{\text{sol}}} = 134,048 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{CV.}$
- A l'ELS: $S_{\text{radier}} = 135,94 \text{ m}^2 > \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}} = 129,91 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{CV.}$

VI.3.2. Les vérifications nécessaires

VI.3.2.1. Condition de résistance au cisaillement

L'épaisseur du radier sera établie en fonction de la contrainte de cisaillement du radier.
Conformément au règlement CBA93 (Article A.5.1), il est nécessaire de vérifier la condition suivante

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$d = 0.9 h_r = 0.64 \text{ m} ; \quad b = 1\text{m}$$

$$L_{\text{max}} = 4,90\text{m.}$$

$$N_u = 35656,872 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \\ V_u = \frac{q L_{\max}}{2} \\ q = \frac{N}{S_{\text{radier}}} \end{cases}$$

$$V_u = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$\tau_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2} \times \frac{1}{b \times 0.9h} \leq \frac{0.07 f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$h \geq \frac{N_u \times L_{\max} \times \gamma_b}{0.9 \times 2S \times 0.07 f_{cj}}$$

$$h \geq 0.45 \text{ m} = 45 \text{ cm}$$

L'épaisseur du radier, qui est de 0,80 mètres (80 centimètres), est examinée en termes de cisaillement.

VI.3.2.2. Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique

Il est essentiel de vérifier le radier en ce qui concerne les forces hydrostatiques pour garantir que le bâtiment ne se soulève pas sous leur influence. Cette vérification implique de s'assurer que :

$$W \geq F_s \times \gamma \times Z \times S$$

$$W = W_{\text{radier}} + W_{\text{bâtiment}}$$

$$W = 22107,62 \text{ KN}$$

F_s : coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement, $F_s = 1.5$

γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN} / \text{m}^3$).

Z : profondeur de l'infrastructure ($h = 0.65 \text{ m}$).

S : surface du radier ($S = 135,94 \text{ m}^2$).

$$F_s \times \gamma \times Z \times S = 1.5 \times 10 \times 0.65 \times 135,94 = 1325,415 \text{ KN}$$

Alors :

$$W \geq F_s \times \gamma \times Z \times S \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

VI.3.3. Caractéristique géométrique

a) Centre de masse du radier :

$$(X_r ; Y_r) = (8,07 ; 7,64) \text{ m}$$

b) Inertie du radier :

$$I_x = 14187 \text{ m}^4$$

$$I_y = 26595,4 \text{ m}^4$$

c) Centre de masse de la structure :

$$(X_s ; Y_s) = (7,617; 7,211) \text{ m}$$

$$e_x = |X_s - X_r| = 0.46 \text{ m}$$

$$e_y = |Y_s - Y_r| = 0.43 \text{ m}$$

d) L'excentricité

VI.3.4. Evaluation et vérification des contraintes sous le radier

Les contraintes transmises au sol par le radier doivent être en accord avec le risque de rupture du sol situé sous le radier.

La résultante des charges verticales ne se trouve pas en alignement avec le centre de gravité de la surface du radier, ce qui signifie que les réactions du sol ne sont pas uniformément réparties, formant ainsi un diagramme triangulaire ou trapézoïdal. Peu importe la forme du diagramme, la valeur de la contrainte moyenne est calculée selon la formule suivante :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1.5 \sigma_{\text{adm}}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{MV}{I} ; \quad \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{MV}{I}$$

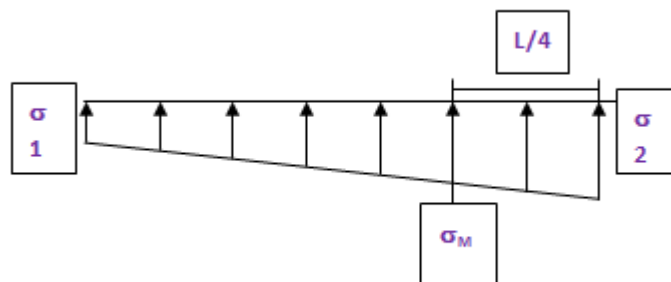


Figure VI.1 : Diagramme des contraintes

Le radier est sollicité par les efforts suivants :

$$M = N \times e.$$

Tableau VI.2: vérification des contraint

	ELS		ELU	
	Longitudinale	Transversal	Longitudinale	Transversale
N (MN)	68.04	68.04	92.64	92.64
M (MN.m)	29.43	47.01	43.49	68.25
V (m)	11.49	10.31	11.54	10.17
I(m ⁴)	14226	26943.9	14226	26943.9
σ_1 (MPa)	0.182	0.148	0.282	0.239
σ_2 (MPa)	0.151	0.193	0.176	0.173
σ_{moy} (MPa)	0.171	0.183	0.238	0.212
σ_{adm} (MPa)	0.2	0.2	0.2	0.2
La condition	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier

VI.3.5. Vérification de la stabilité au renversement

Lorsque des charges horizontales, telles que les forces sismiques, sont appliquées, cela engendre l'apparition d'un moment de renversement :

$$M_r = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :

$$M_{0x} = 148124,7153 \text{ KN.m} ; M_{0y} = 140227,6411 \text{ KN.m}$$

$$T_{0x} = 3998,82 \text{ KN} ; T_{0y} = 4249,24 \text{ KN}$$

h : La profondeur de l'infrastructure dans notre situation est équivalente à l'épaisseur du radier, qui est de 0,80 mètres.

$$M_{stab.x} = 0.65 \times W \times b_x = 0.65 \times 21597,845 \times 8,07 = 113291,49 \text{ KN.m}$$

$$M_{stab.y} = 0.65 \times W \times b_y = 0.65 \times 21597,845 \times 7,64 = 107254,89 \text{ KN.m}$$

$$M_{r.x} = 148124,7153 + 3998,82 \times 0.65 = 97359,06 \text{ KN.m}$$

$$M_{r.y} = 140227,641 + 4249,24 \times 0.65 = 93909,97 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{stab.y}}{M_{r.y}} \geq 1.5$$

Conclusion :

Les deux conditions nécessitent une vérification, garantissant ainsi la stabilité de la structure contre le basculement. Dans ce contexte, il est essentiel de vérifier les extrémités du radier pour deux aspects :

- La résistance à la traction (soulèvement) en utilisant la combinaison de charges 0,8G+E.
- La résistance à la compression maximale en utilisant la combinaison de charges G + Q + E.

VI.3.5.1. Vérification aux renversement et soulèvement

❖ Sous combinaison :

Tableau VI.3: vérification aux renversements et soulèvement

	0.8G+E		G+Q+E	
	Longitudinale	Transversal	Longitudinale	Transversal
N (MN)	39.145	39.763	62.819	62.929
M (MN.m)	41.171	50.661	61.742	79.615
V (m)	8,07	7,64	8,07	7,64
I(m ⁴)	14226	26943.9	14226	26943.9
σ_1 (MPa)	0.143	0.132	0.177	0.181
σ_2 (MPa)	0.055	0.081	0.113	0.117
σ_{moy} (MPa)	0.125	0.114	0.167	0.165
σ_{adm} (MPa)	0.20	0.20	0.20	0.20
La condition	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier

VI.3.5.2. Vérification selon L'RPA

Conformément au RPA99 version 2018 (Article 10.1.5), la stabilité du radier est maintenue si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} \quad ; e \text{ représente l'excentricité de la résultante des charges verticales.}$$

Tableau VI.4: vérification de soulèvement selon RPA

	0.8G+E		G+Q+E	
	Longitudinale	Transversal	Longitudinale	Transversal
N(KN)	39.145	39.763	62.819	62.929
M(KN.m)	41.171	50.661	61.742	79.615
e(m)	0,46	0,43	0,46	0,43
B/4 (m)	4,87	5,125	4,87	5,125
La condition	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

VI.4. Ferrailage du radier

Le radier agit comme un plancher inversé, avec les poteaux servant d'appuis, et il subit une pression uniforme résultant du poids de la structure et des charges supplémentaires. Par conséquent, il est possible d'appliquer les méthodes spécifiées dans le BAEL 91 pour les calculs nécessaires.

VI.4.1. Méthode de calcul

Les moments isostatiques seront calculés en utilisant la méthode recommandée par les normes de BAEL 91. En ce qui concerne les dalles rectangulaires qui sont librement supportées sur leurs bords, nous identifions deux situations distinctes :

$$\begin{cases} 0 < \alpha < 0.4 \text{ la dalle porte sur un sens} \\ 0.4 < \alpha < 1 \text{ la dalle porte sur deux sens} \end{cases} \quad \text{Avec : } \alpha = L_x / L_y$$

Pour effectuer les calculs, nous supposons que les panneaux sont partiellement encastrés aux extrémités des appuis. De là, nous déduisons les moments en travée et les moments aux points d'appui.

- Si le panneau en question se prolonge au-delà des points d'appui (panneau intermédiaire),

$$\text{Moment en travée : } (M_{tx} = 0,75 \times M_x \quad ; \quad M_{ty} = 0,75 \times M_y)$$

$$\text{Moment sur appuis : } (M_{ax} = 0,5 \times M_x \quad ; \quad M_{ay} = 0,5 \times M_y)$$

- Si le panneau en question correspond à une bordure de la structure...

$$\text{Moment en travée : } (M_{tx} = 0,85 \times M_x \quad ; \quad M_{ty} = 0,85 \times M_y)$$

$$\text{Moment sur appuis : } (M_{ax} = 0,3 \times M_x \quad ; \quad M_{ay} = 0,3 \times M_y)$$

Les calculs se concentreront exclusivement sur le panneau qui subit la plus grande sollicitation. Ce panneau possède les dimensions indiquées dans la figure ci-jointe, où L_x représente la dimension la plus courte. Les moments aux appuis et entre les travées doivent satisfaire à l'inégalité suivante :

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.25 M_0$$

VI.4.2. Evaluation des charges et surcharges

- **ELU** : $q_u = N_u / S_r = 262,29 \text{ KN/m}^2$
- **ELS** : $q_s = N_s / S_r = 191,128 \text{ KN/m}^2$

VI.4.3. Calcul des sollicitations

$$\alpha = L_x / L_y$$

$$\alpha = 490 / 475 = 1,03$$

$\alpha > 0,4$ la dalle porte sur deux sens

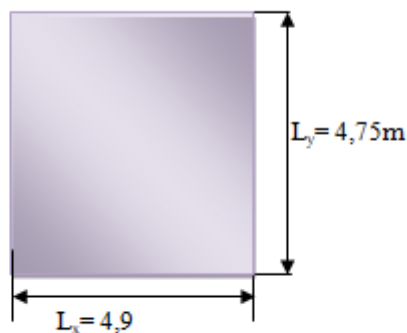


Figure VI.2 : le panneau le plus sollicité

➤ **L'ELU : ($\nu = 0$)**

$$\alpha = 1,03 \Rightarrow \mu_x = 0.0428 \Rightarrow \mu_y = 0.8450$$

- **Sens X-X :**

$$\mu_x = 0.0428$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 269,536 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.75 \times M_x = 202,152 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = 0.5 \times M_x = 143,768 \text{ KN.m}$$

- **Sens Y-Y :**

$$\mu_y = 0.8450$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 227,757 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_y = 170,818 \text{ KN.m}$$

➤ **L'ELS : ($\nu = 0.2$)**

$$\alpha = 0.93 \Rightarrow \mu_x = 0.0500 \Rightarrow \mu_y = 0.8939$$

$$M_{ay} = 0.5 \times M_y = 113,878 \text{ KN.m}$$

• **Sens X-X :**

$$\mu_x = 0.0500$$

$$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 229,449 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.75 \times M_x = 172,086 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = 0.5 \times M_x = 115,742 \text{ KN.m}$$

• **Sens Y-Y :**

$$\mu_y = 0.8939$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 205,104 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_y = 153,828 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 \times M_y = 102,552 \text{ KN.m}$$

❖ **Ferraillage longitudinale à L'ELU :**

➤ **Pourcentage minimale :**

$$\text{Suivant le petit coté : } A_{ymin} \begin{cases} A_{ymin} \geq 6\% h_0 : f_e E 500. \\ A_{ymin} \geq 8\% h_0 : f_e E 400. \\ A_{ymin} \geq 12\% h_0 : (\text{autre cas}). \end{cases}$$

$$A_{ymin} = 2.4 \text{ cm}^2$$

Suivant le grand coté :

$$A_{xmin} \geq A_{ymin} [(3-\alpha)/2] \quad \text{BAEL 91 Page (359).}$$

$$A_{xmin} = 2.48 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e = 8,694 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement maximal :**

$$S_{tx} \leq \min (33 \text{ cm}; 3hr) S_{tx} = 20 \text{ cm.}$$

$$S_{ty} \leq \min (45 \text{ cm}; 4hr) S_{ty} = 20 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots \text{BAEL 91 Page (360).}$$

❖ **Exemple du calcule Sens x-x :**

• **En travée :**

$$\mu \Rightarrow \mu = 0.167 < \mu_l = 0.392 \text{ donc } A'_s = 0 \text{ (n'existe pas).}$$

$$\alpha = 0.23 \quad ; \quad \beta = 0.908$$

$$A=A=20.38 \text{ cm}^2$$

• **En appuis :**

$$\mu=\mu = 0.059 < \mu_l = 0.392 \text{ donc : } A's = 0 \text{ n'existe pas.}$$

$$\alpha = 0.0761 \quad ; \quad \beta = 0.969$$

$$A=A = 6.74 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.5: le ferrailage à l'ELU

Panneau	Sens x-x		Sens y-y	
	En travée	Sur appuis	En travée	Sur appuis
M_u(KN.m)	202,152	143,768	170,818	102,552
A_s'	0.00	0.00	0.00	0.00
A_s (cm²/ml)	8,07	5,74	6,898	4,195
A_{s min} (cm²/ml)	3.26	3.26	3.26	3.26
Choix	5T20	5T14	5T20	5T14
A_s adopté (cm²)	15.7	7.70	15.7	7.70
Espacement (cm)	20	20	20	20

❖ **Vérification a l'ELS (fissuration préjudiciable) :**

• **Vérification des contraintes :**

S'effectue conformément aux normes CBA93 et BAEL91, avec la fissuration considérée comme ayant peu d'impact.

En ce qui concerne le béton, il est essentiel de vérifier que la contrainte maximale dans le béton comprimé respecte la limite imposée.

$$\sigma = \frac{M_{SER}}{I} \times Y$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + nA(d - y)^2 + nA'(y - d')^2 \quad n = 15$$

$$Y = 15 \times \frac{A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5A_s}} - 1 \right]$$

$$Y = 10,89 \text{ cm}$$

$$I = 304698,7 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 0,59 \leq 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CNV}$$

Contrainte maximale dans l'acier tendu :

$$|\sigma_s| = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 200 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 200 \text{ MPa} \dots \text{CNV}$$

Tableau VI.6: verification des contraintes

	Sens	M_{SER} (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Obs
Travée	X-X	202,152	10.89	138582.69	15,88	267.42	CNV
	Y-Y	170,818	10,89	138582.69	8,41	271.42	CNV
Appuis	X-X	143,768	6.83	57609.14	17,04	274.72	CNV
	Y-Y	102,552	6.83	57609.14	12,15	245.52	CNV

Les contraintes dans les armatures ne font pas l'objet d'une vérification, ce qui signifie que la section de l'armature doit être augmentée.

❖ **Redimensionnement de la section d'armature :**

Tableau VI.7: redimensionnement des armatures du radier

	sens	M_{SER} (KN.m)	Choix	A_s adopté (cm ²)	Espacement (cm)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Obs
Travée	X-X	202,152	5T25	24.55	20	10.05	185.72	CV
	Y-Y	170,818	5T25	24.55	20	8.99	176.42	CV
Appuis	X-X	143,768	5T16	10.05	20	5.6	188.62	CV
	Y-Y	102,552	5T16	10.05	20	5.01	174,85	CV

➤ **Vérification des moments :**

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.25 M_0$$

Tableau VI.8: vérification des moments du sens XX

	ELU				
			$M_t+(M_e+M_w)/2$	$1.25M_0$	Vérification
Sens x-x	M_0	269,536	371,91	336,92	C.V
	M_e	143,768			
	M_w	195,763			
	M_t	202,152			
	ELS				
			$M_t+(M_e+M_w)/2$	$1.25M_0$	Vérification
Sens x-x	M_0	229,449	290,888	268,811	C.V
	M_e	115,742			
	M_w	121,863			
	M_t	172,086			

Tableau VI.9: vérification des moments du sens YY

	ELU				
			$M_t+(M_e+M_w)/2$	$1.25M_0$	Vérification
Sens y-y	M ₀	227,757	286,352	284,696	C.V
	M _e	113,878			
	M _w	117.19			
	M _t	170,818			
	ELS				
			$M_t+(M_e+M_w)/2$	$1.25M_0$	Vérification
Sens y-y	M ₀	205,104	261,909	256,38	C.V
	M _e	102,552			
	M _w	113.61			
	M _t	153,828			

VI.5. Ferrailage du débord

Le débordement du radier est considéré comme une console d'une largeur de 1 mètre. Le calcul de l'armature sera effectué pour une bande ayant une largeur de 1 mètre.

a) Calcul de Ferrailage longitudinales :

$$b = 1\text{m}; h = 0.3\text{m}; d = 0.27\text{m}; L = 0.4\text{m}$$

$$q_u = 221.06 \text{ KN/m}^2 \times 1\text{ml}$$

$$q_s = 161.27 \text{ KN/m}^2 \times 1\text{ml}$$

$$f_{bu}=14.2\text{MPa}$$

$$M_u=q_u L^2/2 = 17.68 \text{ KN.m}$$

$$\mu=0.0171 < \mu_l=0.392 \text{ donc } A'_s=0 \text{ (n'existe pas)}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0216$$

$$\beta = 1 - 0.40\alpha = 0.991$$

$$\sigma_s=348\text{MPa}$$

$$A=\frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \Rightarrow A=1.89\text{cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e = 3.26 \text{ cm}^2$$

NB : Étant donné que le débordement subit moins de contraintes que la dalle principale, et afin d'obtenir une répartition uniforme du renforcement, les armatures de la dalle seront prolongées pour former le renforcement du débordement.

On adopte :

$$5\text{HA}16=10.05 \text{ cm}^2$$

b) Ferrailage transversal :

Il n'est pas nécessaire de prévoir des armatures transversales si les deux conditions suivantes sont satisfaites :

- La dalle est coulée en une seule opération sur toute son épaisseur.

$$\tau_b = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 1,5 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$V_u = q_u \times L/2 = 222.8 \times 0.4/2 = 44.21 \text{ KN}$$

$$\tau_b = \frac{44.21 \times 10^3}{1000 \times 270} = 0.16 \text{ MPa} \leq \tau_{\text{adm}} = 2.5 \text{ MPa}$$

Tableau VI.10: calcul de ferrailage a l ELU

NPOUTRES	Localisation	Mmax (KN.m)	As (cm2)	AminRPA (cm2)	Choix des barres	Aadopté (cm ²)
N xx	En travée	186.34	4,96	15.75	4HA16	16.08
	Sur appuis	151.19	6.16		4HA16	
N yy	En travée	267.84	11,10	15.75	4HA20	12.67
	Sur appuis	354.27	14.89		4HA20+2HA14	15.65

Le cisaillement a été vérifié, et il n'est pas nécessaire d'utiliser des armatures de cisaillement.

c) Armature de répartition :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \quad 2.51 \leq A_r \leq 5.03$$

On adopte : 4HA10 = 3,14

Repartie sur 40 cm de longueur, avec un espacement : $S_t = \frac{40}{4} = 10\text{cm}$.

Espacement : 10cm

❖ Vérification des contraintes à l'ELS :

Le calcul est effectué conformément aux normes CBA93 et BAEL91, et la fissuration est considérée comme ayant peu d'impact. En ce qui concerne le béton, il est essentiel de vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$Y = 7.64\text{cm}$$

$$I = 71367.34\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 1.38\text{MPa} \leq 15\text{MPa} \quad \text{.....CV}$$

Pour l'acier, il est nécessaire de s'assurer que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 202\text{MPa}$

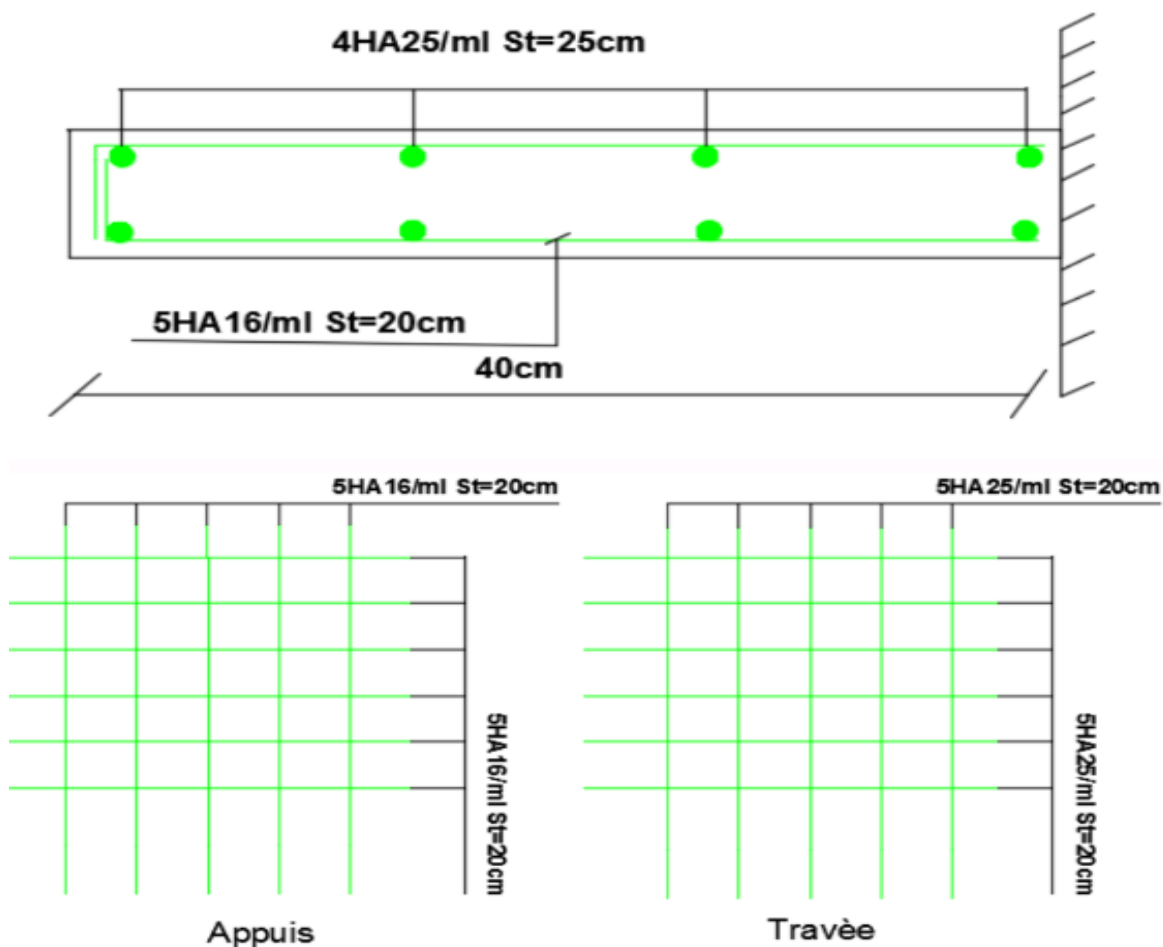
$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

$$\sigma_s = 52.49 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 202 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

Tableau VI.11: vérification de l'effort tranchant

Sence	V_u (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Xx	337,882	0.938	2.50	C.V
Yy	329,836	0.916	2.50	C.V

❖ Schémas de ferrailage :


Figure VI.3 : Schéma de ferrailage du radier et débord

VI.6. Ferrailage des poutres (nervures)

Il s'agit de poutres positionnées le long du radier, ayant pour rôle de compenser les moments générés par les variations d'intensité des charges. Les dimensions de ces poutres sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t = 80\text{cm} \\ b = 70\text{cm} \end{array} \right.$$

La largeur du poteau le plus large est de 50 cm. Pour le calcul de ces poutres, nous sélectionnerons la rangée la plus sollicitée dans les deux directions, puis nous déterminerons les charges en utilisant la méthode des lignes de rupture.

❖ Transmision des charges des dalles aux poutres :

Nous établissons des charges uniformément réparties équivalentes sur les travées des poutres, notées PM , de manière à générer le même moment de flexion au milieu de la travée de la poutre de référence par la dalle. Pour un panneau, les expressions de PM sont les suivantes :

En cas de trapèze : $\left(1 - \frac{\alpha^2}{3}\right) \frac{PL_X}{2}$

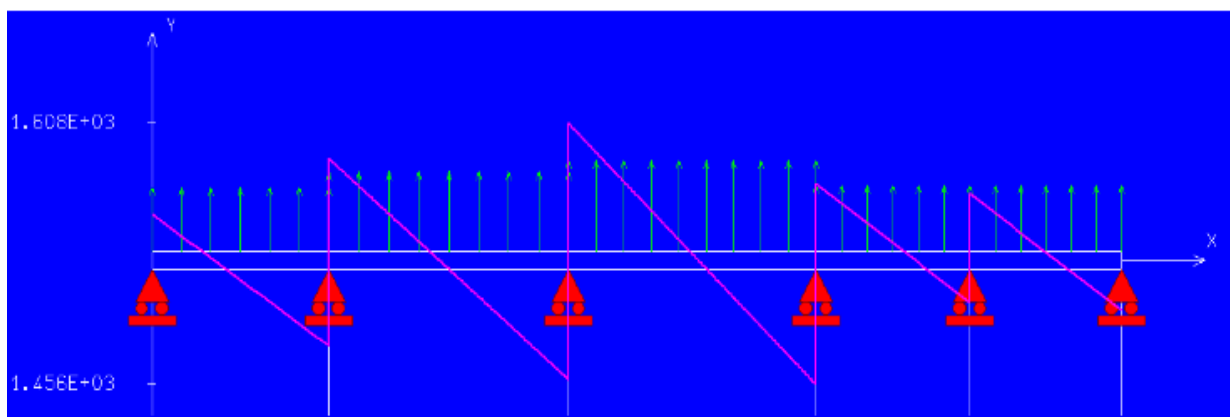
Triangle :

$$\frac{PL_X}{3}$$

❖ Détermination des charges et sollicitations sur les nervures :

➤ L'ELU :

Selon les résultats obtenus à partir du logiciel RDM 6, nous extrayons les valeurs maximales des moments fléchissant et des efforts tranchants au niveau des travées et des appuis.



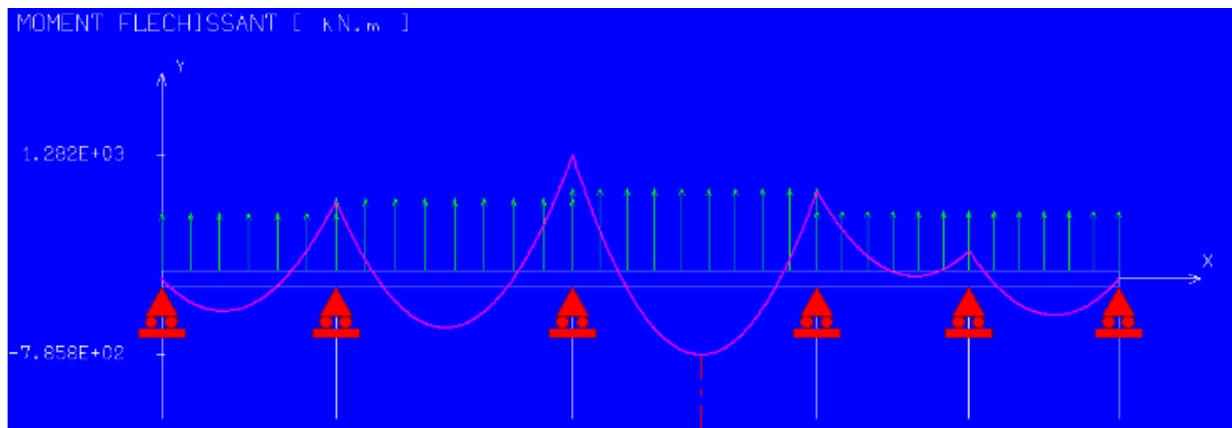


Figure VI.4: diagramme des moments et efforts tranchants à l'ELU sens xx

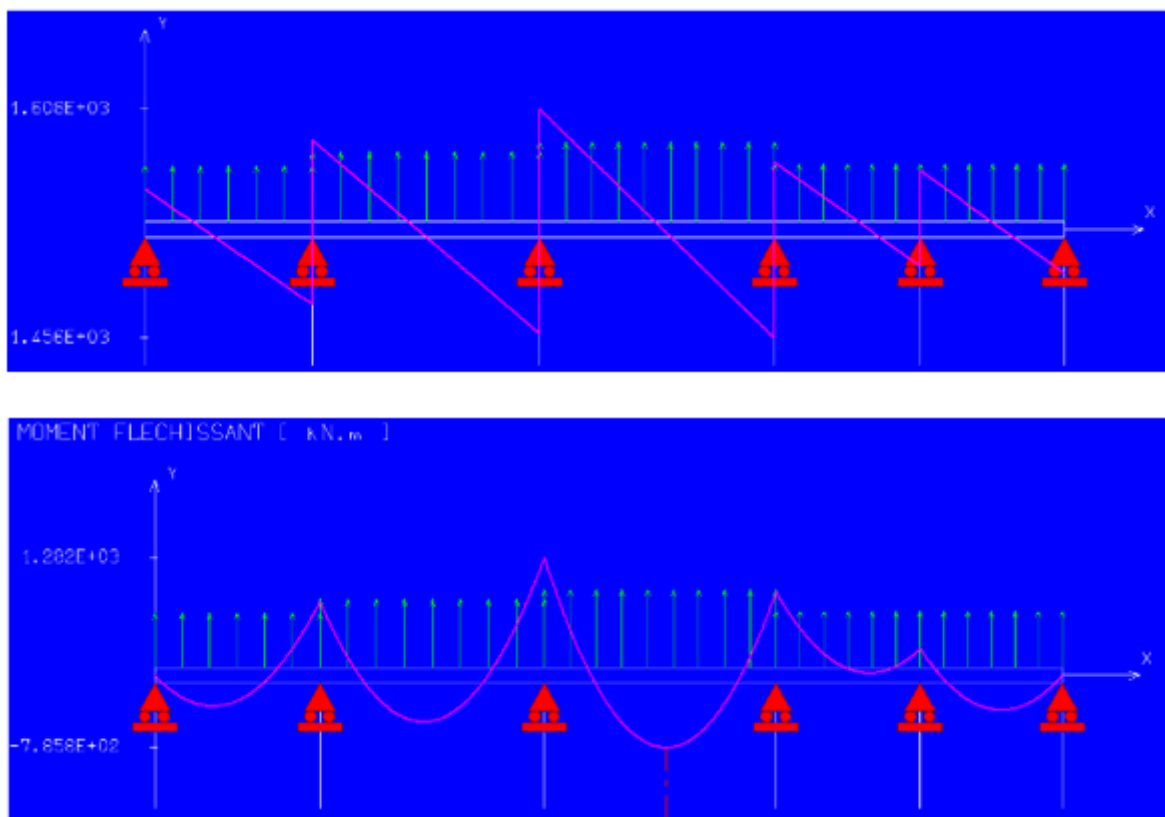


Figure VI.5: diagramme des moments et efforts tranchants à l'ELS sens YY

➤ **ELS :**

Les valeurs maximales des moments fléchissant et des efforts tranchants en travée et aux appuis sont obtenues à partir du logiciel RDM 6.

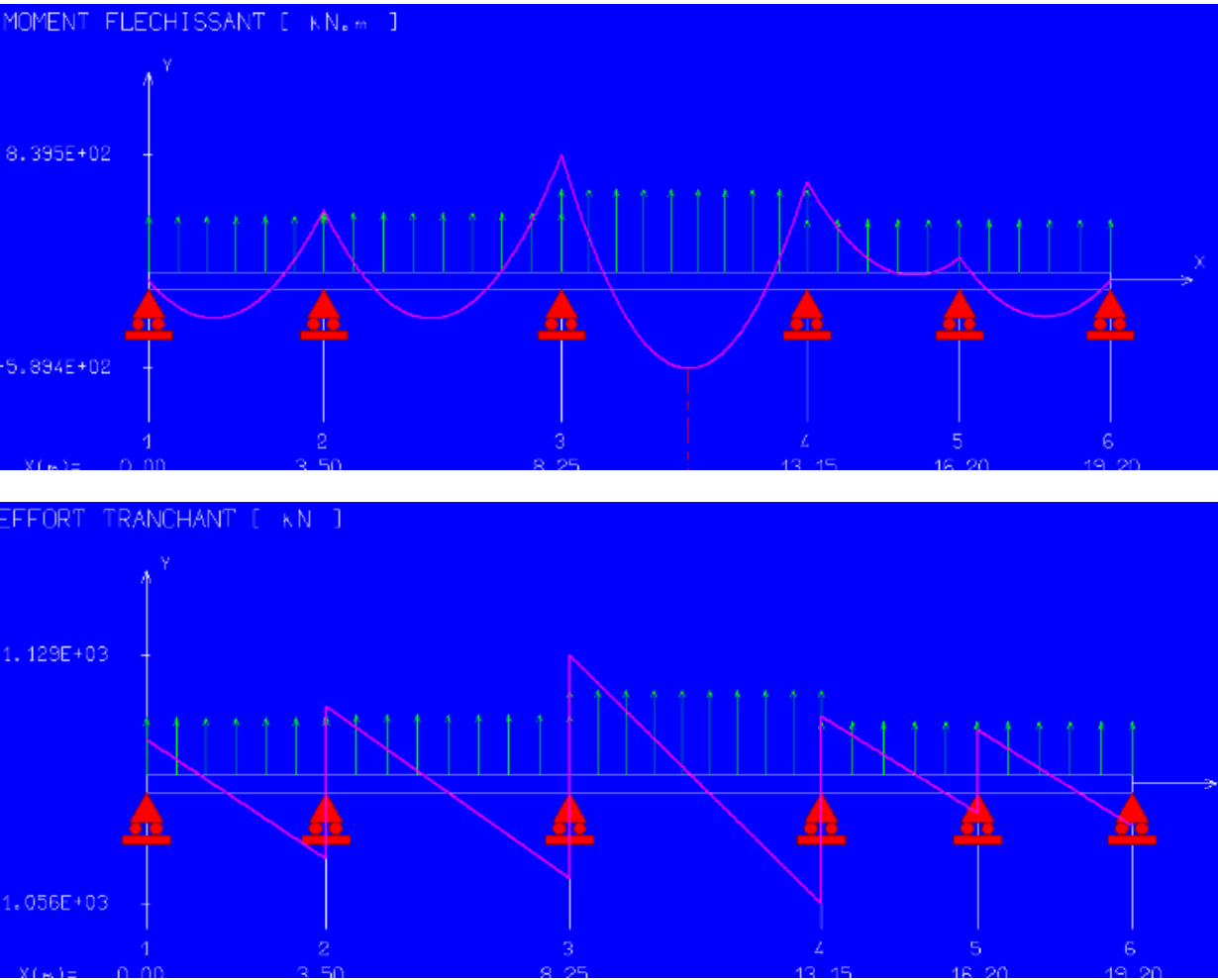


Figure VI.6: diagramme des moments et efforts tranchants à l ELS sens xx

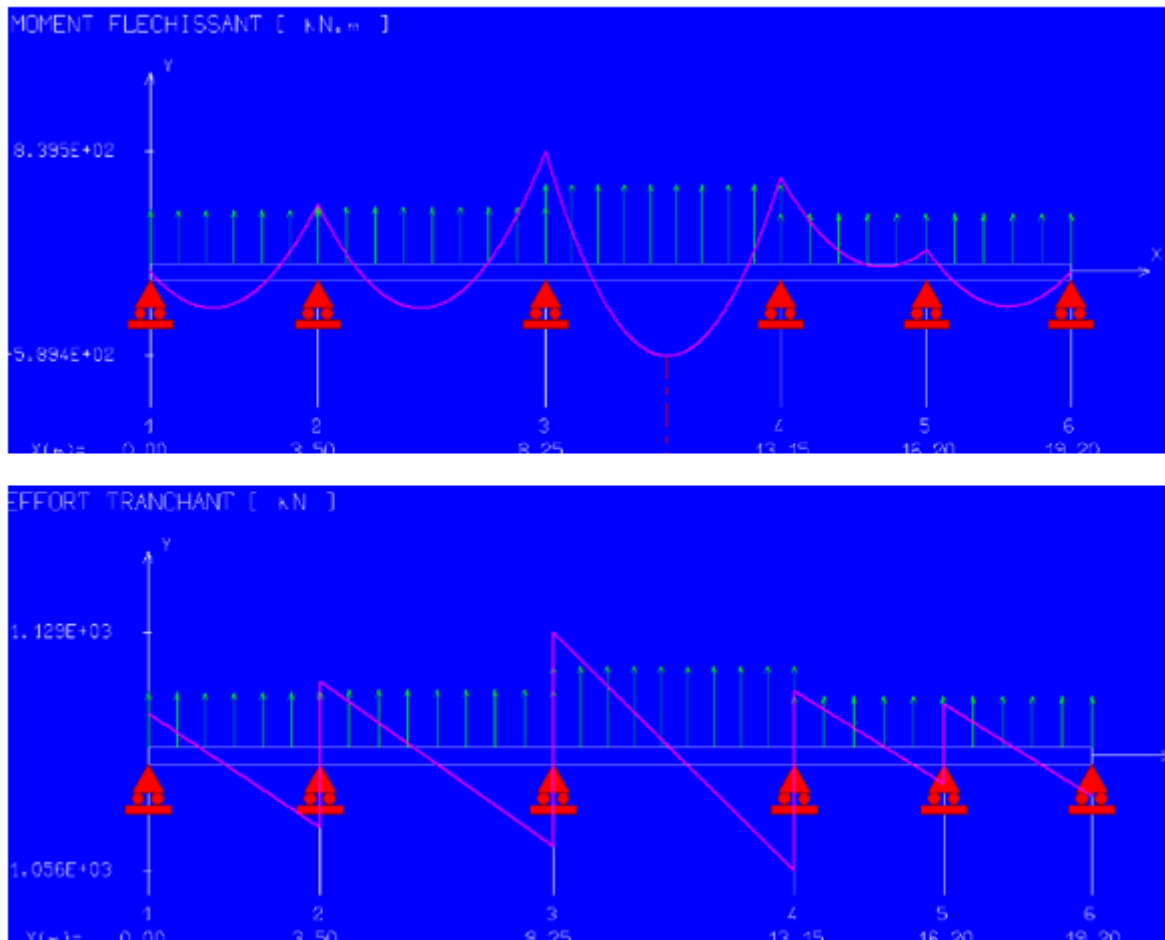


Figure VI.7: diagramme des moments et efforts tranchants à l'ELS sens YY

Dimensionnement des nervures :

On considère que la section de la nervure ressemble à une section en forme de T

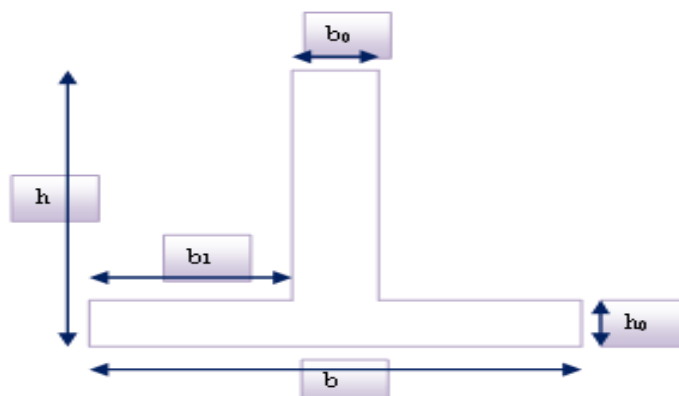


Figure VI.8 : Section de la nervure

Avec :

$$b_1 \leq \left(\frac{L_y}{10}; \frac{L_x}{2} \right) \rightarrow b_1 \leq \left(\frac{375}{10}; \frac{490}{2} \right) \rightarrow b_1 = 0,2 \text{ m}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = 1 \text{ m}$$

$$h = 80 \text{ cm} ; h_0 = 30 \text{ cm} ; b_0 = 50 \text{ cm} |$$

$$C = 5 \text{ cm} ; d = 0,9h = 72 \text{ cm}$$

❖ Armatures longitudinales :

➤ A l'ELU :

Les résultats sont répertoriés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.12 : Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	M _{ser} (kN. m)	y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{st} (MPa)	Observation
Appuis	X-X	523.3	23.82	2725947. 46	8.39	254.65	σ _{bc} < σ̄ _{bc} σ _{st} > σ̄ _{st}
	Y-Y	1159	25.08	3003249. 2	7.72	287.92	σ _{bc} < σ̄ _{bc} σ _{st} > σ̄ _{st}
Travée	X-X	367.6	23.82	2725947. 46	8.39	216.56	σ _{bc} < σ̄ _{bc} σ _{st} > σ̄ _{st}
	Y-Y	711.5	19.83	1928196. 32	5.60	220.98	σ _{bc} < σ̄ _{bc} σ _{st} > σ̄ _{st}

❖ Vérification :

A l'ELU :

1) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 13.04 \text{ cm}^2$$

A_L > A_{min}condition vérifiée.

2) Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0.1f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,701 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

|

Sence	V _u (KN)	τ _u (MPa)		Observation
-------	---------------------	----------------------	--	-------------

			$\bar{\tau}_u$ (MPa)	$\tau_u \leq \bar{\tau}$
Xx	178.73	0.63	2.50	C.V
Yy	278.28	0.98	2.50	C.V

A l'ELS :

1) Vérification des contraintes : fissuration préjudiciable

Dans le béton : On doit vérifier que :

$$\sigma_{bx} = y_1 K \leq \bar{\sigma}_{bx} = 0.6 f_{ct28} = 15 \text{ MPa}$$

Dans l'acier : On doit vérifier que :

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.6 \text{ MPa}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau qui suit :

Tableau VI.13: redimensionnement des armatures des nervures

	sens	M_{ser} (kN. m)	Choix	A_s adopté (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)	Obs
Appuis	X-X	518.9	6HA32 +6HA25	77.7	26.57	3343332.2 2	7.63	195.77	CV
	Y-Y	1197,6	12HA32	96.46	28.85	3894640.8 7	8.04	180.48	CV
Travée	X-X	383,7	6HA32 +6HA25	77.7	26.57	3343332.2 2	7.63	195.77	CV
	Y-Y	708,3	6HA32	48.23	21.97	2341020.9 7	5.11	174.76	CV

Comme il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes dans les armatures, nous devons augmenter la section de l'armature.

❖ Redimensionnement de la section d'armature

❖ Calcul des armatures transversales

a) Selon le **BAEL91** :

$$\left\{ \begin{array}{l} * \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{ct} K}{0,9 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \\ * S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40 \text{ cm}) \\ * \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t \geq \frac{0,4b \cdot S_t}{f_e}$

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

$S_t \leq \min(72 \text{ cm}; 40 \text{ cm})$.

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

Donc:

$$A_t \geq \frac{0,4 \times 500 \times 200}{400} = 1,0 \text{ cm}^2$$

Diamètre des armatures transversales

Soit : $\phi_t = 10 \text{ mm}$

b) Selon le **RPA99**:

La section minimale, notée A_t , doit satisfaire la condition suivante : $A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$

. En ce qui concerne l'espacement maximal...

En zone nodale : $S_t \leq \min(h/4 ; 12 \phi_{L_t}) = 20 \text{ cm}$

En zone courante : $S_t \leq h/2 ; S_t = 40 \text{ cm}$

On adopte les espacements suivants :

En zone nodale : **$S_t = 15 \text{ cm}$**

En zone courante : **$S_t = 20 \text{ cm}$**

On aura alors :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

$$A_t = 3 \text{ cm}^2 > 1,4 \text{ cm}^2$$

Le choix des barres est : **$6\Phi 10$** : **$A_t = 4,71 \text{ cm}^2$**

Conclusion :

Nous optons pour l'utilisation de trois cadres de diamètre $\Phi 10$. Conformément aux normes du BAEL 91, la hauteur de l'âme de la poutre doit être d'au moins 2 fois ($80 - 0,1 f_e$), ce qui équivaut à 80 cm. Dans notre cas, la hauteur est confirmée à 80 cm, ce qui implique la nécessité d'ajouter des armatures supplémentaires le long des parois de la poutre, appelées armatures de peau. Dans le cadre de constructions courantes, il est habituel d'utiliser une densité d'armatures de peau de 3 cm^2 par mètre linéaire.

$$A_{sp} = 3 \times 2 \times (b_0 + h)$$

$$A_{sp} = 3 \times 2 (0.50 + 0.80) = 7,8 \text{ cm}^2$$

On adopte: $6\text{HA}14 = 9,24 \text{ cm}^2$

❖ Schéma de ferrailage des nervures :

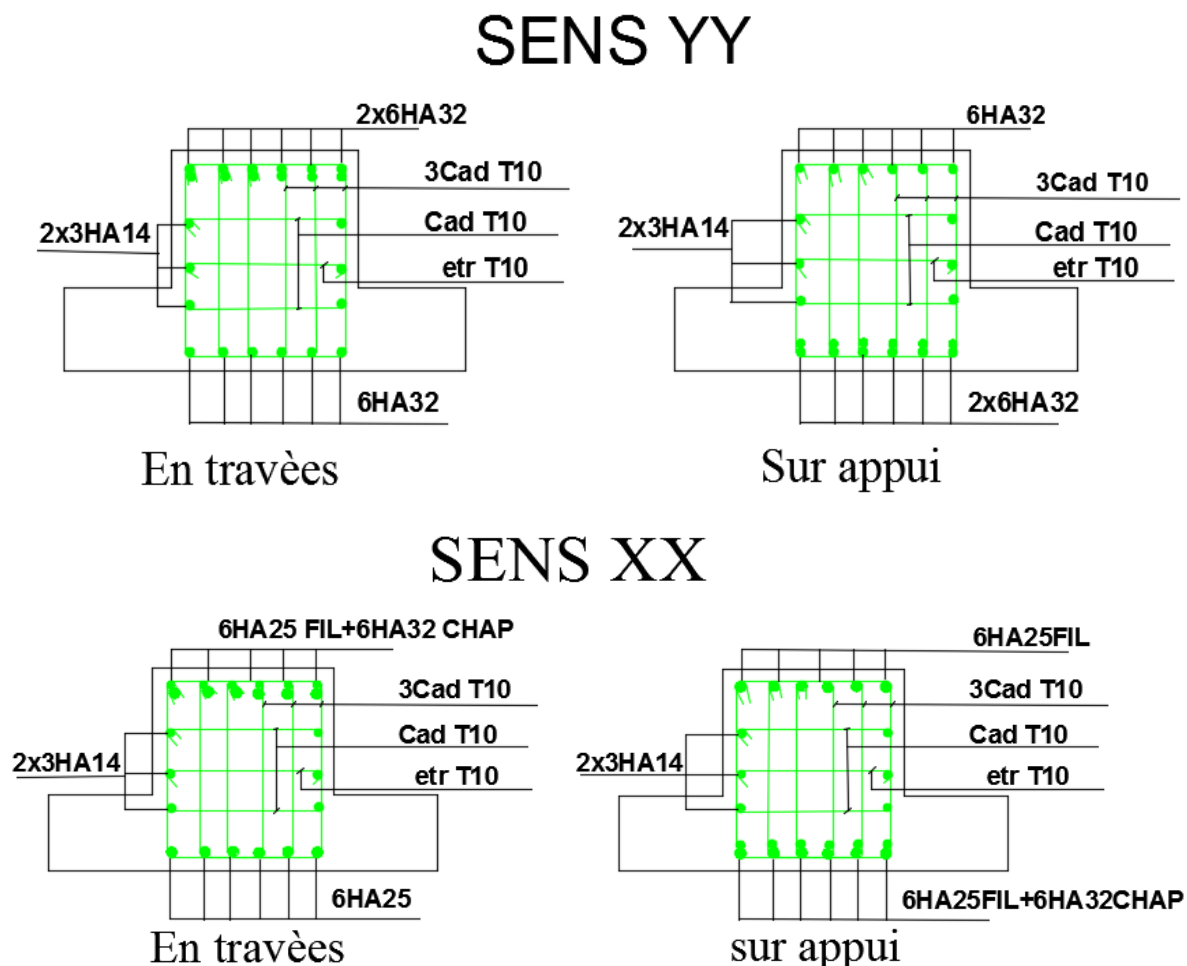


Figure VI.9 : Schéma de ferrailage des nervures

Conclusion générale

Après tout le travail acharné durant nos études universitaires, nous avons pu accomplir ce modeste travail dans lequel nous appliquions toutes les connaissances théoriques que nous avons acquises, ce qui serait le premier pas dans le futur vers le monde pratique.

Nous avons pu apprendre à utiliser différents logiciels de calcul et de conception, à savoir Etabs et Autocad, ces outils nous ont facilité l'étude de notre projet de fin d'études, mais pour avoir de bons résultats, il faut savoir introduire tous les paramètres nécessaires en modélisation numérique et interpréter correctement les résultats obtenus.

Le nombre de voiles placées dans une structure n'est pas un facteur important par rapport à leur disposition, une bonne disposition permettra d'avoir une utilisation optimale de la rigidité de la structure.

Il est également important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux et donc la résistance de la structure en mettant en œuvre des procédures de contrôle appropriées.

Pour les infrastructures, nous avons choisi le radier comme type de fondation approprié pour notre structure, nous avons tenu en compte les charges et les petites trames, qui conduisent à des chevauchements lors du choix des semelles isolées ou filantes.

Enfin, les travaux que nous présentons sont l'aboutissement de cinq années de recherche. Nous espérons que nous avons atteint notre objectif et appliqué ces connaissances à la vie réelle. Nous espérons aussi que cela sera d'une grande aide pour les futures promotions.

Bibliographie

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

✓ **Règlements :**

- ❖ **RPA version 2003** : règlement parasismique Algérien.
- ❖ **BAEL 91** : béton armé aux états limites.
- ❖ **CBA 93** : règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- ❖ **DTR B.C.2.2**: document technique réglementaire (charges et surcharges).

✓ **Logiciels :**

- ❖ **ETABS 9.7.1** : logiciel d'analyse des structures.
- ❖ **SOCOTEC** : logiciel de ferrailage.
- ❖ **Auto CAD 2015** : logiciel de dessin.
- ❖ **RDM6** : logiciel de calcul.
- ❖ **Word 2013** : logiciel de traitement du texte.
- ❖ **Excel 2013** : logiciel de calcul.

Annexe

ANNEXE 1 :

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR
LEURS CONTOURS

$\rho =$	$\nu = 0$		$\nu = 0,20$		$\rho =$	$\nu = 0$		$\nu = 0,20$	
$\frac{I_x}{I_y}$	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y	$\frac{I_x}{I_y}$	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1094	0,250	0,1115	0,293	0,70	0,0683	0,436	0,0743	0,585
0,41	0,1078	0,250	0,1100	0,301	0,71	0,0670	0,450	0,0731	0,596
0,42	0,1062	0,250	0,1086	0,309	0,72	0,0658	0,464	0,0719	0,608
0,43	0,1047	0,250	0,1072	0,317	0,73	0,0646	0,479	0,0708	0,620
0,44	0,1032	0,250	0,1059	0,325	0,74	0,0634	0,494	0,0696	0,632
0,45	0,1017	0,250	0,1046	0,333	0,75	0,0622	0,509	0,0685	0,644
0,46	0,1002	0,250	0,1032	0,341	0,76	0,0610	0,525	0,0674	0,657
0,47	0,0988	0,250	0,1019	0,349	0,77	0,0598	0,542	0,0663	0,670
0,48	0,0974	0,250	0,1006	0,357	0,78	0,0587	0,559	0,0652	0,683
0,49	0,0960	0,250	0,0993	0,365	0,79	0,0576	0,577	0,0642	0,696
0,50	0,0946	0,250	0,0981	0,373	0,80	0,0565	0,595	0,0632	0,710
0,51	0,0932	0,250	0,0969	0,382	0,81	0,0553	0,613	0,0621	0,723
0,52	0,0918	0,250	0,0957	0,391	0,82	0,0542	0,631	0,0610	0,737
0,53	0,0905	0,250	0,0945	0,400	0,83	0,0531	0,649	0,0600	0,750
0,54	0,0892	0,250	0,0933	0,410	0,84	0,0520	0,667	0,0589	0,764
0,55	0,0879	0,250	0,0921	0,420	0,85	0,0509	0,685	0,0579	0,778
0,56	0,0855	0,253	0,0909	0,431	0,86	0,0498	0,693	0,0569	0,791
0,57	0,0852	0,266	0,0897	0,442	0,87	0,0488	0,721	0,0559	0,804
0,58	0,0838	0,279	0,0885	0,453	0,88	0,0478	0,740	0,0549	0,818
0,59	0,0825	0,292	0,0873	0,465	0,89	0,0468	0,759	0,0539	0,832
0,60	0,0812	0,305	0,0861	0,476	0,90	0,0458	0,778	0,0529	0,846
0,61	0,0798	0,317	0,0849	0,487	0,91	0,0448	0,798	0,0519	0,861
0,62	0,0785	0,330	0,0837	0,497	0,92	0,0438	0,819	0,0510	0,875
0,63	0,0772	0,343	0,0825	0,508	0,93	0,0428	0,841	0,0500	0,891
0,64	0,0759	0,356	0,0813	0,519	0,94	0,0419	0,864	0,0491	0,906
0,65	0,0746	0,369	0,0801	0,530	0,95	0,0410	0,888	0,0483	0,923
0,66	0,0733	0,382	0,0789	0,541	0,96	0,0401	0,911	0,0475	0,939
0,67	0,0720	0,395	0,0777	0,552	0,97	0,0393	0,934	0,0467	0,954
0,68	0,0707	0,408	0,0766	0,563	0,98	0,0385	0,956	0,0459	0,970
0,69	0,0695	0,422	0,0754	0,574	0,99	0,0377	0,978	0,0451	0,985
					1,00	0,0368	1,000	0,0442	1,000

ANNEXE 2 :

Valeurs de M_1 et M_2 pour $\rho = 1$

U/Lx V/Ly	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
0,0	/	0,224	0,169	0,14	0,119	0,105	0,093	0,083	0,074	0,067	0,059
0,1	0,3	0,21	0,167	0,138	0,118	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059
0,2	0,245	0,197	0,16	0,135	0,116	0,102	0,09	0,081	0,073	0,064	0,058
0,3	0,213	0,179	0,151	0,129	0,112	0,098	0,088	0,078	0,071	0,063	0,057
0,4	0,192	0,165	0,141	0,123	0,107	0,095	0,085	0,076	0,068	0,061	0,056
0,5	0,175	0,152	0,131	0,115	0,1	0,09	0,081	0,073	0,066	0,058	0,053
0,6	0,16	0,14	0,122	0,107	0,094	0,085	0,076	0,068	0,062	0,054	0,049
0,7	0,147	0,128	0,113	0,099	0,088	0,079	0,072	0,064	0,057	0,051	0,047
0,8	0,133	0,117	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059	0,053	0,047	0,044
0,9	0,121	0,107	0,094	0,084	0,075	0,068	0,061	0,055	0,049	0,044	0,04
1	0,11	0,097	0,085	0,077	0,069	0,063	0,057	0,05	0,041	0,041	0,03

NOTA : Pour avoir les valeurs de M_2 ; il suffit de permuter U et V

ANNEXE 3 :

SECTION RÉELLES D'ARMATURES

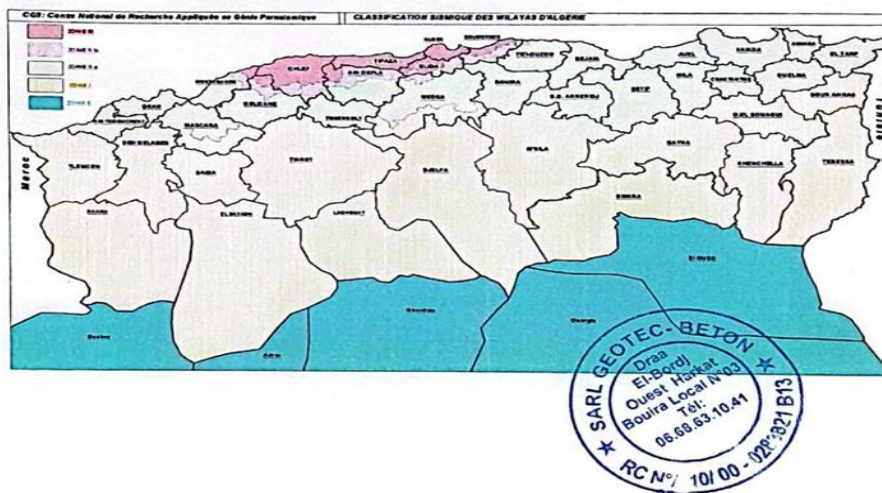
Section en cm^2 de n^{br} armature, ϕ en mm

ϕ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

ANNEXE 4 :

RAPPORT D'ETUDE DE SOL FINAL

**Carte de Zonage Sismique du Territoire Nationale
(D'après CGS 2003)**



Carte de
Zonage
Sismique

SARL GEOTEC-BETON

