

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

République algérienne démocratique et populaire
Ministère de l'Enseignement supérieur et de la Recherche scientifique

UNIVERSITE DE RELIZANE

Faculté des Sciences et de la Technologie



جامعة غليزان
RELIZANE UNIVERSITY

Département: Génie civil et travaux publics

MEMOIRE

En vue de l'obtention du diplôme de MASTER en : Génie Civil

Option : Structure

Intitulé

Etude d'un bâtiment en R+6 étages

Présenté par:

Mlle :BENAOUDA IKRAM

Mlle :BENADDA WAFAA SOUHAB

Devant les membres de jury :

Président : Dr Zine Abdallah

Maître de conférence (A) A (U. Relizane)

Encadreur : Dr : Menad Kamel

Maître de conférence (A) A (U. Relizane)

Examineur : Dr : Latrouch Noureddine

Maître de conférence (A) A (U. Relizane)

Année universitaire :2024/2025

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciement

- ❖ *Nous exprimons notre plus profonde gratitude et notre reconnaissance à Dieu Tout-Puissant, qui nous a bénis avec la force, le courage et la volonté nécessaires pour mener à bien ce travail.*
- ❖ *Avec une gratitude et une reconnaissance sincères, nous adressons nos sincères remerciements à notre directeur de thèse, le Dr Menad K., pour son soutien, ses conseils avisés et sa générosité durant la préparation de ce projet.*
- ❖ *Nous adressons également nos sincères remerciements à tous les membres du comité de lecture pour avoir accepté de lire ce manuscrit et d'apporter les commentaires critiques nécessaires à la réalisation de ce travail.*

DÉDICACES

Nous dédions ce travail à:

- ❖ *À nos chers parents, qui ont été une lumière qui a illuminé notre chemin et un soutien qui nous a accompagnés à chaque étape. Cette réussite est le fruit de vos prières et de vos sacrifices.*

- ❖ *À nos chers professeurs, qui ont généreusement offert leurs connaissances, leurs conseils et leur accompagnement.*

- ❖ *À nos chers frères et sœurs, qui nous ont soutenus à chaque étape.*

- ❖ *À nos chers amis, qui ont fait de notre parcours éducatif une expérience inoubliable.*

- ❖ *À nos esprits, qui ont persévéré et travaillé dur pour atteindre cet accomplissement.*

- ❖ *À tous ceux qui ont cru en nous et nous ont soutenus, merci de partager notre aventure. Ce projet est un cadeau que nous vous offrons.*

Résumé

Le secteur du génie civil joue un rôle crucial dans l'économie du pays. L'examen des projets en béton armé, l'un des matériaux les plus couramment employés dans ce secteur, a pour objectif de garantir une protection adéquate pour la vie humaine et les bâtiments contre les impacts sismiques grâce à une conception et une dimension appropriées, tout en tenant compte du facteur économique.

Le projet que nous avons étudié est un bâtiment à usage habitation, implanté à la wilaya de Relizane, précisément à la section 01, îlot 170, HAI S.N. Métal, Bendaoued. Cette région fait partie de la zone sismique élevée (Zone VI) selon le zonage défini par le Règlement Parasismique Algérien (RPA2024), ce qui implique la prise en compte rigoureuse des effets sismiques dès les premières étapes de la conception.

L'objectif principal de cette étude est de dimensionner correctement les éléments porteurs de la structure, en conformité avec les normes en vigueur, notamment le RPA2024 . La complexité de l'environnement sismique nous a poussés à opter pour un système de contreventement efficace et à effectuer une analyse dynamique approfondie afin d'assurer la sécurité et la stabilité de l'ouvrage.

L'étude s'est appuyée sur une modélisation numérique complète, en utilisant un logiciel de calcul adapté, pour simuler le comportement global de la structure face aux différentes sollicitations, notamment sismiques. Des choix techniques ont également été faits en matière de fondations, en tenant compte des caractéristiques géotechniques du sol.

Ce travail représente une mise en pratique concrète des compétences acquises au cours de notre formation, et constitue une étape importante dans la compréhension des enjeux liés à la conception parasismique des structures

Summary

The civil engineering sector plays a crucial role in the country's economy. The analysis of reinforced concrete projects—one of the most widely used materials in this field—aims to ensure adequate protection for human life and buildings against seismic impacts through proper design and structural dimensioning, while also considering economic factors.

The project we studied is a residential building located in the Wilaya of Relizane, specifically in Section 01, Plot 170, HAI S.N. Métal, Bendaoued. This region is part of a high seismic risk area (Zone VI), according to the seismic zoning defined by the Algerian Seismic Code (RPA 2024), which requires rigorous consideration of seismic effects from the earliest stages of design.

The main objective of this study is to correctly design and size the structure's load-bearing elements, in accordance with the applicable standards, particularly RPA 2024. The complexity of the seismic environment led us to choose an effective bracing system and to carry out an in-depth dynamic analysis to ensure the safety and stability of the structure.

The study relied on comprehensive numerical modeling using appropriate structural analysis software to simulate the global behavior of the structure under various loads, especially seismic ones. Technical decisions regarding the foundation type were also made, taking into account the geotechnical characteristics of the soil.

This work represents a concrete application of the skills acquired during our academic training and marks an important step in understanding the challenges of seismic design in structural engineering.

المُلخَص

لعب قطاع الهندسة المدنية دورًا محوريًا في الاقتصاد الوطني. وتُعد دراسة المشاريع المنجزة بالخرسانة المسلحة، وهي من أكثر المواد استخدامًا في هذا القطاع، خطوة أساسية تهدف إلى ضمان حماية الأرواح والممتلكات من التأثيرات الزلزالية، من خلال تصميم سليم وحساب دقيق يأخذ بعين الاعتبار الجوانب الاقتصادية.

المشروع الذي تمّت دراسته يتمثل في مبنى سكني يقع بولاية غليزان، وبالضبط في القسم 01، الحي رقم 170، حي سيامبطل، بن داوود. هذه المنطقة تُصنّف ضمن المنطقة الزلزالية العالية (المنطقة VI)، حسب التقسيم المعتمد في التنظيم المقاوم للزلازل الجزائري (RPA 2024)، مما يفرض اعتماد مقارنة دقيقة منذ مرحلة التصميم الأولى تأخذ التأثير الزلزالي بعين الاعتبار.

الهدف من هذه الدراسة هو التصميم الإنشائي الصحيح لمختلف العناصر الحاملة للبناء، وفقًا للمعايير المعمول بها، لاسيما RPA2024 وقد تطلّب هذا السياق اختيار نظام مقاومة فعّال ضد الزلازل، وإجراء تحليل ديناميكي معمّق لضمان استقرار وسلامة المنشأة.

اعتمدت الدراسة على نمذجة رقمية متكاملة باستخدام برنامج متخصص لمحاكاة سلوك المنشأة تحت تأثير مختلف الأحمال، خصوصًا الأحمال الزلزالية. كما تم اتخاذ قرارات فنية دقيقة فيما يخص نوع الأساسات، بناءً على خصائص التربة في موقع المشروع.

يمثل هذا العمل تطبيقًا واقعيًا لما تم اكتسابه من معارف خلال التكوين، ويُعدّ خطوة مهمة نحو فهم عميق لتحديات التصميم الزلزالي للمنشآت.

Notation et symboles :

A (ou A_s ou A_l) : Aire d'une section d'acier (longitudinal)
At : Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales
B : Aire d'une section de béton
Es : Module de Young de l'acier
Eij : Module de Young instantané à l'âge de j jours
Evj : Module de Young diffère à l'âge de j jours
F : Force ou action en général
I1 : Moment d'inertie de la section homogénéisé par rapport au béton (ELS)
M ser : Moment fléchissant de calcul de service
Mu : Moment fléchissant de calcul ultime
N ser : Effort normal de calcul de service
Nu : Effort normal de calcul ultime
P : Action permanente
Q : Action d'exploitation
Vu : Effort tranchant de calcul ultime
a : Largeur d'un poteau ou d'un voile
b : Largeur d'une poutre (table), d'un poteau
b0 : Largeur de l'âme d'une poutre
d (et d0) : Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus comprimée de la section de béton
e : Excentricité de l'effort normal, Epaisseur d'une dalle
fe : Limite d'élasticité de l'acier
fcj : Résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours
ftj : Résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours
g : Charge permanente unitaire
h : Hauteur d'une poutre, d'une fondation
h0 : Hauteur du talon d'une poutre
h1 : Hauteur du hourdis d'une poutre
j : Nombre de jours de maturité du béton
L : Portée d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau
Lf : Longueur de flambement.
n : Coefficient d'équivalence acier-béton.
q : Charge permanente unitaire.
St : Espacement des armatures transversales.
y1 : Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELS.
yu : Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELU.
z (ou zb) : Bras de levier du couple de flexion.
 α_u : Profondeur de l'axe neutre adimensionnée à l'ELU.
 γ_s : Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (gamma).
 γ_b : Coefficient partiel de sécurité sur le béton.
 ϵ_{bcmax} : Déformations maximale du béton comprime (epsilon).
 ϵ_{st} : Déformations des armatures tendues.

ε_{sc} : Déformations des armatures comprimées.
 η : Coefficient de fissuration relatif a une armature (eta).
 λ : Elancement mécanique d'une pièce comprimée (lambda).
 μ_{ser} : Moment ultime réduit a l'ELS (mu).
 μ_u : Moment ultime réduit `a l'ELU.
 ν : Coefficient de poisson (nu).
 ρ : Rapport de la section d'acier sur celle du béton (rho).
 σ : Contrainte normale (sigma).
 σ_{bc} : Contrainte maximale du béton comprime.
 σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus.
 σ_{sc} : Contrainte dans les aciers comprimés.
 τ : Contrainte tangente (tau).
 τ_u : Contrainte tangente conventionnelle.
 τ_s : Contrainte d'adhérence.
 τ_{se} : Contrainte d'adhérence d'entraînement.
 φ : Coefficient de fluage (phi).
 Φ_l : Diamètre d'une armature longitudinale.
 Φ_t : Diamètre d'une armature transversale.
 ψ_s : Coefficient de scellement relatif `a une armature (psi).

Sommaire

Remerciement	
Dédicaces	
Résumé	5
Summary(abstract).....	6
الملخص.....	7
Notation et symboles	8
Sommaire	10
Liste des figures	12
Liste des tableaux.....	14

Chapitre 1 : présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux.....	12
1- Présentation du projet.....	13
2- Caractéristiques de la structure.....	13
3-Règlement de calcul.....	13
4- Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	13

Chapitre 2 : Le pré dimensionnement des éléments principaux.....	15
1- Pré dimensionnement des planchers.....	16
2-Pré dimensionnement des poutres.....	17
3- – Pré dimensionnement des voiles.....	18
4 -Pré dimensionnement des escaliers.....	20
5-Pré dimensionnement du balcon	21
6 -Pré dimensionnement de l'acrotère.....	21
7 descente des charges	24
8 -Pré dimensionnement des poteaux.....	25

Chapitre 3 : étude des planchers.....	35
1 - plancher à corps creux	36
2 – dimensionnement des poutrelle.....	36
3 –ferraillage de la table de compression	38
4- étude des poutrelle.....	39

Chapitre 4 : calcul des éléments secondaires.....	66
1- l'acrotère.....	67
2-les escaliers.....	71
3-étude des Balcons.....	86

Chapitre 5 : Etude sismique	90
1-Introduction	91
2-paramètres de l'analyse sismique	91
3- Calcul de la force sismique totale par la méthode statique équivalente.....	92
Chapitre 6 : Etude des portiques	102
1- les poteaux	103
2- les poutres	116
3- les voiles.....	124
Chapitre 7 : Etude de l'infrastructure	132
1- Calcul des fondations.....	140
Conclusion	164
Références Bibliographiques	166
Annexe	167

Liste des figures

CHAPITRE 2

Figure 2.1 : Coupe transversale du plancher à corps creux.....	16
Figure 2.2 : section d'une poutre.....	17
Figure 2.3: (a) Coupe de voile en élévation (b) Coupe de voile en plan.....	19
Figure 2.4 : schéma statique du l'escalier.....	20
Figure 2.5 : schéma statique du l'acrotère.....	21
Figure 2.6 : la section réduit du poteau.....	25
Figure 2.7 : les charges verticales agissant sur le poteau.....	26
Figure 2.8 : la section du poteau.....	27
Figure 2.9 : la section la plus sollicité du poteau.....	28

CHAPITRE 3

Figure 3.1 : coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	36
Figure 3.2: dimensions des poutrelles.....	36
Figure 3.3: section d'une poutrelle.....	38
Figure 3.4: section de calcul.....	53
Figure 3.5 : section de calcul du moment d'inertie.....	54
Figure 3.6 : ferrailage des poutrelles au RDC et étage courant.....	59

CHAPITRE 4

Figure 4.1: schéma statique de l'acrotère.....	67
Figure 4.2: Schéma du ferrailage de l'acrotère.....	70
Figure 4.3: Schéma d'un escalier.....	71
Figure 4.4: Schéma statique de l'escalier.....	71
Figure 4.5: Schéma statique équivalent de l'escalier.....	72
Figure 4.6: Schéma statique de l'escalier.....	74
Figure 4.7: diagrammes des sollicitations.....	75
Figure 4.8: diagrammes des moments.....	76
Figure 4.9: diagrammes des sollicitations.....	77
Figure 4.10: diagrammes des moment retenus.....	78
Figure 4.11: coupe de poutre palière.....	85

Figure 4.12: schéma de ferrailage du balcon.....	88
--	----

CHAPITRE 6

Figure 6.1 : espacement entre les armatures longitudinales	103
Figure 6.2 : La zone nodale	104
Figure 6.3: les armatures transversales dans la zone de recouvrement.....	105
Figure 6.4 : section réduite de béton.....	109
Figure 6.5 : la zone nodale.....	114
Figure 6.6 : le Ferrailages des poteaux	117
Figure 6.7 : section de calcul en travée	122
Figure 6.8: Dispositions constructive des armatures des poutres	123
Figure 6.9 : schéma de ferrailages de poutre principale	123
Figure 6.10 : schéma de ferrailages de poutre secondaire	123
Figure 6.11: schéma ferrailage des voile.....	131

CHAPITRE 7

Figure 7.1 :schéma de radier général.....	141
Figure 7.2 : dimensions du panneau de dalle le plus sollicité.....	141
Figure 7.3 : dimensionnement du feuillet moyen.....	142
Figure 7.4 : dimensions de radier.....	143
Figure 7.5 : schéma de ferrailage de radier.....	150
Figure 7.6 : schéma des lignes de rupture une partie de radier de bâtiment.....	152
Figure 7.7 : schéma statique de la nervure yy.....	153
Figure 7.8 : schéma statique de la nervure xx	154
Figure 7.9 : dimension de la nervure.....	157
Figure 7.10: section de calcul en travée.....	157
Figure 7.11: section de calcul en appuis.....	159

Liste des tableaux

CHAPITRE 2 :

Tableau 2.1 : les dimensions des poutres.....	18
Tableau 2.2 : les charges permanentes G et des charges d'exploitation Q.....	24
Tableau 2.3 : la loi de dégression.....	24
Tableau 2.4 : dimensions du poteau prise en compte.....	34

CHAPITRE 3 :

Tableau 3.1 : évaluation des charges.....	41
Tableau 3.2 : les résultats des sollicitations.....	51
Tableau 3.3 : les résultats des sollicitations RDC et étages courants.....	51
Tableau 3.4 : les résultats des sollicitations terrasse.....	52

CHAPITRE 4 :

Tableau 4.1: descente de charge (volée).....	73
Tableau 4.2 : descente de charge de palier.....	74
Tableau 4.3 : effort tranchant et moment fléchissant (ELUR).....	76
Tableau 4.4: effort tranchant et moment fléchissant(ELS).....	78

CHAPITRE 5:

Tableau 5.1 :Classification des zones sismiques	92
Tableau 5.2 :Liste des séismes notables	93
Tableau 5.3 :Définition des zones de sismicité et coefficient d'accélération de zone au rocher pour $T_r=475$ ans.....	94
Tableau 5.4 : Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de type1(Zones IV, V et VI)	95
Tableau 5.5 : Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de type2(Zones I,II et III).....	99
Tableau 5.6 : Valeurs de $\xi(\%)$	100
Tableau 5.7 : Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique vertical de type1	101
Tableau 5.8 : Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique vertical de type2.....	102

Tableau.5.9 : Valeurs des coefficients d'importance.....	103
Tableau.5.10 : Valeurs du coefficient de comportement, R.....	104
Tableau.5.11 : Valeurs des Pondérations P_q	106
Tableau.5.12 : Valeurs du coefficient C_T	107
Tableau.5.13 : Valeur de la période (T0) pour le calcul de l'effort tranchant à la base V.....	108

CHAPITRE 6 :

Tableau 6.1: récapitulatif des sollicitations poteau (45*45).....	106
Tableau 6.2: récapitulatif des sollicitations poteau (40*40)	107
Tableau 6.3 : récapitulatif des sollicitations poteau (35*35)	108
Tableau 6.4 : récapitulatif de ferrailage du Poteau	114
Tableau 6.5: récapitulatif des moments fléchissant et l'effort tranchant	116
Tableau 6.6: récapitulatif des sollicitations de calcul de ferrailages	122
Tableau 6.7: prédimensionnement des voiles.....	124
Tableau 6.8 : les sollicitation des voiles.....	127

CHAPITRE 7

Tableau 7.1: effort normal donne par structure	145
Tableau 7.2 : section d armateur du radier a l ELU	147
Tableau 7.3: vérification des contraintes a l ELS	149
Tableau 7.4: section d armateur du radier a l ELU	149
Tableau 7.5: vérification des contraintes a l ELS	149
Tableau 7.6: sollicitation dans les nervures a l'ELU selon le sens (yy).....	155
Tableau 7.7: sollicitation dans les nervures a l'ELS selon le sens (yy).....	156
Tableau 7.8: sollicitation dans les nervures a l'ELU selon le sens (xx).....	156
Tableau 7.9: sollicitation dans les nervures a l'ELS selon le sens (xx).....	156
Tableau 7.10: résultats de ferrailage des nervures	161

CHAPITRE 1

Présentation du projet

1. Présentation du projet :

Ce projet consiste à l'étude d'un bâtiment en RDC + 6 étages en béton armé, qui est constitué d'un rez-de-chaussée dédié aux commerces et les autres niveaux à usage d'habitation. Notre projet sera implanté à la wilaya de RELIZANE, exactement à section 01 ILOT170 HAI SN.METAL,BENDAOUED, faisant partie de la zone à sismique élevée (zone VI) et sera classé suivant son utilisation comme étant du groupe d'usage 2 (batiment d'importance moyenne).

2. Caractéristiques de la structure :

Le bâtiment comporte:

- Un rez-de chaussé de hauteur égale à **4.08 m** (commercial)
- Six étages de hauteur égale à **3.40 m** de chaque étage
- La largeur en plan **20.50 m**
- La longueur en plan **24.40 m**.
- Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) **24.48 m**.

3. Règlement de calcul :

Les calculs de ce projet sont effectués conformément aux règles de CBA 93 et aux règles parasismiques algériennes(RPA 2024)

Données du site :

- ✓ Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 2024 comme zone de à sismicité élevée (zone VI).
- ✓ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- ✓ Le site est considéré comme ferme (S2).
- ✓ Contrainte admissible du sol $\sigma_s = 2.5$ bars.

4. caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans notre construction seront conformes aux règles techniques de conception, et de calcul des structures en béton armé.

A. Le béton :

1- **Dosage** : Il dosé à 350 kg/m^3 de ciment (CEM II/B 42,4N)

- 350kg de ciment CPA325.
- 400l de sable.
- 800l de gravier.
- 175l d'eau.

2- Résistance à la compression et à la traction :

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours (f_{c28}). Dand notre cas on prend $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$. $f_{tj} = 2,1 \text{ MPA}$

3- Contraintes limites :

a- E.I.U.R :

Pour $\gamma_b = 1,5$ et $f_{c28} = 25\text{Mpa} \rightarrow \sigma_{bc} = 14,17\text{Mpa}$

- Pour $\gamma_b = 1,20$ et $f_{c28} = 25\text{Mpa} \rightarrow \sigma_{bc} = 18,48\text{Mpa}$

b- E.L.S

- La contrainte admissible du béton est : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15\text{MPa}$

4- Module de déformation longitudinale du béton :

- Pour les charges instantanées (durée d'application inférieure à 24h)

$$E_{ij} = 11000 \sqrt{f_{cj}} = 11000(25)^{1/3} = 32164,2\text{MPa}$$

- Pour les charges de longue durée d'application

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} = 10818,87\text{MPa}$$

5- Coefficients de poisson :

Le coefficient de poisson sera pris égal à $\nu = 0$ pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU) et à $\nu = 0,2$ pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS).

B. Acier :

type d'aciers utilisés : on utilise 3 type d'aciers :

- 1^{er} type : aciers à haut adhérence (HA).

De nuance $f_c E500$ et dont la limite élastique est :

$f_e = 500\text{Mpa}$ (pour les armatures longitudinales).

- 2^{eme} type : Ronds lisses (RL).

De nuance $f_c E235$ et dont la limite élastique est :

$f_e = 235\text{Mpa}$ (pour les armatures transversales).

- 3^{eme} type : Treillis soudée (TS).

De nuance $f_e E500$ et dont la limite élastique est :

$f_e = 500\text{Mpa}$ (pour les armatures transversales et pour les armatures longitudinales)

CHAPITRE 2

Le Pré dimensionnement des éléments principaux

Le pré dimensionnement des éléments de la structure doit respecter les règles de parasismiques algériennes RPAversion 2024 »

les différentes règles de béton armé tels que le **CBA93** et le **BAEL91**

1. Pré-dimensionnement des planchers :

Dans ce projet, nous avons un seul type de plancher .C'est un plancher à corps creux

Pour la détermination de l'épaisseur du plancher, on utilise la condition de flèche (rigidité)

suivante :

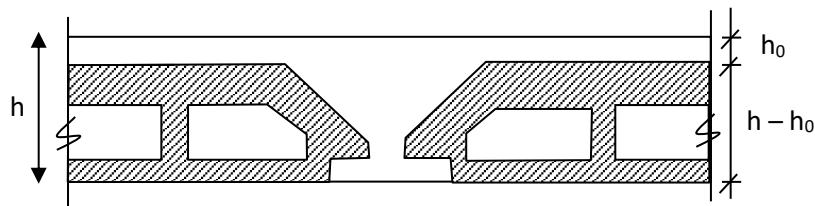


Fig.2.1. Coupe transversale du plancher a corps creux

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{20}$$

Avec : h : L'épaisseur totale du plancher.

L : plus grande portée entre nus d'appuis des poutres porteuses.

$$L = 4,30 \Rightarrow 17.2 \leq h \leq 21.5 \text{ cm}$$

On prend $h = 20\text{cm} = (16 + 4) \text{ cm}$ avec 16 l'épaisseur du corps creux et 4 cm l'épaisseur de la dalle de compression.

✓ **Dimensionnement des poutrelles :**

La section transversale de la poutrelle est assimilée à une section en T

$$b_1 = \min \left(\frac{b - b_0}{2} ; \frac{L_{\max}}{10} \right)$$

Avec : $\begin{cases} b : \text{portée de la nervure entre nus des poutres principales} \\ b_0 : \text{distance entre axes des nervures} \end{cases}$

$$b_1 = \min \left(\frac{60 - 12}{2} ; \frac{430}{10} \right) = 24 \text{ cm}$$

$$b = 2b_1 + 12 = 60 \text{ cm}$$

Soit la largeur de la nervure $b = 60 \text{ cm}$ (dimension normalisée).

2. Pré-dimensionnement des poutres :

Les poutres seront pré dimensionnées selon la formule empirique dite condition de rigidité

La hauteur d'une poutre continue doit respecter la condition de la flèche suivante :

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

Au plus de cette vérification, les dimensions de la poutre doivent respecter les règles

données par l'article 7.5.1 du RPA 24.

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

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

$$h / b \leq 4$$

$$0.4 * h < b < 0.8 * h \quad \text{selon BAEL}$$

Avec : L : la plus grande portée de la poutre ;

h : la hauteur de la poutre ; b : la largeur de la poutre.

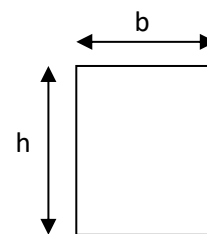


Fig.2.2 Section d'une

Les résultats de calcul sont illustrés sur le tableau ci-dessous :

Tableau 2.1. Les dimensions des poutres

Type de poutres	L (cm)	L/15	L/10	h (cm)	b (cm)	h / b	Section adoptée (cm ²)
Poutres principales (PP)	550	36.67	55	40	30	1.33	30x40
Poutres secondaires 1 (PS)	430	28.67	43	35	25	1.4	25x35

3. Pré-dimensionnement des voiles :

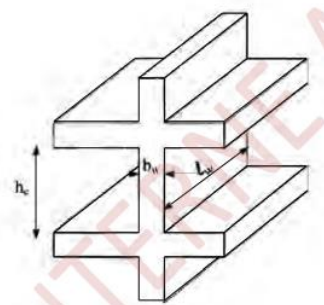
Pré dimensionnement des murs en béton armé justifiés par **(l'article RPA2024)** ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effet de séisme et du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connues dans le cadre de ce pré dimensionnement

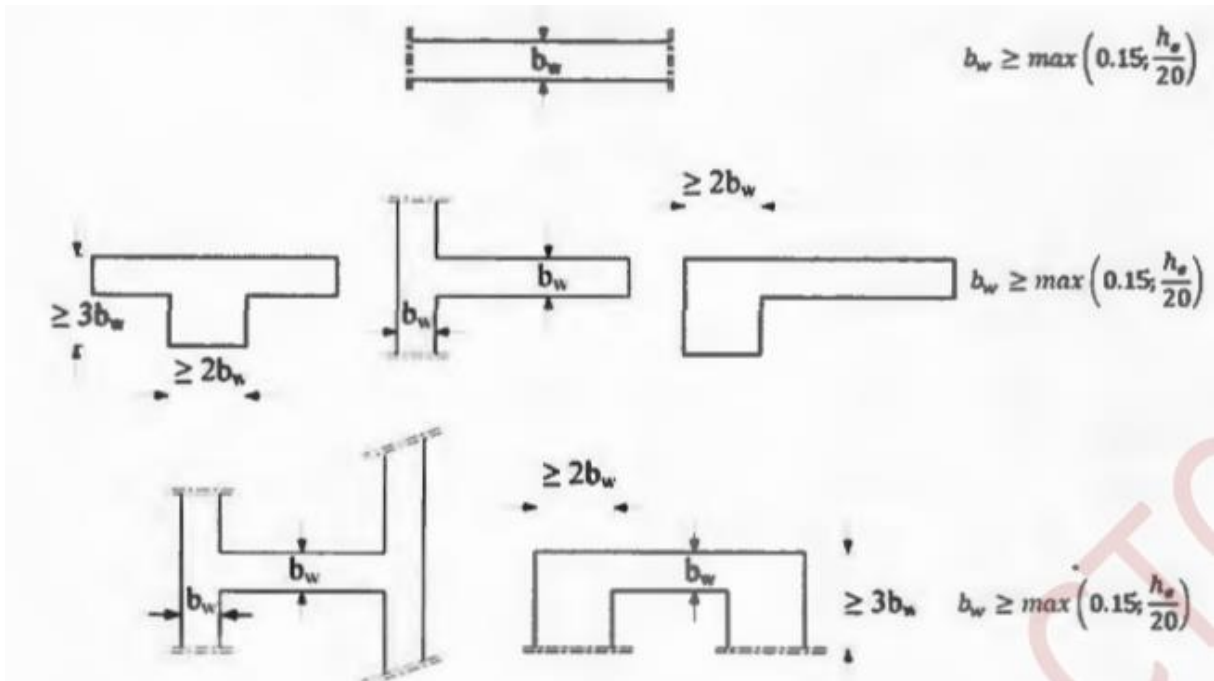
D'après le **RPA 2024** « les éléments satisfaisants la condition $b_w \geq \text{Max} (15 ; \frac{h_e}{20})$ sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. »

avec **he** : la hauteur libre d'étage

L'article **RPA2024** « l'épaisseur minimale est de 15 cm ».de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité au extrémités comme indiquer dans la figure (2.3)



(a)



(b)

fig. 2.3 . (a) Coupe de voile en élévation (b) Coupe de voile en plan

$$\frac{he}{20} = \frac{340-35}{20} = 15,25 \text{ cm}$$

$e \geq 15.25 \text{ cm}$

On adopte Alors :

$e = 20 \text{ cm}$

4. Pré-dimensionnement des escaliers :

Calcul du nombre des marches :

Pour RDC :

$H=340 \text{ cm}$

Soit :

h : hauteur de contre marche,

H : hauteur d'étage,

g : largeur de la marche,

n : nombre de contre marches,

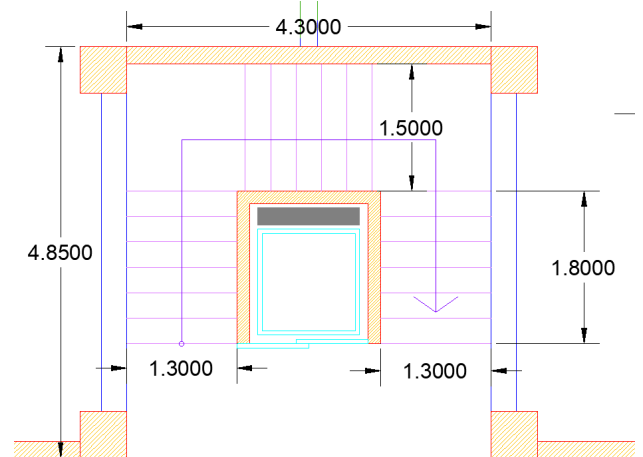


fig 2.4 : Schéma statique équivalent de l'escalier

$n-1$: nombre de marches,

L : projection horizontale de la longueur total du volée.

$H = 340$ cm, on prend $h = 17$ cm.

$$\text{Donc } n = \frac{H}{h} = \frac{340}{17} = 20 \text{ (nombre de contre marches)}$$

$$\text{D'autre part : } (n-1).g = L \Rightarrow g = \frac{L}{n-1} = \frac{180}{7-1} \Rightarrow g = 30\text{cm.}$$

D'après la formule de Blondel, on a : $58 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 64\text{cm.}$

$$2 \times 17+30 = 64 \text{ cm et que } 58 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm.}$$

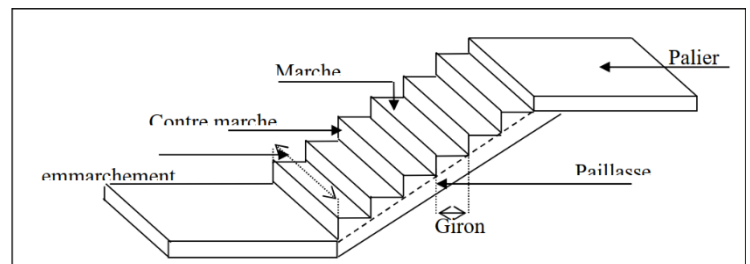
$$\text{tg } \alpha = \frac{17}{30} = 0,56 \Rightarrow \alpha = \text{arctg } \alpha = 29,54^\circ.$$

Epaisseur de la paillasse et du palier :

Epaisseur de la paillasse :

$$\frac{l}{30} \leq ep \leq \frac{l}{20} ; \text{ on a } l = \frac{180}{\cos \alpha} = 207 \text{ cm.}$$

$$6,9 \leq ep \leq 10,35$$



pour un bon bétonnage on prend $e_{\text{paillasse}} = 15$

Epaisseur du palier :

$$\frac{l}{30} \leq ep \leq \frac{l}{20} \quad \longrightarrow \quad \frac{150}{30} \leq ep \leq \frac{150}{20}$$

$$5 \leq ep \leq 7,5$$

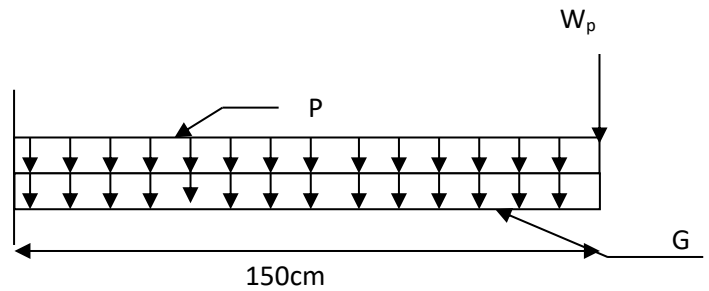
Pour un bon bétonnage On prend $e_{\text{palier}} = 15$ cm.

5. Pré-dimensionnement des balcons :

L'épaisseur des balcons

$$ep = \frac{l}{10} \quad \text{Avec } l=150\text{cm}$$

$$e_{\text{balcon}}=15\text{cm}$$



6. Pré-dimensionnement de l'acrotère :

Le calcul se fait pour 1m de largeur

Le poids propre de l'acrotère $G = \rho * S$

ρ : Le poids volumique du béton =25kN/m³

S : la surface transversale totale de l'acrotère

$$S = (90 \times 10) + (10 \times 5) + \left(\frac{5 \times 10}{2}\right) \Rightarrow S = 0,0975\text{m}^2$$

$$G_{\text{TOTAL}} = 2,44 \text{ KN/ml}$$

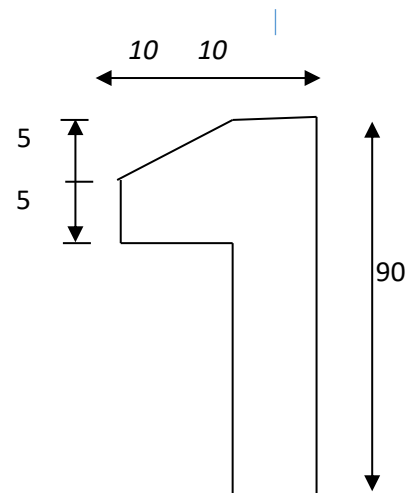


fig 2.5: schéma statique du l'acrotère

7. Descente des charges :

✓ **Les charges réglementaires :** Les charges réglementaires sont en général :

- Les charges permanentes qui présentent le poids mort.
- Les charges d'exploitations ou surcharges.

✓ **Les charges permanentes :**

Il faut considérer le poids effectif des éléments utilisés pour la construction du bâtiment. Une fois de plus, pour standardiser et simplifier les processus de calcul, le législateur met à disposition des listes des poids volumiques selon les matériaux employés. On peut trouver ces listes dans le Document Technique Réglementaire (D.T.R) relatif aux charges permanentes et d'exploitations.

✓ **Les charges d'exploitations :**

Chaque édifice est classé dans une catégorie réglementaire et doit être capable de résister aux charges et contraintes liées à un usage « normal ». Il est évident que le plancher d'un groupe résidentiel est généralement moins sollicité qu'un plancher de bibliothèque.

Afin de simplifier le traitement de ces chargements sans nécessité de les recalculer

constamment, une définition des charges réglementaires a été choisie par le législateur. Ces informations sont présentées dans le Document Technique Réglementaire (D.T.R) relatif aux charges permanentes et aux charges d'exploitation.

Plancher terrasse accessible :**Dalle à corps creux :**

1-dalle de sol (2cm)	—————>	0,20 KN/m ²
2-Étanchéité multicouche (2cm)	—————>	0,12 KN/m ²
3-Béton forme de pente (8cm)	—————>	1,76 KN/m ²
4-Isolation thermique en polystyrène (4cm)	—————>	0,16 KN/m ²
5-plancher à corps creux +dalle de compression (16 +4)	—————>	2,80 KN/m ²
6-Enduit en mortier de ciment (2m)	—————>	0,36 KN/m ²

Charge permanente $G_T = 6,44 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation $Q_T = 1,5 \text{ KN/m}^2$

L'étage courant (RDC au 6^{ème} étage)**Dalle à corps creux**

1-revêtement en dalle de sol (2cm)	—————>	0,20 KN/m ²
2-Mortier de pose (2cm)	—————>	0,40 KN/m ²
3-chape en mortier de ciment (2cm)	—————>	0,40 KN/m ²
4 -Plancher à corps creux (16+4)	—————>	2,80 KN/m ²
5-cloison légère (10 cm)	—————>	1 KN/m ²
6-enduit en mortier (2cm)	—————>	0,36 KN/m ²

Charge permanente $G_T = 5,16 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation $Q_T = 1,5 \text{ KN/m}^2$

Maçonnerie :

Parois extérieure, brique creuse (15cm)	—————→	1,40KN/m ²
Parois intérieure, brique creuse (10cm)	—————→	1KN/m ²
Enduit de plâtre (2cm)	—————→	0,20 KN/m ²
Enduit de ciment (2cm)	—————→	0,36KN/m ²
Charge permanente		G_m = 2,96KN/m²

Les résultats sont illustrés sur le tableau :suivant

Tableau 2.2. Charges permanentes et charges d'exploitations.

Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Terrasse accessible	6,44	1,5
L'étage courant (RDC au 6ème étage)	5,16	1,5
Maçonnerie	2,96	/

Utilisation de la loi de dégression de la surcharge d'exploitation :

Quo représente la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse qui couvre les bâtiments q₁, q₂, q₃, etc. Les coûts d'exploitation respectifs des niveaux de planches 1, 2, 3, ... n sont numérotés en commençant par le sommet du bâtiment. Pour le calcul d'appui, nous considérerons les charges d'exploitation suivantes. DRR BC 22 coûts fixes et coûts opérationnels.

Tableau. 2.3. La loi de dégression

Niveau	La loi de dégression	La charge (KN/m ²)
Haut étage 6	$N_{q3}=q_0+0.9 (q_1+q_2+q_3)$	5,05
Haut étage 5	$N_{q4}=q_0+0.85 (q_1+q_2+q_3+q_4)$	6,10
Haut étage 4	$N_{q5}=q_0+0.8 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5)$	7,00
Haut étage 3	$N_{q6}=q_0+0.75 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6)$	7,75
Haut étage 2	$N_{q7}=q_0+0.71 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7)$	8,455
Haut étage 1	$N_{q8}=q_0+0.69 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7+q_8)$	9,28
Haut RDC	$N_{q9}=q_0+0.67 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7+q_8+ q_9)$	10,04

8. Pré dimensionnement des poteaux :

Il est impératif que les dimensions des poteaux répondent à la norme de résistance, tout en se conformant aux exigences du RPA24 et à la condition de flambement.

a. Critère de résistance : [BAEL 91/B.8.4.1]

Soit :

Nu : effort normal ultime agissant sur le poteau

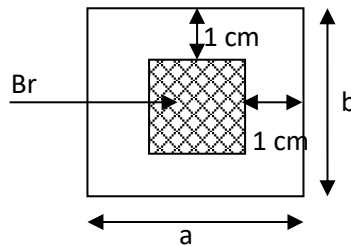
$$Nu \leq \alpha \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots (I)$$

Avec :

A : section d'armatures à mettre en place ;

Br : section réduite du poteau, obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie avec :

$$Br = (a - 2) (b - 2) \rightarrow \text{pour une section rectangulaire (voir Fig.2.H)}$$



$$\gamma_b = 1,5$$

$$\gamma_s = 1,15$$

Fig. 2.6 La section réduite du poteau.

α : Coefficient déduit de l'élançement mécanique λ .

Il est préférable de prendre $\lambda \leq 35$ pour que toutes les armatures participent à la résistance.

Pour notre calcul, on prend $\lambda = 35$

Donc :

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad (\text{car } \lambda \leq 50) \quad \Rightarrow \alpha = 0,71$$

Remarque :

La valeur de α doit être divisée par un coefficient θ égal à :

- 1,2 si la majeure partie des charges est appliquée avant 90 jours ;
- 1,1 si la majeure partie des charges est appliquée avant 28 jours ;

Pour notre cas, la durée probable d'application de la majeure partie des charges est supérieure à 90 jours ; donc $\theta = 1$.

A partir de la relation (I), on déduit que :

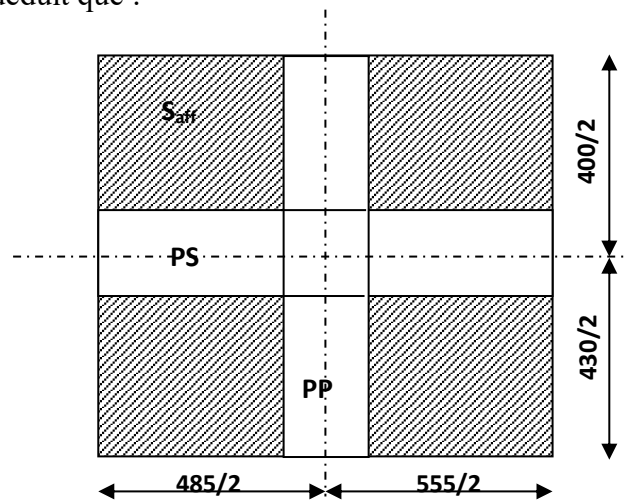


Fig. 2.7. Les charges vertical esagissant sur le poteau.

$$Br \geq \frac{Nu}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A}{Br} \frac{fe}{\gamma_s} \right]}$$

On prend $\frac{A}{Br} = 1 \%$

$$\Rightarrow Br \geq \frac{Nu \text{ [KN]}}{0,71 \left[\frac{25}{0,9 \times 1,5 \times 10} + \frac{1}{100} \times \frac{400}{1,15 \times 10} \right]}$$

Donc :

$$Br \geq 0,64 Nu$$

$$Nu \text{ [KN] , } Br \text{ [cm}^2\text{]}$$

b . Conditions de RPA24 :

Les dimensions de la section transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

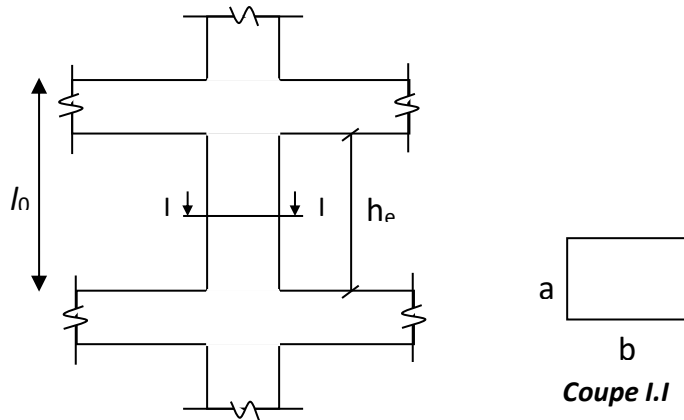


Fig 2.8 . La section du poteau.

- Pour une section rectangulaire :

$$\min (b , a) \geq 25 \text{ cm}$$

$$\min (b , a) \geq \frac{h_e}{20}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b}{a} < 4$$

Nous adoptons pour des poteaux carrés ($a=b$)

c. Critère de flambement :

Il faut vérifier que :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 35$$

Avec :

λ : élancement ;

l_f : longueur de flambement ;

$$l_f = 0,7 l_0$$

l_0 : longueur libre du poteau

i : rayon de giration de la section de plan de flambement ;

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

B: Aire de la section du béton seul ;

I : moment d'inertie.

$$I = \frac{a^4}{12} \rightarrow \text{Pour une section carré}$$

Pré dimensionnement des poteaux de notre bâtiment :

On a 3 types des coffrages :

-Type 1 : du RDC jusqu'au 2^{ème} étage.

-Type 2 : du 3^{ème} étage jusqu'au 4^{ème} étage

-Type 3: du 5^{ème} étage jusqu'à la terrasse

Le dimensionnement préliminaire se réalise en sélectionnant le poteau le plus sollicité (poteau central).

La partie de calcul du poteau est conçue de manière à prévenir tout flambement ;

La surface afférente est donnée par : $S=4.15*5.20=21.6\text{cm}^2$

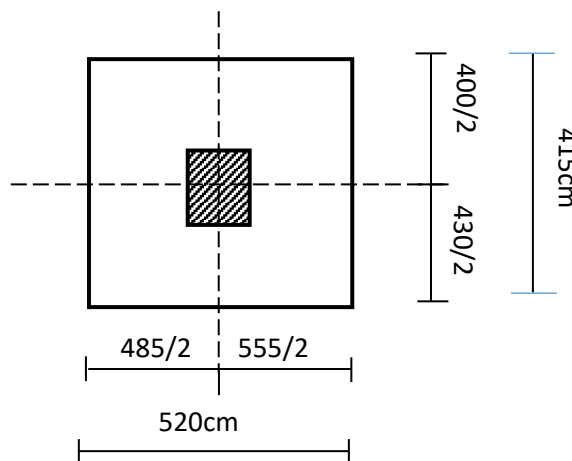


Figure 2.9 : La section le plus sollicité du poteau

Pré dimensionnement des poteaux de type 01:➤ **Calcul de l'effort normal sollicitant les poteaux N_U** **a. Les efforts de compression due aux charges permanentes N_G :**

On calcule les efforts de compression agissant sur les poteaux dus aux charges permanents suivant le R.P.A 2024

$$\text{plancher terrasse : } G \times S = 6.44 \times 21.6 = 139.104 \text{ KN}$$

$$\text{plancher RDC et l'étage courant: } n \times G \times S = 7 \times 5.16 \times 21.6 = 780.192 \text{ KN}$$

(n=7 le nombre de plancher d'étage)

- Poutre principale : $G = 0.3 \times 0.4 \times 4.30 \times 25 \times 7 = 90,3 \text{ KN}$
- Poutre secondaire : $G1 = 0.25 \times 0.35 \times 4.85 \times 25 \times 7 = 74.3 \text{ KN}$

(n=7 le nombre des niveaux)

$$N_G = 1,15(139.104 + 780.192 + 90,3 + 74.3) = 1083,9 \text{ KN}$$

b. Les efforts de compression due charge d'exploitation:

Par application de la loi de dégression: $Q=10,04 \text{ KN/m}^2$

$$NQ = 1.15 \times 10,04 \times 21.6 = 249,4 \text{ KN}$$

$$\text{D'où: } Nu = 1.35NG + 1.5NQ = 1.35 \times 1083,9 + 1.5 \times 249.4 = 1837,4 \text{ KN}$$

➤ **critère de résistance :**

On a $Br \geq 0,64 Nu$

$$\left\{ \begin{array}{l} Br \geq 1175,91 \text{ cm}^2 \\ Br \geq (a-2)(45-2) \end{array} \right. \Rightarrow a > 41,83 \text{ cm}$$

On adopte un poteau de dimensions (45x 45) cm^2

Vérification des conditions du R.P.A 2024

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a, b) = 45\text{cm} > 25\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition verifiée} \\ \min(a, b) = 45\text{cm} > \frac{430}{20} = 21,5\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition verifiée} \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{a} = 0,1 < 4 \dots \dots \dots \text{condition verifiée} \end{array} \right.$$

➤ Vérification au flambement :

A. RDC: (45x45)cm²

On a :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 35$$

$$l_f = 0,7 l_0 \quad \text{avec : } l_0 = 4,30 \Rightarrow l_f = 3,01\text{m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Avec: } I = \frac{ba^3}{12} = 0,003\text{m}^4 \\ B = axb = 0,45 \times 0,45 = 0,2\text{m}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{0,003}{0,2}} = 0,13\text{m}$$

$$\lambda = \frac{3,01}{0,21} = 23,15\text{m} \leq 35 \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée .}$$

B. 1^{er} étage jusqu'au 2^{ème} étage : (45x45)cm²

On a :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 35$$

$$l_f = 0,7 l_0 \quad \text{avec : } l_0 = 3,40 \Rightarrow l_f = 2,38\text{m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

Avec:

$$\left. \begin{aligned} I &= \frac{ba^3}{12} = 0.003 \text{ m}^4 \\ B &= axb = 0,45 \times 0,45 = 0,2 \text{ m}^2 \end{aligned} \right\} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{0.003}{0.2}} = 0,13 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{2,38}{0.13} = 18,31 \leq 35 \quad \dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

C. 3^{ème} étage jusqu'au 4^{ème} étage : (40x40)cm²

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

Avec:

$$\left. \begin{aligned} I &= \frac{ba^3}{12} = 0.002 \text{ m}^4 \\ B &= axb = 0,4 \times 0,4 = 0,16 \text{ m}^2 \end{aligned} \right\} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{0.002}{0.16}} = 0,11 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{2,38}{0.11} = 21,63 \leq 35 \quad \dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

D. 5^{ème} étage jusqu'à la terrasse : (35x35)cm²

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

Avec:

$$\left. \begin{aligned} I &= \frac{ba^3}{12} = 0.001 \text{ m}^4 \\ B &= axb = 0,35 \times 0,35 = 0,12 \text{ m}^2 \end{aligned} \right\} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{0.001}{0.12}} = 0,09 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{2,38}{0.09} = 26,44 \leq 35 \quad \dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Le tableau suivant résume les dimensions des poteaux prises en compte pour les différents étages de la construction :

Tableau. 2 .4 :Dimensions des poteaux prises en compte

Niveau	Section de poteau (cm ²)
RDC	45x45
01	45x45
02	45x45
03	40x40
04	40x40
05	35x35
06	35x35

CHAPITRE 3

étude des planchers

1. Introduction :

Les planchers en corps creux sont constitués de :

- Corps creux
- Nervures
- Dalle très mince

Il existe une très grande variété de corps creux, ils peuvent être soit en argile cuite, soit en béton (béton ordinaire ou béton léger).

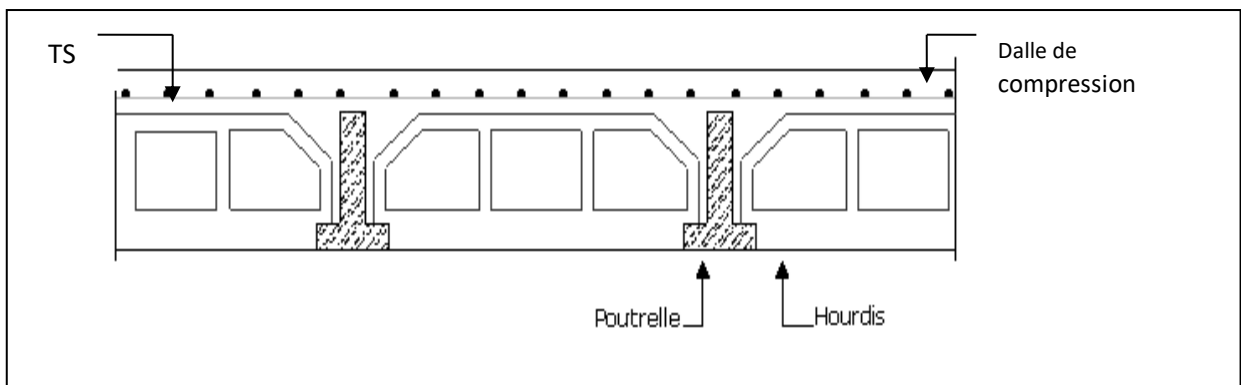


Fig.3.1 : coupe transversales d'un plancher à corps creux

2. Détermination des dimensions des poutrelles :

On a un plancher d'épaisseur 20cm dont ; 4cm pour la dalle de compression et 16 cm pour le corps creux. La section transversale de la poutrelle est une section en (Té)

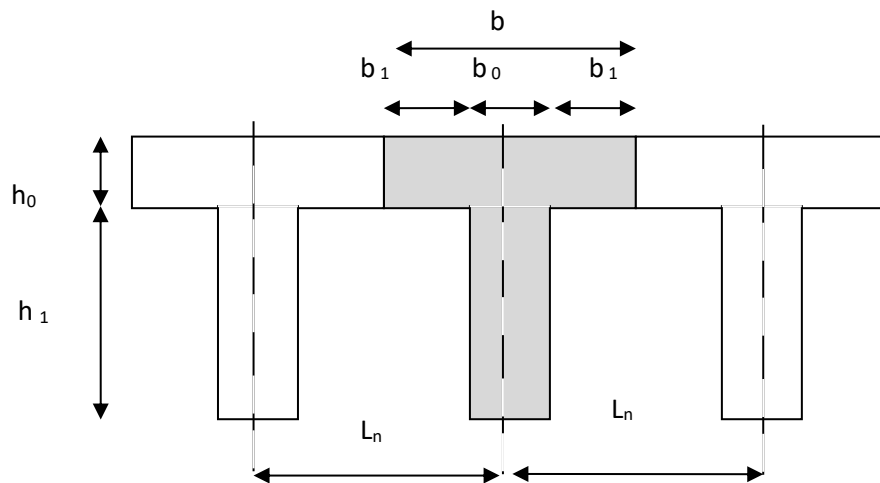


Fig.3.2. dimensions des poutrelles

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t=20\text{cm} \\ h_1=16\text{cm} \\ h_0=4\text{cm} \end{array} \right.$$

D'après les règles B.A.E.L.91 la largeur des ailettes de la table de compression (b_1) sera calculée à partir de la plus faible des valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} * b_1 \leq \frac{L_n - b_0}{2} \\ * b_1 \leq \frac{L}{10} \\ * b_1 \leq (6;8)h_0 \\ * b = 2b_1 + b_0 \end{array} \right.$$

Avec :

L_n : La distance entre axes des nervures et

L : La portée entre nus d'appuis de la poutrelle.

$L_n = 60\text{cm}$; d'après les normes Algériennes

On prendra $b_0 = 12\text{cm}$.

$$b_1 \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{L_n - b_0}{2} = \frac{60 - 12}{2} = 24\text{cm} \\ \frac{L}{10} = \frac{480}{10} = 48\text{cm} \end{array} \right.$$

$$(6 ; 8)h_0 = (6 ; 8) \times 4 = (24 ; 32) = 28\text{cm}$$

$$b_1 \leq \min (24 ; 48 ; 28) = 24\text{cm}$$

Donc :

$$b_1 = 24\text{cm et}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 24 + 12 = 60\text{cm.}$$

D'après les normes Algériennes, les dimensions du corps creux et la dalle de compression sont :

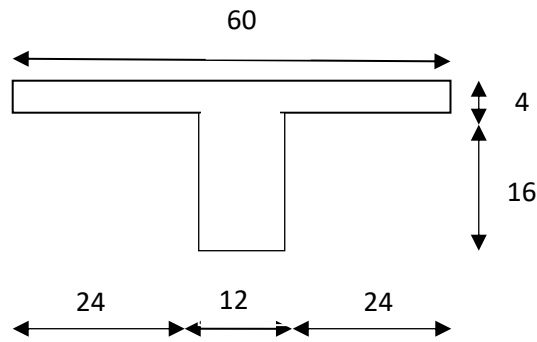


Fig. 3.3.section d'une poutrelle

3. Ferrailage de la table de compression :

D'après les règles B.A.E.L.91 : L'épaisseur minimale de la dalle de compression est

$$h_{0\min} = 4\text{cm}$$

La dalle de compression est armée d'un quadrillage de barre (treillis soudés) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- ✓ 20cm : Pour les armatures perpendiculaires aux nervures ; que l'on note : A_{\perp}
- ✓ 30cm : Pour les armatures parallèles aux nervures ; que l'on note : $A_{//}$

Les sections de ces armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

- ✓ Si : $L_n \leq 50\text{cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e}$
- ✓ Si : $50\text{cm} \leq L_n \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4.L_n}{f_e}$

Les armatures parallèles aux nervures, doivent avoir une section : $A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$

Avec :

- f_e : la limite d'élasticité du treillis soudé en [MPa] A : en [cm^2/ml]
- a- Armatures perpendiculaires aux nervures (A_{\perp}) :

- Détermination des armatures:

On a: $50\text{cm} \leq L_n = 60\text{cm} \leq 80\text{cm} \quad \Rightarrow \quad A_{\perp} \geq \frac{4 \cdot L_n}{f};$

On prendra $\phi_6 \Rightarrow f_e = 500\text{MPa}$

Donc: $A_{\perp} \geq \frac{4 \times 60}{500} = 0,6\text{cm}^2 / \text{ml}$

- Choix des armatures:

5T5/ml $\longrightarrow A = 0,98\text{cm}^2/\text{ml}$

(T5 $\longrightarrow e = 20\text{cm}$).

b. Armatures parallèles aux nervures ($A_{//}$) :

- Détermination des armatures:

On a: $A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,6}{2} = 0,3\text{cm}^2 / \text{ml}$

- Choix des armatures:

5T5/ml $\longrightarrow A = 0,98\text{cm}^2/\text{ml}$

(T5 $\longrightarrow e = 20\text{cm}$).

Choix : on adoptera un TS $\phi 5$ de mailles $(20 \times 20)\text{cm}^2$.

4. Etude des poutrelles :

Pour les planchers qui comportent des poutres (secondaires ou principales) supportées par une dalle générale à laquelle elles sont rattachées, il est justifié d'appliquer pour le calcul des poutres les méthodes de calcul simplifiées, dont le champ d'application est principalement déterminé en fonction du ratio entre la charge d'exploitation et les charges permanentes et limité, éventuellement par des conditions complémentaires :(B A E L 91/B.6.2 ,20)

- Méthode forfaitaire pour les plancher à charges d'exploitation modérée ; :(B A E L 91/B.6.2 ,21)

- Méthode Caquot pour les plancher à charges d'exploitation relativement élevée ; (B A E L 91/B.6.2 ,22)

Condition d'application de la méthode forfaitaire :

Un plancher est dit a charge d'exploitation modéré si :

- 1) La surcharge d'exploitation $P \leq \min(2G; 500 \text{ daN/m}^2)$;
- 2) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées ;
- 3) Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 et
- 4) La fissuration est considérée comme non préjudiciable (peu nuisible)

- Principe de la méthode :

Soit M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante

de même portée que la travée considérée et soumise aux mêmes charges :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

Soit : $\alpha = \frac{P}{G + P}$

- α : coefficient ;
- P : La surcharge d'exploitation non pondérée et
- G : La charge permanente non pondérée.

- Moment en travée :

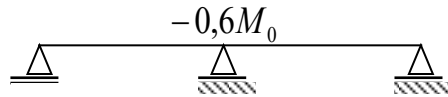
$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq [\max((1 + 0,3\alpha); 1,05)]M_0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 \\ M_t \geq \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 \end{array} \right. \begin{array}{l} \longrightarrow \text{ Dans le cas d'une travée de rive} \\ \longrightarrow \text{ Dans le cas d'une travée intermédiaire} \end{array}$$

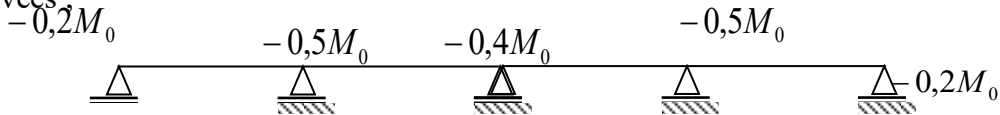
- M_g : Le moment en appuis de gauche et
- M_d : Le moment en appuis de droite.

• Moment en appuis :

* $M_a \leq -0,60M_0$ Cas d'une poutre à deux travées ;



* $M_a \leq -0,50M_0$ Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre a plus de deux travées :



* $M_a \leq -0,40M_0$ Pour les autres appuis intermédiaires.

Pour le calcul des moments en appuis, on prend la valeur maximale du moment de part et d'autre de l'appui.

Remarque : dans notre cas la méthode de forfaitaire est vérifiée

Evaluation des charges :

Niveau	réserve	G(kg/m ²)	P(kN/m ²)	ELU $q_u=1.35G+1.5P$ (kN/m ²)	ELS $q_s =G+P$ (kN/m ²)	Bonde de e(m)	ELU q_{u^*e} (kN/ml)	ELS q_{s^*e} (kN/ml)
Terrasse accessible	-	6,44	1	9,69	7,44	0.6	5,81	4,46
RDC +5 étage courant	habitation	5,16	1,5	9,22	6,66	0.6	5,53	4,00

Tableau .3.1: Evaluation des charge

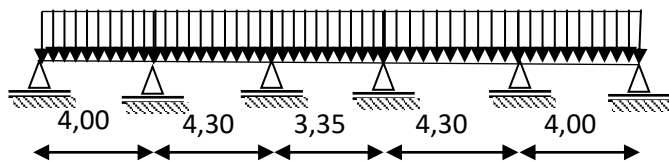
Type des poutrelles :

1- étage courant et RDC :

Type 1 :

$$q_u=9.22 \text{ KN/ml}$$

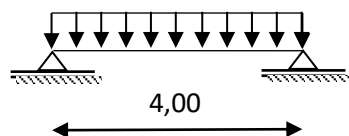
$$q_s=6.66 \text{ KN/ml}$$



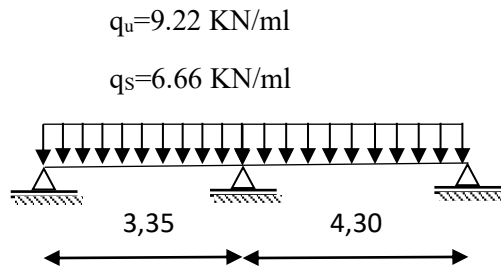
Type 2 :

$$q_u=9.22 \text{ KN/ml}$$

$$q_s=6.66 \text{ KN/ml}$$

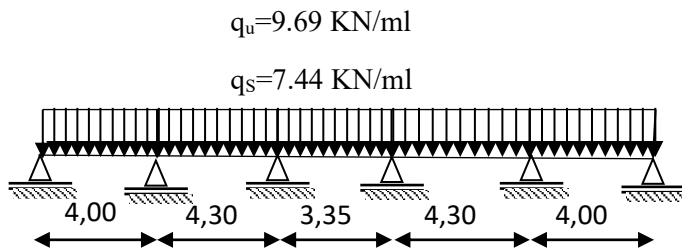


Type : 3

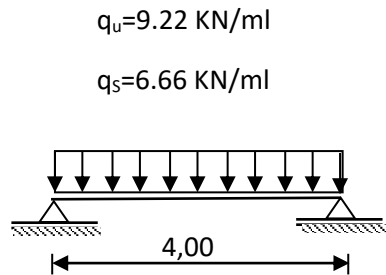


2. terrasse :

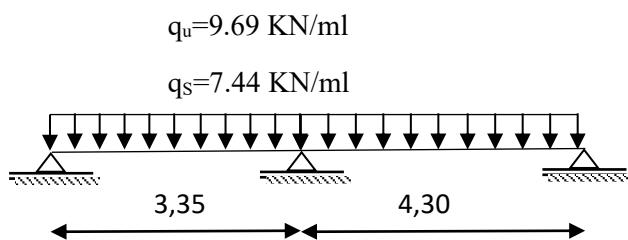
Type 1 :



Type2 :



Type3 :



Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- $P = 150 \text{ daN/m}^2 \leq \min(2 \times 520, 500) \text{ daN/m}^2 = 500 \text{ daN/m}^2 \longrightarrow$ Condition vérifiée.
- Le moment d'inertie est constant dans les différentes travées \longrightarrow Condition vérifiée.
- Le rapport de deux portées successives est compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,35}{4,30} = 0,8 \leq 1,25 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La fissuration est considérée comme non préjudiciable \longrightarrow Condition vérifiée.

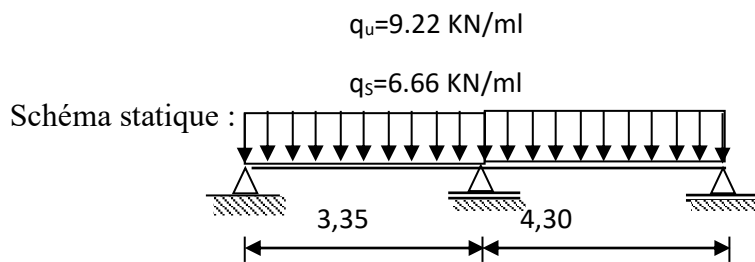
Conclusion :

Les 04 conditions sont vérifiées pour les types suivants:

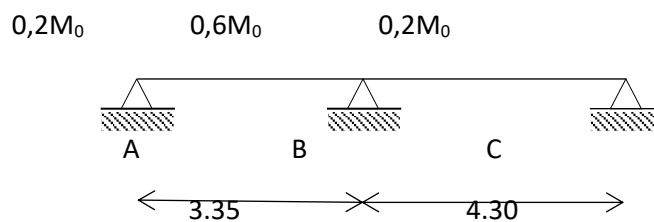
Type1 – type3 \Rightarrow On peut utiliser la méthode caquot.

Application de la méthode forfaitaire :

Poutrelle 1 :



Moments fléchissent en appuis :



Moments fléchissant en travées :

$$\alpha = \frac{P}{G+P} = \frac{1,5}{5,16+1,5} = 0,23$$

$$0 \leq \alpha = 0,23 \leq \frac{2}{3}$$

Les Travées :

- Travées de rive (A-B et B-C) :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t1} + \frac{0,6 + 0,2}{2} M_{01} \geq [\max((1 + 0,3 \times 0,23); 1,05)] M_{01} \\ M_{t1} \geq (1,05 - 0,4) M_{01} \end{array} \right.$$

On prend : $M_t = 0,65 M_0$

ELUR :

$$M_{0A-B} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{9,22 \times 3,35^2}{8} = 13 \text{KN.m}$$

$$M_{0B-C} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{9,22 \times 4,30^2}{8} = 21,31 \text{KN.m}$$

ELS :

$$M_{0A-B} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{6,66 \times 3,35^2}{8} = 9,34 \text{KN.m}$$

$$M_{0B-C} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{6,66 \times 4,30^2}{8} = 15,4 \text{KN.m}$$

ELUR :

$$M_{tA-B} = 0,65 \times 13 = 8,45 \text{KN.m}$$

$$M_{tB-C} = 0,65 \times 21,31 = 14 \text{KN.m}$$

ELS :

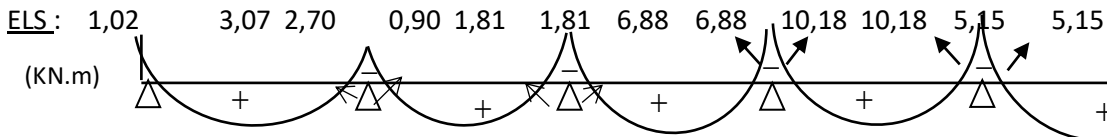
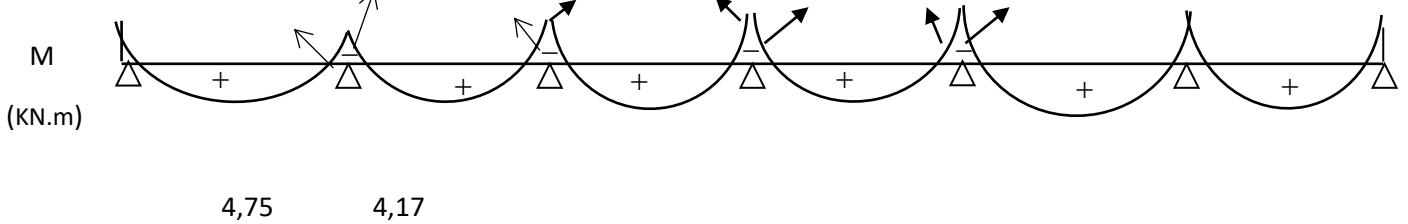
$$M_{tA-B} = 0.65 \times 9,34 = 6,071 \text{KN.m}$$

$$M_{tB-C} = 0.65 \times 15,4 = 10,01 \text{KN.m}$$

Diagramme des moments fléchissant et les efforts tranchants

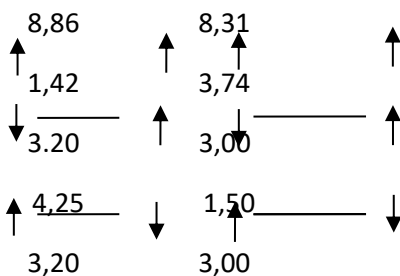
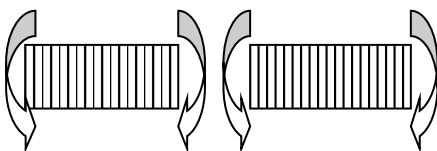
Type 1 :

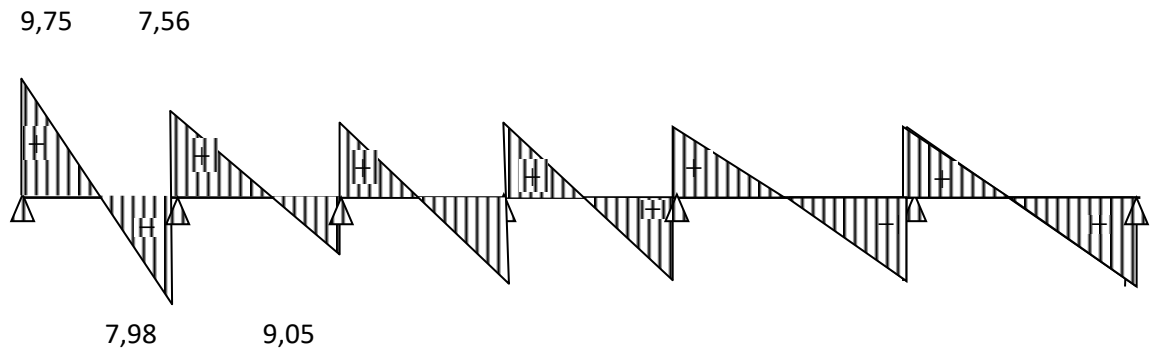
ELUR : 1,42 4,25 3,74 1,25 2,51 2,51 9,51 9,51 14,07 14,07



(T) en (KN)

1,42 4,25 3,74 1,5





la méthode caquot :

❖ Portées de calcul (selon Caquot)

- Les moments aux nus des appuis sont calculés en tenant en compte uniquement des charges appliquées sur les travées voisines à gauche (w) et à droite (e).
- On détache de chaque côté des appuis des travées fictives de longueur l'_w et l'_e .
- ✓ l'_w ou $l'_e = 0.8.li$ pour les travées intermédiaires ;
- ✓ l'_w ou $l'_e = li$ pour les travées les travées de rives.
- ❖ *Calcul des moments en appuis et effort tranchant*
- ✓ *Charge répartie*

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

$$M_q = \frac{q_w \cdot L'_w{}^3 + q_e \cdot L'_e{}^3}{8.5(L'_w + L'_e)}$$

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

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q \cdot L}{2}$$

$$V_e = V_w + q \cdot L$$

❖ *Calcul du moment fléchissant maximal en travée (en valeur absolue)*

- ✓ *Charge répartie*

$$x_0 = -\frac{V_w}{q}$$

$$M_t = M_w - V_w \cdot x_0 - \frac{q \cdot x_0^2}{2}$$

❖ Exemple des différentes charges à envisager à l'ELU (G et Q uniquement)

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

- Le chargement des travées dépend également de la nature des charges (voir la figure)
- Charge permanente (toutes travées chargées).
- Charge d'exploitation :

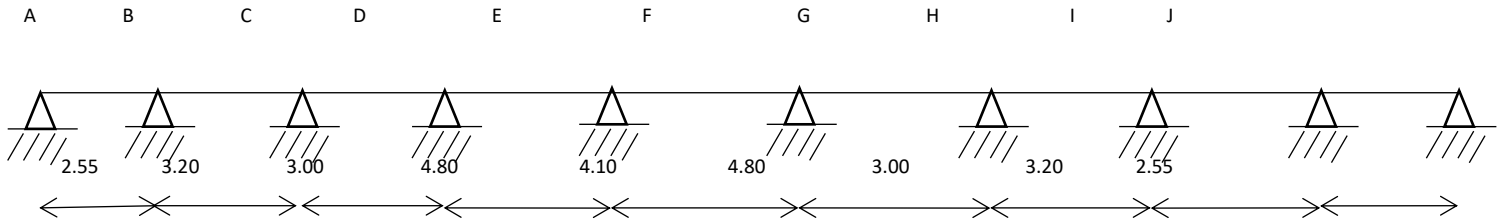
-les travées paires chargées

-les travées impaires chargées

deux travées adjacentes quelconques chargées

-

Application de la méthode caquot :



$$M_A = 1.05$$

$$M_B = \frac{q_w \cdot L'_w{}^3 + q_e \cdot L'_e{}^3}{8.5(L'_w + L'_e)} = \frac{5.53 \times 3.35^3 + 5.53 \times (0.8 \times 4.30)^3}{8.5(3.35 + 0.8 \times 4.30)} = 7.5 \text{ KN.m}$$

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q \cdot L}{2} = \frac{-1.05 + 7.5}{3.35} - \frac{5.53 \times 3.35}{2} = -7.33 \text{ KN}$$

$$V_e = V_w + q \cdot L = -7.33 + 5.53 \times 3.35 = 11.19 \text{ KN}$$

$$x_0 = \frac{-V_w}{q} = \frac{7.33}{5.53} = 1.32 \text{ m}$$

$$M_{tAB} = M_w - V_w \cdot x_0 - \frac{q \cdot x_0^2}{2} = 0 + 7.33 \times 1.32 - \frac{5.53 \times 1.32^2}{2} = 4.85 \text{ KN.m}$$

$$M_c = \frac{q_w \cdot L'_w{}^3 + q_e \cdot L'_e{}^3}{8.5(L'_w + L'_e)} = \frac{5.53 \times (0.8 \times 4.30)^3 + 5.53 \times (0.8 \times 0)^3}{8.5(0.8 \times 4.30 + 0.8 \times 0)} = 7.69 \text{ KN.m}$$

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q \cdot L}{2} = \frac{-7.5 + 7.69}{4.30} - \frac{5.53 \times 4.30}{2} = -11.84 \text{ KN}$$

$$V_e = V_w + q \cdot L = 11.84 + 5.53 \times 4.30 = 35.61 \text{ KN}$$

$$x_0 = \frac{-V_w}{q} = \frac{11.84}{5.53} = 2.14 \text{ m}$$

$$M_{tBC} = M_w - V_w \cdot x_0 - \frac{q \cdot x_0^2}{2} = -7.5 + 11.84 \times 2.14 - \frac{5.53 \times 2.14^2}{2} = 5.17 \text{ KN.m}$$

Tableau 3.2. les résultat des sollicitations pour le type

	A	B	C
M_{APPUI} (KN.m)	-1.05	-7.5	-7.69
V_w (KN)-	7.33	11.84	0
V_e (KN)+	0	11.19	35.61
$M_{\text{(KN.m)}}$	4.85	5.17	4.85

-les travées paires chargées

-les travées impaires chargées

-deux travées adjacentes quelconques chargées

1^{ER} cas : CCCCCCCCT_{max} et M_{a max}

2^{eme} cas : CDCDCDCD.....M_{t max}

C : charger

D : décharger

Les résultats des sollicitations sont illustrés dans les tableaux suivants :

Tableau .3.3.:les résultats de sollicitation RDC et étages courants

Type		$M_T(KN.m)$	$M_a(KN.m)$	T(KN)
Type01 Méthode caquot	ELU	7.92	-2.21	12.38
	ELS	5.71	-1.60	
Type02 Méthode caquot	ELU	9,40	1,66	11,06
	ELS	6,79	1,20	
Type03 méthode caquot	ELU	9.17	-1.55	12.76
	ELS	6.62	-1.12	

Tableau .3.4 :les résultats de sollicitation terrasse

Type		$M_T(KN.m)$	$M_a(KN.m)$	T(KN)
Type01 Méthode caquot	ELU	8.62	-2.44	13.65
	ELS	6.28	-1.78	
Type02 Méthode caquot	ELU	10,40	1,83	12,23
	ELS	7,59	1,34	
Type03 méthode caquot	ELU	10.21	-1.71	14.05
	ELS	7.47	-1.25	

Ferrailage les poutrelles :

1- RDC et étages courants

➤ En travée

• E.L.U.R :

$$M_t^u = 9.40 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'étendu de la zone comprimée :

$$M_T = \sigma_b \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_T = 14,17 \cdot 60 \cdot 4 \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 54413 \text{ N.m}$$

$M_t^u = 9400 \text{ N.m} < M_T = 54413 \text{ N.m} \Rightarrow$ La zone comprimée se trouve dans la

table de compression. Donc :

La section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimensions

$$(b \times h) = (60 \times 20) \text{ cm}^2$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{9400}{14,17 \times 60 \times (18)^2} = 0.034$$

$$\mu = 0,034 < \mu = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s = 10 > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,041$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0.984$$

• Détermination des armatures:

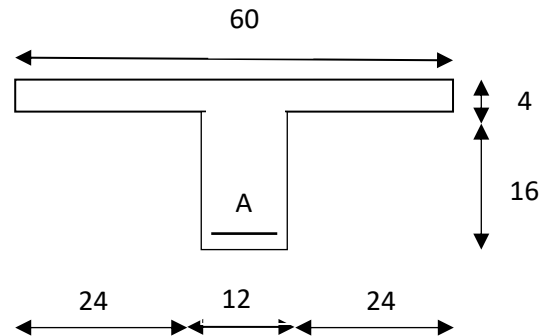


Fig. 3.4. Section de calcul

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{9400}{348 \times 0,984 \times 18} = 1,52 \text{ cm}^2$$

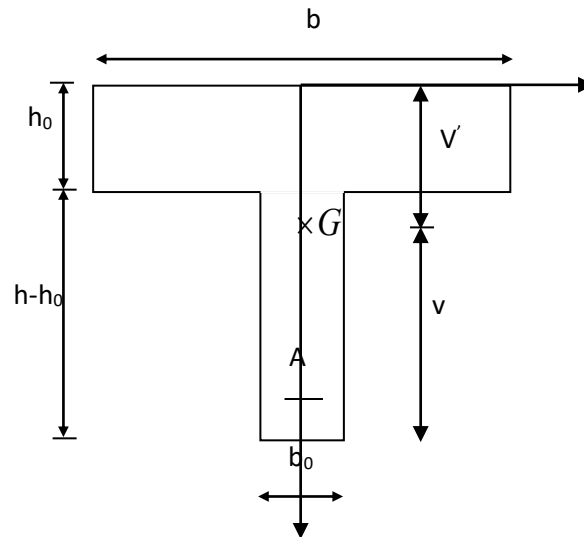


Fig.3.5. Section de calcul du moment d'inertie.

- **E.L.S**

Fissuration peu nuisible \Rightarrow vérifier les contraintes.

Pas de vérification pour $\sigma_s \rightarrow$ Il suffit de vérifier

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

Axe neutre $y_1 = h_0$ et calculer $S_{xx'}$

$$S_{xx'} = \frac{b \cdot h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) \quad \text{avec } A = A_u$$

$$S_{xx'} = \frac{60 \cdot 4^2}{2} - 15 \times 1,52(18 - 4)$$

$S_{xx'} = 160,8 \text{ cm}^2 > 0 \Rightarrow$ Axe neutre dans la table.

\rightarrow Calcul d'une section (b.h)

$$S_{y_1 y_1'} = 0 \Rightarrow \frac{b \cdot y_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$$

$$\Rightarrow 30 y_1^2 + 22,2 y_1 - 339,6 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 2,19$$

$$\Rightarrow y_1 = 3,28 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie

$$I_{y_1 y_1'} = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I_{y_1 y_1'} = \frac{60 \cdot 3,28^3}{3} + 15 \cdot 1,52(18 - 3,28)^2$$

$$I_{y_1 y_1'} = 5646,02 \text{ cm}^4$$

- Calcul de K

$$K = \frac{M_{ser}}{I_{y_1 y_1'}} = \frac{662}{5646,02} = 0,12$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 0,12 \times 32,8 = 3,93 \text{ MPa}$$

$$\text{On a } \sigma_{bc} = 3,93 < \sigma_{bcv} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

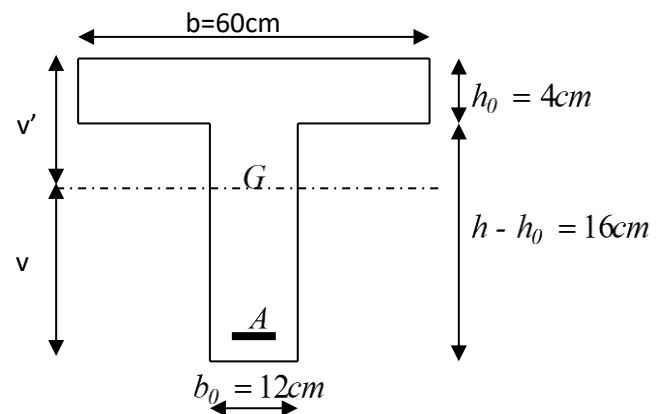
A_u convient

- Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

$$A_{min} = \frac{I_{g0g0'} \cdot f_{t28}}{0,81 \cdot h \cdot V \cdot f_e}$$

$$V' = \frac{b_0 \cdot h \cdot \frac{h}{2} + (b - b_0) \cdot h_0 \cdot \frac{h_0}{2}}{b_0 \cdot h + (b - b_0) \cdot h_0} = 6,44 \text{ cm}$$

$$V = h - V' \Rightarrow V = 20 - 6,44 = 13,56 \text{ cm}$$



$$I_{g0g0'} = b_0 \cdot \frac{v^3}{3} + b \cdot \frac{v_1^3}{3} - (b - b_0) \cdot \frac{(v' - h_0)^3}{3} = 15547,51 \text{ cm}^4$$

$$\text{Donc : } A_{min} = \frac{15547,51}{0,81 \times 20 \times 8} \cdot \frac{2,1}{500} = 0,62 \text{ cm}^2$$

- Armatures finales

$$A = \max(A_u; A_{min}) = 1,52 \text{ cm}^2$$

On adopte

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

$$A' = 0 \quad (\text{Barres de montage})$$

➤ En appuis :

$$\text{ELUR : } M_a^u = 2,21 \text{ KN.m}$$

Comme la table se trouve dans la zone tendue, elle n'intervient pas dans le calcul et, par conséquent, la section en T doit être considérée comme une section rectangulaire de largeur 12cm et hauteur 20cm.

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{2210}{14,17 \times 12 \times (18)^2} = 0,040$$

$$\mu = 0,040 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s = 10 > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,051$$

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

- Détermination des armatures:

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{2210}{348 \cdot 0,98 \cdot 18} = 0,36 \text{ cm}^2$$

$$\text{E.L.S } M_a^s = 1,60 \text{ KN.m}$$

$$S_{y_1 y_1'} = \frac{12 \cdot y_1^2}{2} - 15 \times 0,25(18 - y_1) = 0$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow vérifier les contraintes

Pas de vérification pour $\sigma_s \rightarrow$ Il suffit de vérifier $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

- Axe neutre

$$S_{y_1 y_1'} = \frac{b_0 \cdot y_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$$

$$.S_{y_1 y_1'} = \frac{12 \cdot y_1^2}{2} - 15 \times 0,36(18 - y_1) = 0$$

$$\Rightarrow 6 y_1^2 + 3,75 y_1 - 67,5 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 40,42$$

$$\Rightarrow y_1 = 3,06 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie

$$I_{y_1 y_1'} = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$.I_{y_1 y_1'} = \frac{12 \cdot 3,06^3}{3} + 15 \cdot 0,36(18 - 3,06)^2$$

$$.I_{y_1 y_1'} = 1319,91 \text{ cm}^4$$

- Calcul de K

$$K = \frac{M_{ser}}{I_{y_1 y_1'}} = \frac{160}{1319,91} = 0,12$$

$$\text{Donc : } .\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 0,12 \times 30,6 = 3,67 \text{ MPa}$$

$$\text{On a } .\sigma_{bc} < \sigma_{bcv} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

A_u convient

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{I_{g0g0'}}{0,81 \cdot h \cdot V} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$V' = \frac{b_0 \cdot h \cdot \frac{h}{2} + (b - b_0) h_0 \cdot \frac{h_0}{2}}{b_0 \cdot h + (b - b_0) h_0} = 6,44 \text{ cm}$$

$$V = h - V' \Rightarrow V = 20 - 6,44 = 13,56 \text{ cm}$$

$$I_{g0g0'} = b_0 \cdot \frac{V^3}{3} + b \cdot \frac{V'{}^3}{3} - (b - b_0) \cdot \frac{(V' - h_0)^3}{3} = 15547,51 \text{ cm}^4$$

Donc :
$$A_{\min} = \frac{15547,51 \cdot 2,1}{0,81 \cdot 20,8 \cdot 500} = 0,62 \text{ cm}^2$$

- Armatures finales :

$$A = \max(A_u; A_{\min}) = 0,62 \text{ cm}^2$$

On adopte 2T10 \longrightarrow $A = 1,57 \times 2 = 3,14 \text{ cm}^2$

Calcul des armatures transversale_:

Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis :

$$T_u \leq 0,267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$$

Avec :

$$\alpha = 0,9 \cdot d = 16,2$$

$$T_u = 12760 \text{ N} \leq 0,267 \times 16,2 \times 12 \times 25 \cdot 10^2 = 129762 \text{ N}$$

Donc : pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis.

a) Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales:

On doit vérifier que :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9 \cdot d} \right)$$

$$A_l = 2,36 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{500} \left(13510 - \frac{1550}{0,9 \times 18} \right) \cdot 10^{-2} = 0,39 \text{ cm}^2 . \text{ Condition vérifié.}$$

Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

Nous avons :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 \cdot d} = \frac{12760}{12 \cdot 18 \cdot 100} = 0,59 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peut nuisible : } \overline{\tau_u} = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 2,5MPa$$

$\tau_u = 0,59 MPa < \overline{\tau_u} = 2,5MPa \Rightarrow$ les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

✓ **Section et écartement des armatures transversales A_t :**

- Diamètre des armatures transversales :

$$\left\{ \begin{array}{l} \phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t \min}\right) \\ \phi_t \leq 5,71mm \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 10\right) \\ \phi_t \leq 5,71 mm \end{array} \right.$$

On prend : $2\phi_t 6$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow A_t = 0,57cm^2$

- L'espaceur des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} \cdot K}{0,9 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$K = 1 \text{ (flexion simple)}$$

$$\alpha = 90^\circ$$

$$\text{Donc : } s_{t1} \leq \frac{A_t \cdot 0,9 f_e}{b_0 \cdot (\tau_u - 0,3 f_{t28})} = \frac{0,57 \times 0,9 \times 235}{12 \cdot (0,59 - 0,3 \times 2,1)} = -251,156 \text{ cm}$$

Cette valeur ne sera pas prise en compte.

$$s_{t2} \leq \min(0,9d; 40cm) = \min(0,9 \cdot 18cm; 40cm) = 16,2cm$$

$$s_{t3} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 b_0} = \frac{0,57 \cdot 235}{0,4 \cdot 12} = 27,91cm$$

$$s_t \leq \min(s_{t2}; s_{t3}) = 16,2cm \quad \text{On adopte : } s_t = 15cm$$

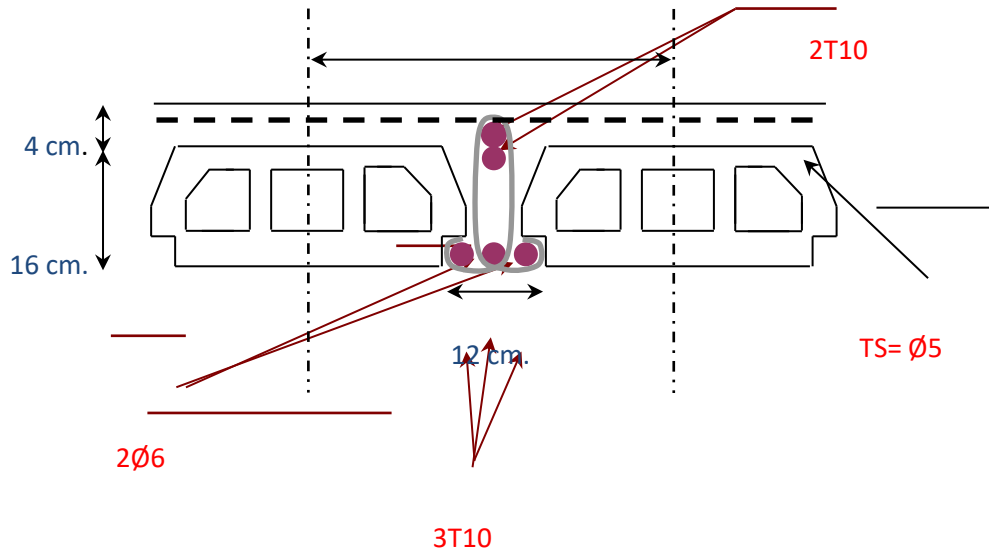


Fig. 3.6 :ferraillage de poutrelle au RDC et étage courant

vérification de la flèche :

On à deux type de flèche : charge concentrée et charge répartie.

$$f = \frac{q.l^2}{8.E.I}$$

$$I = \frac{b.h^3}{12} + 15.A\left(d - \frac{h}{2}\right)^2 = \frac{60.(20)^3}{12} + 15.(2,36)(18 - 10)^2 = 42265,6cm^4$$

$$f = 0,00002mm$$

$$Si \ l \leq 5m \Rightarrow f_{adm} = \frac{450}{500} = 0.9cm = 9mm > f = 0,00002mm.....CV$$

CHAPITRE 4

calcul des éléments secondaires

1. Calcul de l'acrotère :

• **Introduction :**

L'acrotère est un élément en béton armé, couronnement, placé à la périphérie d'une toiture-terrasse, l'acrotère doit être fait de façon que l'eau ne ruisselle pas sur la façade.

• **Dimensions :**

La hauteur $h = 90$ cm

L'épaisseur $e_p = 10$ cm

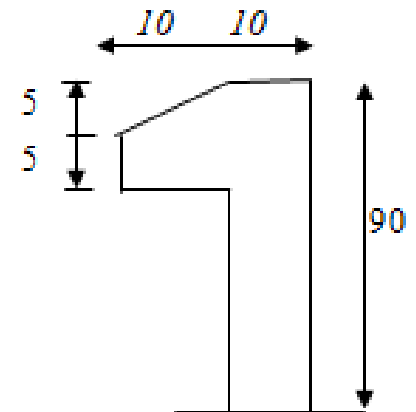
Le calcul se fera sur une bande de 1m linéaire d'acrotère, cet élément est exposé aux intempéries ce qui peut entraîner des fissures ainsi que des déformations importantes (fissuration préjudiciable)

• **Calcul des sollicitations :**
poids propre :

$$S = (0,1 \times 0,45) + ((0,08 \times 0,1)/2) + 0,15 = 1,5 \text{ m}^2$$

$$G = S \times \gamma_b = 0,1 \times 25 = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

$$G = 2,5 \text{ KN/m}^2$$



✓ **Surcharge :**

Une surcharge due à l'application d'une main courante $Q = 1 \text{ KN/m}$

$$N_u = 1,35 G = 1,35 \times 2,5 = 3,38 \text{ KN/m}^2$$

$$M_u = 1,5 \cdot Q \cdot h = 1,5 \times 1 \times 0,9 = 1,35 \text{ KN/m}^2$$

$$N_{ser} = G = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{ser} = Q \cdot h = 1 \times 0,9 = 0,9 \text{ KN/m}^2$$

La section d'encastrement sera soumise à la flexion composée

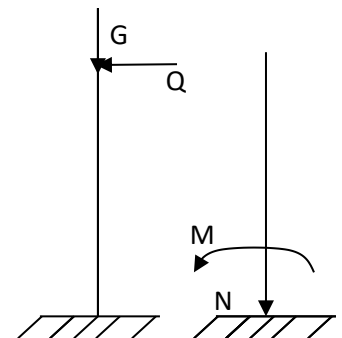


fig 4.1. schéma statique de l'acrotère

✓ **Enrobage :**

Vu que la fissuration préjudiciable

On prend $C = C' = 2\text{cm}$

$$\text{L'excentricité: } e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,35}{3,38} = 0,4 \text{ m}$$

$$ep/2 = 0,10/2 = 0,05\text{m} < 0,4\text{m}$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures.

• **Vérification si la section est Partiellement ou entièrement comprimée:**

$$M_u = N_u \left(e + \frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_u = 3,38 \left(0,4 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 1,5 \text{ KN.m}$$

$$(d-c')N_u - M_u \leq (0,337h - 0,81c')f_{bc} \times b \times h$$

$$(d-c')N_u - M_u = (0,08 - 0,02) 3,38 - 1,35 = -1,15 \text{ KN.m}$$

$$(0,337h - 0,81c')f_{bc} \times b \times h = (0,337 \times 0,1 - 0,81 \times 0,02) 14,17 \times 10^3 \times 0,1 \times 1 = 24,798$$

$$-1,15 \text{ KN.m} < 24,798 \text{ KN.m}$$

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

✓ **Calcul du ferrailage E. L. U. R :**

$$M_u = 1,35 \text{ KN.m}$$

$$\mu = M_u / bd^2 f_{bc} = 1,35 \times 10^3 / 100 \times 8^2 \times 14,17 = 0,0148$$

• **vérification de l'existence des armatures comprimée A' :**

$$\mu_l = 0,8 \alpha_l (1 + 0,4 \alpha_l)$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \epsilon_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,668, \text{ avec: } 1000 \epsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \times \delta_s} = \frac{500}{2 \times 10^5 \times 1,15} = 1,74$$

$$\mu_l = 0,8 * 0,668(1 - 0,4 * 0,668) = 0,392 > \mu = 0,0148 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,0148 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 0,0093 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,996$$

On calcule:

A_{fs} : section d'armatures en flexion simple.

A_{fc} : section d'armatures en flexion composée.

$$A_{fs} = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1,35 \cdot 10^3}{348 \times 0,996 \times 8} = 0,486 \text{ cm}^2$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0,486 - \frac{3,38 \cdot 10^3}{100 \times 348} = 4,72 \cdot 10^{-2}$$

- **section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire:**

$$A_{s \min} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e - 0,45 d}{e - 0,185 d} \times 0,23 = 0,122 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$e = M_{ser}/N_{ser} = 0,9/0,25 = 3,6 \text{ m} = 360 \text{ cm}$$

$$d = 8 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}$$

$$A_s = \max(A_{fs}; A_{fc}; A_{s \min}) = 0,486 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte 5T8; $A_s = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$;

- ✓ **Les armatures de répartition:**

$$A_r = A_s/4 = 0,6275 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte: $A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 4T 6

- **Vérification des contraintes (E. L. S):**

$$M_{ser} = N_{ser}(e - c + h/2)$$

$$M_{ser} = 0,25(3,6 - 0,02 + 0,1/2) = 0,908 \text{ KN.m}$$

- ✓ **Position de l'axe neutre:**

$$\frac{b}{2} y_1^2 + 15 \times A_s (d - y_1) = 0$$

$$\Rightarrow 50 y_1^2 + 7,5 y_1 - 60 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 110$$

$$\Rightarrow y_1 = 1,025 \text{ cm}$$

✓ **Moment d'inertie :**

$$\frac{b}{3}y_1^3 + 15 \times A_s(d - y_1) = \frac{100}{3}1,025^3 + 15 \times 0,486(8 - 1,025)^2$$

$$I = 390,56 \text{ cm}^4$$

✓ **Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{908}{390,56 \times 10^1} \times 10,25 = 2,38 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2,38 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

✓ **b- Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :**

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \text{ Fissuration préjudiciable}$$

Avec η : coefficient de fissuration pour HA $\phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(267 ; 202) = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \frac{649}{681} (8 - 1,34) = 95,21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 95,21 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

✓ **Contrainte de cisaillement :**

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

$$T = 1,5Q = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5}{0,08 \times 1} = 18,75 \text{ KN/m}^2 = 0,01875 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(0,2 \frac{f_{c28}}{\delta}; 5 \text{ MPa}) \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(3,33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,01875 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition.. vérifiée}$$

✓ Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme:

D'après le R.P.A 99 (version 2024), les éléments de structure secondaires doivent être

Vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante:

$$F_p = (A.I.S) \cdot C_p \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot h_z}{H}\right) \cdot W_p \quad (1)$$

A: coefficient d'accélération de zone A = 0,30

Cp: facteur de force horizontal Cp=0,8

Wp: poids propre de l'acrotère Wp = 0,25 KN

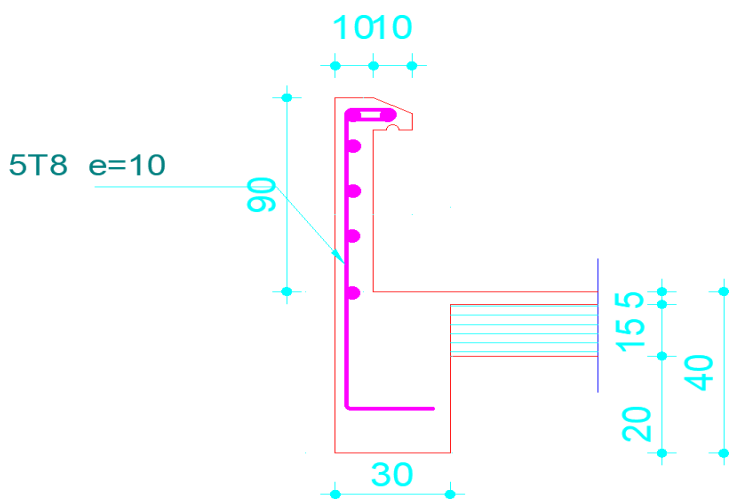
Fp: force horizontale pour les éléments secondaires des structure

Il faut vérifier que: $F_p < 1,5Q$

S : Coefficient de site . $S_2 = 1,20$ (type 1)

I : Coefficient d'importance . I = 1 (groupe 2)

$$F_p = (0,30 \cdot 1 \cdot 1,20) \cdot 0,8 \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot 24,48}{23,80}\right) \cdot 0,25$$



$F_p = 0,29 \text{ KN} < 1,5Q = 1,5 \text{ KN} \dots\dots\dots$ condition Vérifiée.

Figure 4.2 :Schéma du ferrailage

2. escaliers :

• Introduction :

Un escalier est constitué de plusieurs marches, la longueur de celles-ci correspond à l'embranchement, leur largeur au giron, la partie verticale se nomme contre marche et le support des marches est appelé paillasse. Une volée est une série continue d'escaliers, qui peut être rectiligne ou courbe. Un palier est la section horizontale d'un escalier qui se trouve entre deux volées. Sur le vide, les volées et les paliers sont équipés d'une balustrade ou d'une rampe. Deux volées parallèles ou en angle sont reliées par un ou plusieurs paliers ou un tournant. Cette dernière configuration, plus complexe à mettre en œuvre, permet de maximiser l'espace sur la conception de l'escalier.

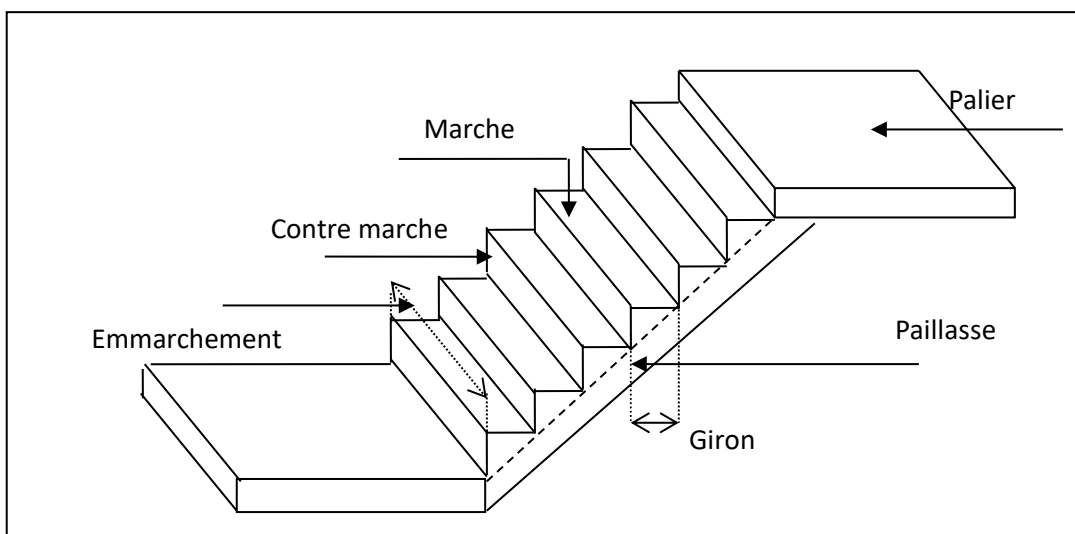


Figure 4.3 :schéma d'un escalier

• Etudes des escaliers à deux volées avec palier intermédiaire :

✓ **Calcul de nombre des marches :**

❖ **Pour RDC :**

H=408 cm

Soit :

h : hauteur de contre marche,

H : hauteur d'un demi-étage,

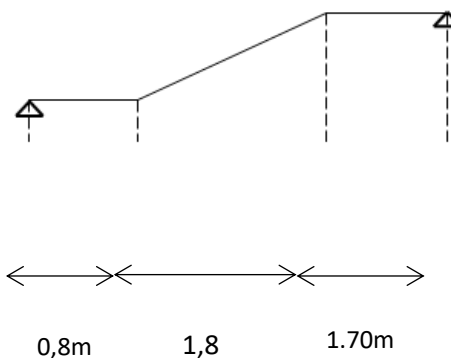


fig 4.4 . Schéma statique

g : largeur de la marche,

n : nombre de contre marches,

n-1 : nombre de marches,

L : projection horizontale de la longueur total du volée.

H = 408 cm, on prend h = 17 cm.

$$\text{Donc } n = \frac{H}{h} = \frac{408}{17} = 24 \text{ (nombre de contre}$$

marches)

$$n-1 = 10 \text{ (nombre de marches)}$$

$$\text{D'autre part : } (n-1).g = L \Rightarrow g = \frac{L}{n-1} = \frac{180}{8-1}$$

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

D'après la formule de Blondel, on a :

$$58 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 64 \text{ cm.}$$

$$2 \times 17+30 = 64 \text{ cm et que } 58 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 64$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{17}{30} = 0,56 \Rightarrow \alpha = \text{arc tg } 0,56 = 29,54^\circ.$$

✓ **Epaisseur de la pailasse et de palier :**

Epaisseur de la pailasse :

$$\frac{l}{30} \leq ep \leq \frac{l}{20} ; \text{ on a } l = \frac{180}{\cos \alpha} = 207 \text{ cm.}$$

$$6,9 \leq ep \leq 10,35 \text{ on prend } ep = 12$$

Epaisseur de palier :

$$e_{\text{palier}} = \frac{ep}{\cos \alpha} = \frac{12}{0,87}$$

$$e_{\text{palier}} = 13,79 \text{ cm on prend } e_{\text{palier}} = 15 \text{ cm.}$$

On adopte $e_{\text{palier}} = 15 \text{ cm.}$

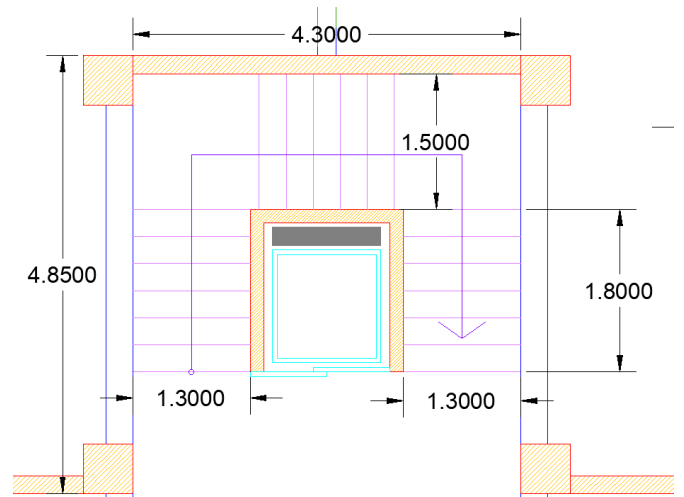


fig 4.5 : Schéma statique équivalent de l'escalier

❖ **Pour étage courant :**✓ **Calcul de nombre des marches**

$H = 340$ cm, on prend $h = 17$ cm.

$$\text{Donc } n = \frac{H}{h} = \frac{340}{17} = 20 \text{ (nombre de contre marches) } (20/3 = 7)$$

$$\text{D'autre part : } (n-1) \cdot g = L \Rightarrow g = \frac{L}{n-1} = \frac{180}{7-1}$$

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

D'après la formule de Blondel, on a :

$$58 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 64 \text{ cm.}$$

$$2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm} \text{ et que } 58 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm.}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{17}{30} = 0,56 \Rightarrow \alpha = \text{arc tg } \alpha = 29,54^\circ.$$

✓ **Epaisseur de la paillasse et de palier :**

Epaisseur de la paillasse :

$$\frac{l}{30} \leq ep \leq \frac{l}{20} ; \text{ on a } l = \frac{180}{\cos \alpha} = 207 \text{ cm.}$$

$$6,9 \leq ep \leq 10,35 \text{ on prend } ep = 12$$

- **Descente de charge :**

- ✓ Volée :

Tableau 4.1 :Descente de charge (volée)

DESIGNATION	EP (M)	DENSITE KN/m ³	POIDS KN/m ²
Revêtement en carrelage horizontal	0,02	20,00	0,40
Mortier de ciment horizontal	0,02	20,00	0,40
Lit de sable fin	0,02	18,00	0,36
Revêtement en carrelage vertical ep x 20 x h/g	0,02	20,00	0,23
Poids propre de la paillasse $ep \times 25 / \cos \alpha$	0,12	25,00	3,44
Poids propre des marches $\frac{h}{2} \times 22$	/	22,00	1,87
Garde- corps	/	/	0,10
Enduit en ciment $ep / \cos \alpha$	0,02	10,00	0,36

-charge permanente : $G=7,16 \text{ KN/m}^2$.

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

$q_{\text{vol}} = (1,35G_1 + 1,5Q_1) \cdot 1 \text{ m} = 13,42 \text{ KN/ml}$.

$q_{\text{ser vol}} = (G+Q) \cdot 1 \text{ m} = 9,66 \text{ KN/ml}$.

- ✓ Palier :

Tableau 4.2 :Descente de charge (palier)

DESIGNATION	EP (M)	DENSITE (KN/M ³)	POIDS KN/M ²
Poids propre du palier $ep \times 25$	0,15	25,00	3,75
Revêtement en carrelage	0,02	20,00	0,40
Mortier de pose	0,02	0,20	0,40
Lit de sable fin	0,02	18,00	0,36

enduit de ciment	0,02	10,00	0,36
------------------	------	-------	------

- charge permanente : $G=5,27 \text{ KN/m}^2$.

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

$$q_{\text{upal}} = (1,35 G_2 + 1,5 Q_2) \cdot 1\text{m} = 10,86 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{\text{serpal}} = (G+Q) \cdot 1\text{m} = 7,77 \text{ KN/ml.}$$

• Détermination des sollicitations :

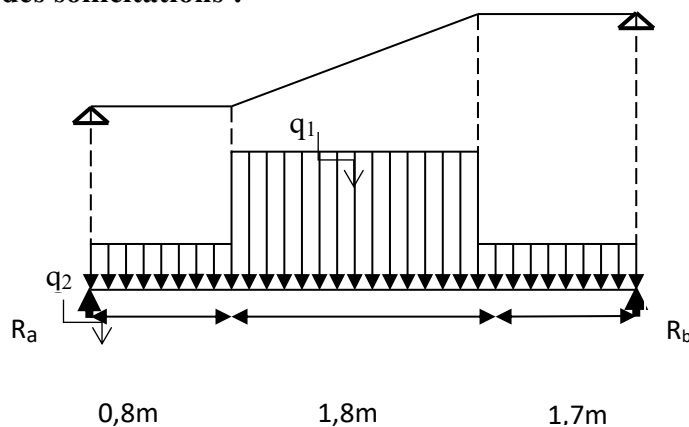


Figure 4.6 :Schéma statique de l'escalier

❖ E.L.UR :

Réactions des appuis :

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (q_2 \times 0,8) + (q_1 \times 1,8) + (q_2 \times 1,7)$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 51,306 \text{ KN}$$

$$\sum M /_B = 0 \Rightarrow R_A = \left[\frac{(1,7)^2}{2} q_2 + 1,8 \left(\frac{(1,8)}{2} + 1,7 \right) q_1 + 0,8 \left(\frac{(0,8)}{2} + 1,8 + 1,7 \right) q_2 \right] / 4,3$$

$$\Rightarrow R_A = 26,14 \text{ KN}$$

$$\sum M /_A = 0 \Rightarrow R_B = \left[\frac{(0,8)^2}{2} q_2 + 1,8 \left(\frac{(1,8)}{2} + 1,7 \right) q_1 + 0,8 \left(\frac{(0,8)}{2} + 1,8 + 1,7 \right) q_2 \right] / 4,3$$

$$\Rightarrow R_B = 23,29 \text{ KN}$$

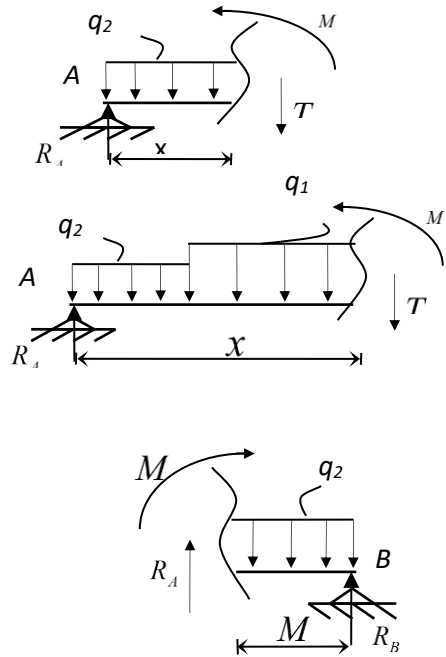
Effort tranchant et moment fléchissant :

- $0 \leq x \leq 0,8$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - q_2 x \\ M(x) = R_A x - q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

- $0,8 \leq x \leq 1,8$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - 0,8q_2 - q_1(x - 0,8) \\ M(x) = R_A x - 0,8 \left(x - \frac{0,8}{2} \right) q_2 - \frac{(x - 0,8)^2}{2} q_1 \end{cases}$$



- $0 \leq x \leq 1,7$

$$\begin{cases} T(x) = -R_B + q_2 x \\ M(x) = R_B x - q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

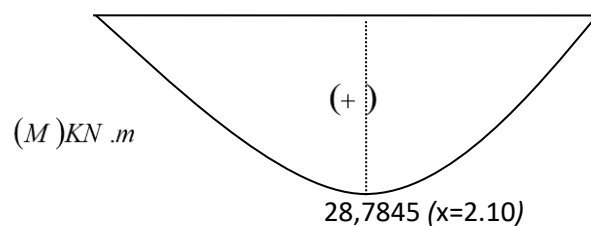
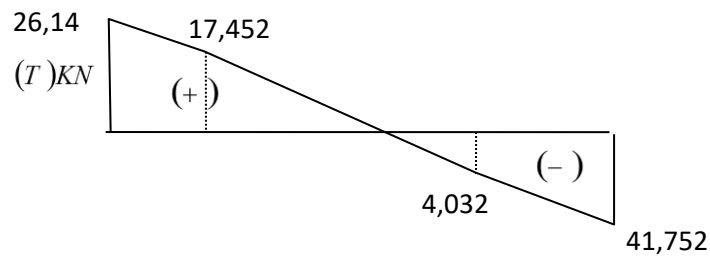
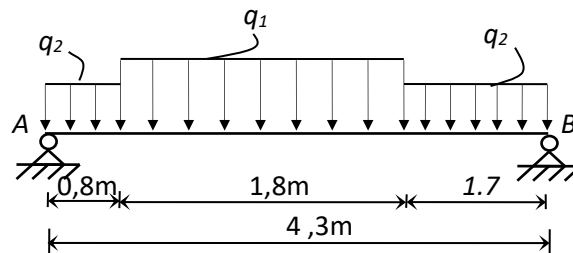


Fig 4 .7 :Diagramme des sollicitations

Tableau 4.3. Effort tranchant et moment fléchissant(E.L.U)

x (m)	Réaction (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	T_{max} (KN)	M_{max} (KN.m)	Moment sur appuis $M_a=-0.2M_0$	Moment en travée $(M_t=0.6M_0)$
0	26,14	26,14	0	26,14	28,18	-5,636	15,684
0,8	-	17,452	17,44				
1,8	-	4,032	28,18				
1,7	-	5,374	23,90				
4,3	23,29	23,408	-0,25				

Remarque : les appuis doivent équilibrer un moment : $M_a = -0.2M_0$ qui conduit a un moment réduit en travée : $M_t = 0.6M_0$

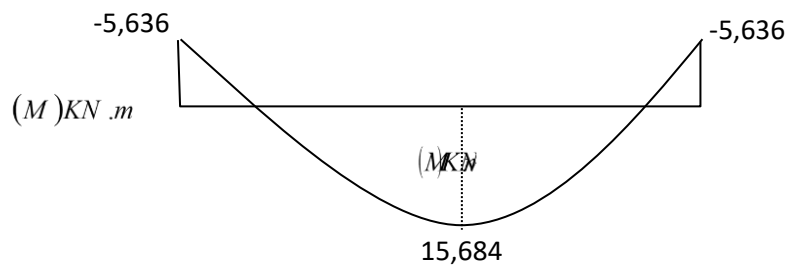


Fig 4.8 : Diagramme des moments retenus

E.L.S

Réactions des appuis :

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (q_2 \times 0,8) + (q_1 \times 1,8) + (q_2 \times 1,7)$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 36,813 \text{KN}$$

$$\sum M /_B = 0 \Rightarrow R_A = \left[\frac{(1,7)^2}{2} q_2 + 1,8 \left(\frac{(1,8)}{2} + 1,7 \right) q_1 + 0,8 \left(\frac{(0,8)}{2} + 1,8 + 1,7 \right) q_2 \right] / 4,3$$

$$\Rightarrow R_A = 18,07 \text{KN}$$

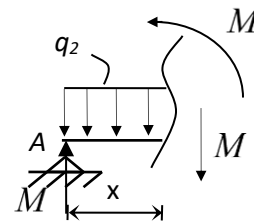
$$\sum M /_A = 0 \Rightarrow R_B = \left[\frac{(0,8)^2}{2} q_2 + 1,8 \left(\frac{(1,8)}{2} + 0,8 \right) q_1 + 1,7 \left(\frac{(1,7)}{2} + 1,8 + 0,8 \right) q_2 \right] / 4,3$$

$$\Rightarrow R_B = 18,05 \text{KN}$$

Effort tranchant et moment fléchissant :

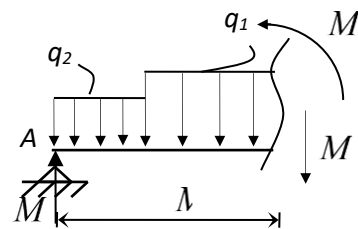
- $0 \leq x \leq 0,8$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - q_2 x \\ M(x) = R_A x - q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$



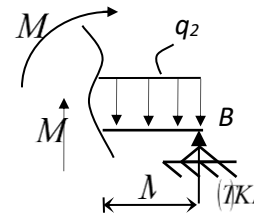
- $0,8 \leq x \leq 1,8$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - 0,8q_2 - q_1(x - 0,8) \\ M(x) = R_A x - 0,8 \left(x - \frac{0,8}{2} \right) q_2 - \frac{(x - 0,8)^2}{2} q_1 \end{cases}$$



$0 \leq x \leq 1,7$

$$\begin{cases} T(x) = -R_B + q_2 x \\ M(x) = R_B x - q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$



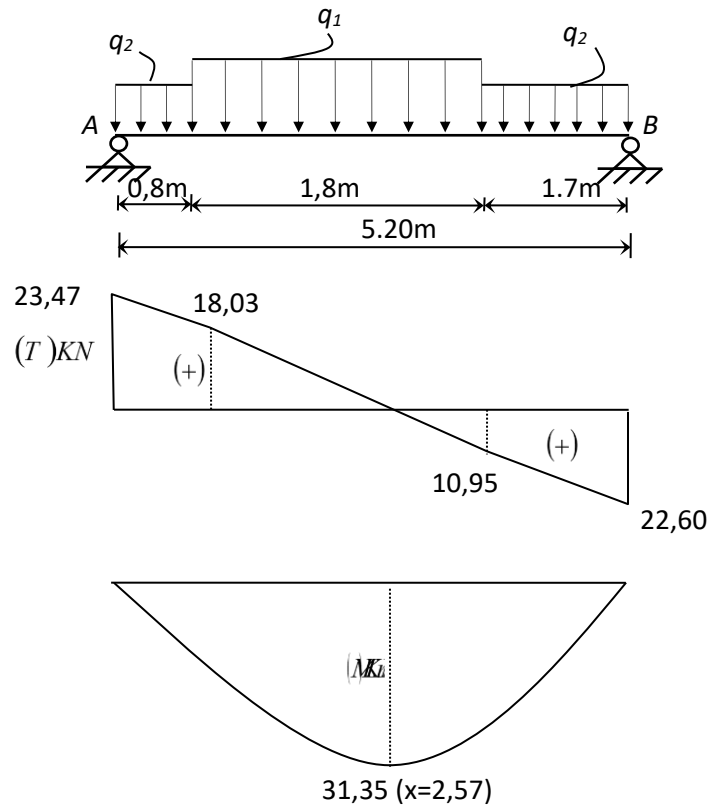


Fig .4.9 : Diagrammes des sollicitations

Tableau .4.4 : Effort tranchant et moment fléchissant(E.L.S)

X (M)	REACTION (KN)	EFFORT TRANCHANT (KN)	MOMENT FLECHISSANT (KN.M)	T_{MAX} (KN)	M_{MAX} (KNM)	MOMENT SUR APPUIS $M_A=-0.2M_0$	MOMENT EN TRAVEE $(M_T=0.6M_0)$
0	18,07	18,07	0	18,07	19,46	-389	11,68
0,8	-	10,34	11,97				
1,8	-	2,19	19				
1,7	-	-4,84	19,46				
4,3	18,05	15,34	5,78				

Remarque : les appuis doivent équilibrer un moment : $M_a = -0.2M_0$ qui conduit a un moment réduit en travée : $M_t = 0.6M_0$

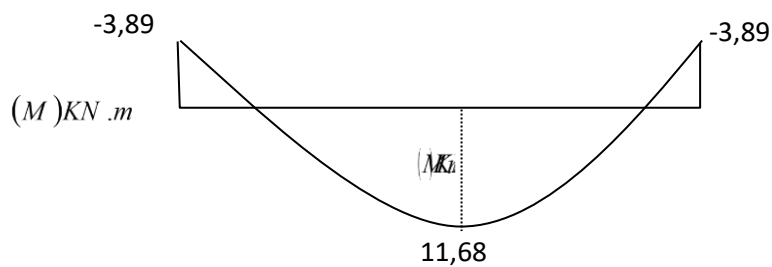


Fig .4.10 : Diagramme des moments retenus

Conclusion :

(E.L.U) :

Mt max= 15,684 KN.m

Ma max= -5,636 KN.m

Tmax = 26,14KN

(E.L.S) :

Mt max =11,68 KN.m

Ma max= -3,89KN.m

Tmax = 18,07 KN.

• calcul de ferrailage :

❖ E.L.UR :

✓ Ferrailage longitudinal du pallaise

✓ En travée: Mt max= 26,17 KN.m

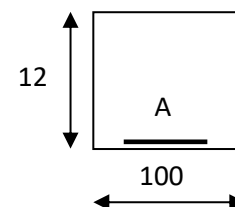
$$\mu = \frac{15,68 \times 10^3}{100 \times (10)^2 \times 14,17} = 0,11 < \mu_{ab} = 0,11 \text{ (acier FeE500)}$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,146$$

$$\beta = 1 - 0,40 \alpha = 0,941$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$



$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{15684}{0,941 \times 10 \times 348} = 4,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,21 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max}(A_{cal} ; A_{\min}) = 4,8 \text{ cm}^2$$

Choix : 6T14 = 9,24 cm²

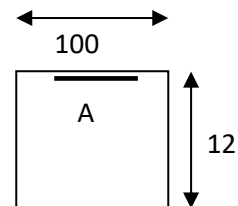
T14 → e = 15cm ≤ min [3h ; 33cm] = min [36 ; 33] cm = 33 cm → condition vérifiée

Armatures de répartition :

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = \frac{9,24}{4} = 2,31 \text{ cm}^2$$

Ar : 5T8 → Ar = 2,51 cm²/ml

T8 → e = 20cm ≤ min [4h ; 45cm] / 2 = min [48 ; 45] cm = 45 cm → condition vérifiée.



✓ **En appui :** Ma max = -8,72 KN.m

$$\mu = \frac{5,636 \times 10^3}{100 \times (12)^2 \times 14,17} = 0,027 < \mu_{ab} = 0.186 \text{ (acier FeE500)}$$

$$\alpha = 0,049 \quad ; \quad \beta = 0,98$$

$$A = 1,65 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,21 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max}(A_{cal} ; A_{\min}) = 1,65 \text{ cm}^2$$

Choix : 5T10 = 3,93 cm² → esp = 20cm.

$$A_r = 0,982 \text{ cm}^2$$

Ar : 5T8 → Ar = 2,51 cm²/ml

5T8 → e = 20cm.

❖ **E.L.S :**

✓ **En travée**

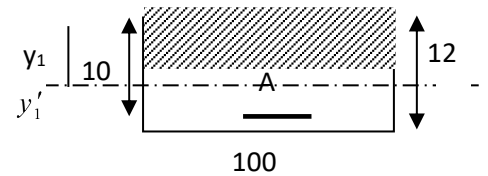
Fissuration peu nuisible ⇒ vérifier les contraintes.

Pas de vérification pour σ_s → Il suffit de vérifier $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

On calcule y

→ Calcul d'une section (b.h)

$$\begin{aligned} \Rightarrow \frac{b \cdot y_1^2}{2} - 15A(d - y_1) &= 0 \\ \Rightarrow 50y_1^2 + 72y_1 - 864 &= 0 \\ \sqrt{\Delta} &= \mathbf{421,88} \\ \Rightarrow y_1 &= 3,21 \text{ cm.} \end{aligned}$$



Moment d'inertie

$$\begin{aligned} I_{y_1 y_1'} &= \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2 \\ I_{y_1 y_1'} &= \frac{100 \cdot 3,21^3}{3} + 15 \cdot 4,8(10 - 3,21)^2 \\ I_{y_1 y_1'} &= 4422,03 \text{ cm}^4. \end{aligned}$$

Calcul de K

$$K = \frac{M_{ser}}{I_{y_1 y_1'}} = \frac{1168}{4422,03} = 0,26$$

Donc : $\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 0,26 \times 3,21 = 0,83 \text{ MPa.}$

On a $\sigma_{bc} = 0,83 < \bar{\sigma}_{bcv} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$ Au convient

❖ En appuis :

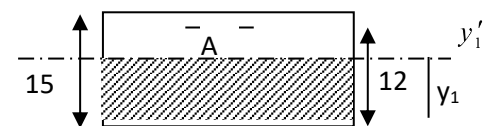
Fissuration peu nuisible ⇒ vérifier les contraintes.

Pas de vérification pour σ_s → Il suffit de vérifier $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

On calcule y

→ Calcul d'une section (b.h)

$$\begin{aligned} \Rightarrow \frac{b \cdot y_1^2}{2} - 15A(d - y_1) &= 0 \\ \Rightarrow 50y_1^2 + 24,75y_1 - 321,75 &= 0 \\ \sqrt{\Delta} &= \mathbf{254,87} \\ \Rightarrow y_1 &= 2,30 \text{ cm.} \end{aligned}$$



Moment d'inertie

$$I_{y_1y_1'} = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I_{y_1y_1'} = \frac{100.2,30^3}{3} + 15.1,65(12 - 2,30)^2$$

$$I_{y_1y_1'} = 3239,19 \text{ cm}^4.$$

Calcul de K

$$K = \frac{M_{ser}}{I_{y_1y_1'}} = \frac{389}{3239,19} = 0,12$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 0,12 \times 23 = 2,76 \text{ MPa}.$$

$$\text{On a } \sigma_{bc} = 2,76 < \bar{\sigma}_{bcv} = 0,6.25 = 15 \text{ MPa} \quad A_u \text{ convient}$$

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S

• **vérifications les efforts tranchants :**

$$T_{\max} = \frac{q_u \cdot \ell}{2} = 26,14 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = 0,20 \text{ MPa}$$

$$\tau_\ell = \min\left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,20 \text{ MPa} \leq \tau_\ell = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Étude de la poutre palière :**

1. Dimensionnement :

Selon le BAEL91, le critère de rigidité est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \quad \text{ou} \quad h_t \geq \frac{L}{12,5} \quad \text{on a } L_{\max}=486\text{cm} \quad \longrightarrow \quad h_t \geq \frac{486}{12,5} \\ \mathbf{0,4h_t \leq b \leq 0,8h_t} \\ \text{On prend :} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} h_t=40\text{cm} \\ b=30\text{cm} \end{array} \right.$$

2. Vérification des conditions RPA (version 2024) :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 25 \text{ cm} \\ h_t \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \end{array} \right. \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} 30 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{30}{20} = 1.33 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

3. Charge supportée par la poutre :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poids propre de la poutre palier :} \quad 0,3 \times 0,40 \times 25 = 3 \text{ KN/m} \\ \text{Réaction du palier sur la poutre :} \quad R_{BU} = 18,52 \text{ KN/m.} \\ \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad R_{BS} = 13,06 \text{ KN/m.} \\ \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad Q = 2,5 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

On a: $q_u = 1,35 \times (1,5 + 5,27) + 1,5 \times 2,5 + 18,52 = 33,44 \text{ KN/m}$

$q_{ser} = 1,5 + 2,5 + 22,6 = 18,56 \text{ KN/m}$

4. Calcul des sollicitations

❖ **E.L.U**

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = 98,72 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$M_t = 0,6 \cdot M_0 = 59,23 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$M_a = 0,2 \cdot M_0 = 19,74 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$T_x = q_l / 2 = (98,72 \times 4,86) / 2 = 81,25 \text{ KN}$

❖ **E.L.S**

$$M_0 = \frac{q_{us} \cdot l^2}{8} = 54,79 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$M_t = 0,6 \cdot M_0 = 32,87 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$M_a = 0,2 \cdot M_0 = 10,95 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$T_x = q_{us} l / 2 = (26,6 \times 2,77) / 2 = 45,1 \text{ KN}$

5. Calcul du ferrailage :

❖ **E.L.U :**

✓ **En travée**

$$\mu = \frac{98,72 \times 10^3}{20 \times (28)^2 \times 14,17} = 0,444 < \mu_{ab} = 0.186 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,831$$

$$\beta = 1 - 0,40 \alpha = 0,667$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{9872}{0,667 \times 28 \times 348} = 1,51 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,676 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max}(A_{cal} ; A_{\min}) = 1,51 \text{ cm}^2$$

Choix : 5T10 \longrightarrow A=3,93cm²

✓ **En appui :**

$$\mu = \frac{19,74 \times 10^3}{20 \times (28)^2 \times 14,17} = 0,088 < \mu_{ab} = 0.186 \text{ (acier FeE400)}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,115$$

$$\beta = 1 - 0,40 \alpha = 0,954$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{19740}{0,954 \times 13 \times 348} = 2,12 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,68 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max}(A_{cal} ; A_{\min}) = 2,12 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T10 \longrightarrow A=2,36cm²

❖ **E.L.S :**

✓ **En travée**

Fissuration peu nuisible \Rightarrow vérifier les contraintes.

Pas de vérification pour $\sigma_s \rightarrow$ Il suffit de vérifier $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

On calcule y

\rightarrow Calcul d'une section (b.h)

$$\begin{aligned} \Rightarrow \frac{b \cdot y_1^2}{2} - 15A(d - y_1) &= 0 \\ \Rightarrow 10y_1^2 + 22,65y_1 - 634,2 &= 0 \\ \sqrt{\Delta} &= \mathbf{160,87} \\ \Rightarrow y_1 &= 1,38\text{cm}. \end{aligned}$$

Moment d'inertie

$$\begin{aligned} I_{y_1y_1'} &= \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2 \\ I_{y_1y_1'} &= \frac{20 \cdot 1,38^3}{3} + 15 \cdot 1,51(28 - 1,38)^2 \\ I_{y_1y_1'} &= 16067,86\text{cm}^4. \end{aligned}$$

Calcul de K

$$K = \frac{M_{ser}}{I_{y_1y_1'}} = \frac{5479}{16067,86} = 0,34$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 0,34 \times 13,8 = 4,692\text{MPa}.$$

On a $\sigma_{bc} = 4,692 < \bar{\sigma}_{bcv} = 0,6 \cdot 25 = 15\text{MPa}$ Au convient.

✓ **En appuis :**

Fissuration peu nuisible \Rightarrow vérifier les contraintes.

Pas de vérification pour $\sigma_s \rightarrow$ Il suffit de vérifier $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

On calcule y

\rightarrow Calcul d'une section (b.h)

$$\Rightarrow \frac{b \cdot y_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$$

$$\Rightarrow 10y_1^2 + 33,15y_1 - 890,4 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 191,61$$

$$\Rightarrow y_1 = 1,58 \text{ cm.}$$

Moment d'inertie

$$I_{y_1 y_1'} = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I_{y_1 y_1'} = \frac{20 \cdot 1,58^3}{3} + 15 \cdot 2,12(28 - 1,58)^2$$

$$I_{y_1 y_1'} = 2222321 \text{ cm}^4.$$

Calcul de K

$$K = \frac{M_{ser}}{I_{y_1 y_1'}} = \frac{5479}{2222321} = 0,25$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 0,25 \times 21,2 = 5,3 \text{ MPa.}$$

On a $\sigma_{bc} = 5,3 < \bar{\sigma}_{bcv} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$ A_u convient.

6. Vérification l'effort tranchant:

$$T_{\max} = \frac{q_u \cdot l}{2} = 81,18 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = 1,45 \text{ MPa}$$

$$\tau_\ell = \min \left(\frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa.}$$

$\tau_u = 1,45 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

Armatures transversales :

$$\varphi = \min \begin{cases} h/35 = 8,57 \text{ mm} \\ b/10 = 20 \text{ mm} \\ \varphi_\ell = 10 \text{ mm} \end{cases} \quad \text{Soit } \phi = 8 \text{ mm}$$

Choix : $A_t = 2T8 \rightarrow 1,01 \text{ cm}^2$

Calcul de l'espacement :

$$s_t \leq \min \begin{cases} \min (0,9 d , 40 \text{ cm}) = 25,2 \text{ cm} \\ \frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot 0,4} = 50,5 \text{ cm} . \end{cases} \quad \text{Soit : } s_t = 10 \text{ cm}$$

— Poutre Palière (30x40) —

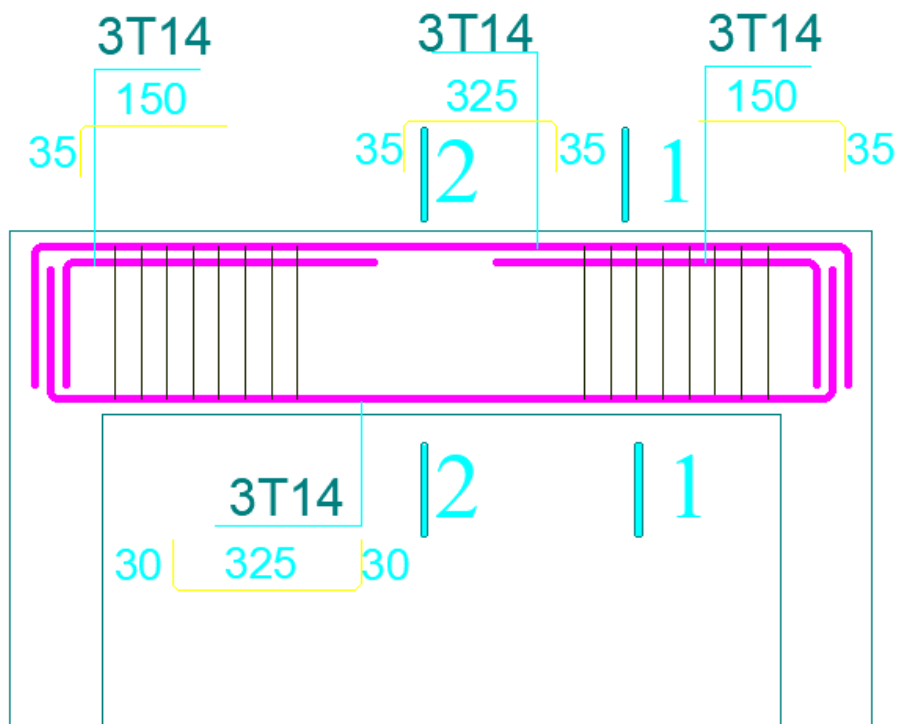


Figure .4.11: Coupe de poutre palière

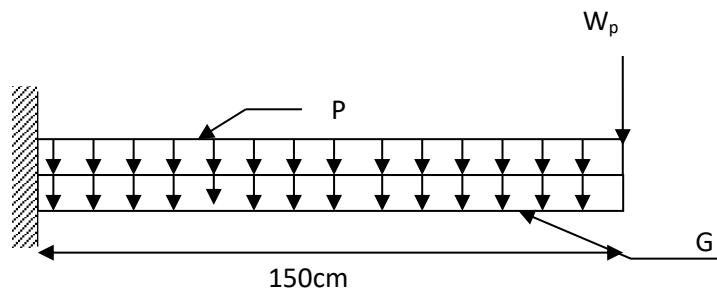
3. Etude du balcon :

On a deux types de balcon considéré comme console encastrée, constitués d'une dalle pleine, d'épaisseur $e=15$ cm et sollicités par les efforts G, P et le poids W_p suivants :

G : charge permanente du balcon

P : surcharge d'exploitation du balcon.

W_p : charge concentrée du mur = charge permanente.



• **Descente des charges du balcon :**

Poids de la dalle pleine (15cm)	—————>	3,75 KN/m ²
Dalle de sol (2cm)	—————>	0,20KN/m ²
Mortier de pose (2 cm)	—————>	0,40KN/m ²
chape en mortier de ciment (2cm)	—————>	0,40 KN/m ²
Enduit en ciment (2cm)	—————>	0,36KN/m ²

Charge permanente $G_b = 5,11$ KN/m²

Charge d'exploitation $Q_b = 3,5$ KN/m²

w_p : (Poids propre du mur)

ρ : poids volumique $\rho = 0,9$ KN/m³

$$W_p = (0,9 \times 0,10 + 0,03 \times 0,18) \times 2,91 \times 1 = 0,278 \text{ KN/ml}$$

• Sollicitations :

❖ E.L.U.R :

$$q_u = [1,35G + 1,5P] = 1,35 \times 5,11 + 1,5 \times 3,5 = 12,15 \text{ KN/ml}$$

$$W_{pu} = 1,35 \cdot 0,278 = 0,375 \text{ KN/ml}$$

❖ E.L.S:

$$q_{ser} = 1 \cdot [G + P] = 5,11 + 3,5 = 8,61 \text{ KN/ml}$$

$$W_{pser} = 0,278 \text{ KN/ml}$$

• Ferrailage :

On calcule le balcon en flexion simple comme une section rectangulaire (100x12) cm²

✓ E.L.U.R :

$$M_{u \max} = -q_u \cdot \frac{l^2}{2} - W_u \cdot l = -12,15 \cdot \frac{(1,50)^2}{2} - 0,375 \cdot 1,50 = -14,23 \text{ KN.m}$$

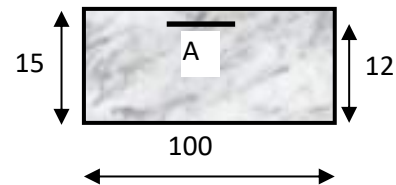
$$\mu = \frac{M_{u \max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{14,23 \cdot 10^3}{100 \cdot 13^2 \cdot 14,17} = 0,059 < \mu_{AB} = 0,186$$

$$\Rightarrow \text{pivot } A \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{500}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - \mu_2}) = 0,076$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,97$$

$$A_u = \frac{14,23 \cdot 10^3}{0,97 \cdot 12 \cdot 348} = 3,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$



Condition de fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 d \cdot b \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 12 \cdot 100 \cdot \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_u = \text{Max}(A_{\text{cal}}, A_{\min}) = 3,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Choix} = 5T10 \longrightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

✓ E. L. S : On a une fissuration peu nuisible

on vérifier : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

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

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

➤ Calcul de Y :

$$\frac{by^2}{2} - 15A(d - y) = 0$$

$$\frac{100y^2}{2} - 15A(12 - y) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 358,78$$

$$y = 3,32 \text{cm}$$

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

$$I = 5773,74 \text{cm}^4$$

Calcul K :

$$M_{ser \max} = -q_{ser} \cdot \frac{l^2}{2} - W_{ser} \cdot l = -8,61 \cdot \frac{(1,50)^2}{2} - 0,278 \cdot 1,50 = -10,10 \text{KN.m}$$

$$M_{ser} = -10,10 \text{KN.m}$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = 0,175 \text{N/mm}^3$$

Calcul σ_b :

$$\sigma_b = k \times y = 0,175 \times 33,2 = 5,81 \text{Mpa}$$

$$\sigma_b = 5,81 \text{Mpa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{Mpa} \quad \text{Condition vérifié}$$

- Armatures finales :

$$A = \max(A_u; A_{\min}) = 3,24 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : $A_{app} = 5T10/ml = 3,93 cm^2/ml$

• Armature de répartition :

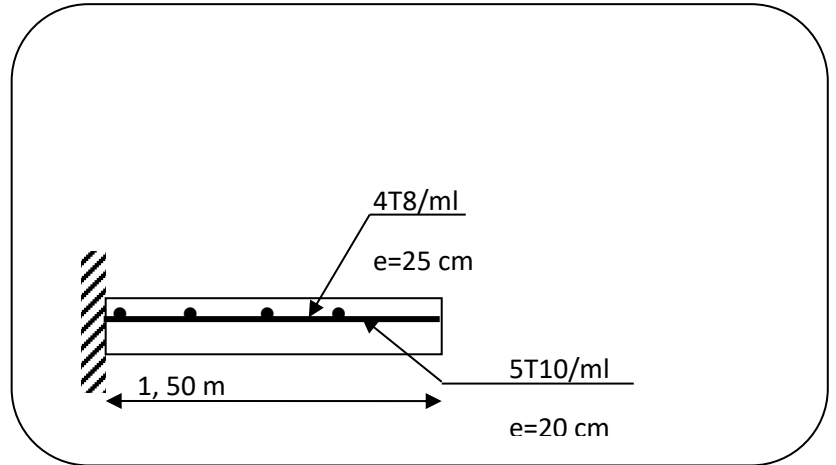
$$A_r \geq \frac{A}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 cm^2/ml.$$

Le choix :

$$A_r = 4T8/ml = 2,01 cm^2/ml \text{ avec}$$

$$St = 25 cm$$

- Schéma de ferrailages :



Fig_.4.12 :Schéma de ferrailages du balcon.

• Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{u \max} = q_u l + W_{pu} = 12,15 \cdot 1,50 + 0,375 = 18,6 KN$$

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{d \cdot b} = \frac{18600}{130 \cdot 1000} = 0,14 MPa$$

$$\tau_{u \text{ limit}} = 0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 MPa$$

$$\tau_{u \text{ limit}} = 1,17 MPa > \tau_u = 0,14 MPa$$

- Pas de reprise de bétonnage ;
 - Les dispositions constructives sont supposées respectées.
- ⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

• Vérification de la flèche :

On a deux type de flèche : charge concentrée et charge répartie.

$$f = f_1 + f_2 = \frac{q.l^2}{8.E.I} + \frac{q.l^3}{3E.I}$$

$$I = \frac{b.h^3}{12} + 15.A \left(d - \frac{h}{2} \right)^2 = \frac{100.(15)^3}{12} + 15.(3,93)(13 - 7,5)^2 = 29908,24 \text{ cm}^4$$

$$f_1 = 0,000031 \text{ mm}$$

$$f_2 = 0,0000028 \text{ mm}$$

$$\text{Si } l \leq 2m \Rightarrow f_{adm} = \frac{150}{200} = 0.75 \text{ cm} = 7,5 \text{ mm} > f_1 + f_2 = 0,0000056 \text{ mm} \dots\dots\dots CV$$

CHAPITRE 5

Etude sismique

1. Introduction :

Les tremblements de terre, par leur nature destructrice, sont probablement les catastrophes naturelles qui ont le plus d'impact sur les régions urbaines.

Devant ce danger imprévisible, il est crucial d'établir des infrastructures capables de supporter de tels événements pour garantir au minimum une protection acceptable des vies humaines, ce qui donne lieu à la construction parasismique. Elle repose généralement sur une analyse dynamique des constructions agitées.

Ce chapitre se consacrera au calcul de ces efforts. D'après le « R.P.A.2024 », le calcul des forces sismiques peut être effectué selon de trois approches :

- ✓ La méthode statique linéaire équivalente
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale
- ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

2. Paramètres de l'analyse sismique :

- Classification de la zone sismique :

Le territoire national est divisé en sept (07) zones de sismicité croissante :

Sismicité	Zone
Très faible	0
Faible	I
Faible à moyenne	II
Moyenne	III
Moyenne à élevée	IV
Elevée	V & VI

Tableau.5.1 :Classification des zones sismiques

Pour la wilaya de Relizane :

Code	WILAYAS OU COMMUNES	ZONE SIS-MIQUE
48	RELIZANE	
	Groupe de communes A Toutes les communes autres que celles figurant aux groupes de communes B et C	VI
	Groupe de communes B Ouled Yaich, Zemmora, Sidi M'Hamed Benaouda, Dar Ben Abdellah, Souk El Had, Ammi Moussa	V
	Groupe de communes C Aïn Tarek, El Hassi, Had Echkalla, Mendes, Oued Essalem, Ramka, Sidi Lazreg	IV

Tableau .5.2 :Liste des séismes notables

Dans notre cas le site peut être classé dans la zone : VI

- Classification du site :

Selon le rapport de sol le site est classé dans la catégorie S2.

- Action sismique:

Les valeurs des coefficients d'accélération de zone (au rocher) sont données dans le tableau suivant :

Zone de sismicité	Niveau de sismicité	A
0	Très faible	-
I	Faible	0.07
II	Faible à moyenne	0.10
III	Moyenne	0.15
IV	Moyenne à élevée	0.20
V	Elevée	0.25
VI	Elevée	0.30

Tableau.5.3 :Définition des zones de sismicité et coefficient d'accélération de zone au rocher pour Tr=475ans

Dans notre cas, $A = 0.30$

- Spectre de réponse élastique horizontal :

Le spectre de réponse élastique horizontal est donné par :

$$\frac{S_{ae}(T)}{g} = \begin{cases} A.I.S.(1 + \frac{T}{T_1} \cdot (2.5\eta - 1)) & \text{si } 0 \leq T < T_1 \\ A.I.S.(2.5\eta) & \text{si } T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S.(2.5\eta) \cdot (\frac{T_2}{T}) & \text{si } T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S.(2.5\eta) \cdot (\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2}) & \text{si } T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

Deux types de forme de spectre sont utilisés : le type 1 et le type 2

Le spectre ,selon la zone sismique ,est de:

- Type1:appliquéauxzonessismiquesIV,VetVI
- Type2:appliquéauxzonessismiquesI,IIetIII.

Dans notre cas on utilise le type 1

Les paramètres dérivant le spectre de réponse élastique sont donnés dans les tableaux suivant :

Spectre Type 1 (Zones IV, V et VI)	S	T_1 (s)	T_2 (s)	T_3 (s)
site S_1	1.00	0.10	0.40	2.0
site S_2	1.20	0.10	0.50	2.0
site S_3	1.30	0.15	0.60	2.0
site S_4	1.35	0.15	0.70	2.0

Tableau.5.4 :Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de type1(Zones IV, V et VI)

Spectre Type 2 (Zones I, II et III)	S	T_1 (s)	T_2 (s)	T_3 (s)
site S_1	1.00	0.05	0.25	1.20
site S_2	1.30	0.05	0.30	1.20
site S_3	1.55	0.10	0.40	1.20
site S_4	1.80	0.10	0.50	1.20

Tableau.5.5 :Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de type2(Zones I,II et III)

Dans notre cas :

S	T1(s)	T2(s)	T3(s)
1.20	0.1	0.5	2.0

Les valeurs du facteur d'amortissement sont données dans le tableau suivant :

Remplissage	Ossatures (*)		Voiles (**)
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	10

(*): Sans présence de voiles ou de noyaux en béton armé
(**): Valeurs valables même si les voiles sont associés à des portiques

Tableau.5.6 : Valeurs de $\zeta(\%)$

Dans notre cas : $\zeta = 7\%$

- Spectre de calcul élastique vertical :

Le spectre de réponse élastique horizontal est donné par :

$$\frac{S_{ve}}{g}(T) = \begin{cases} A_v \cdot I \cdot [1 + \frac{T}{T_1} \cdot (2.5\eta - 1)] & \text{si } 0 \leq T < T_1 \\ A_v \cdot I \cdot [2.5\eta] & \text{si } T_1 \leq T < T_2 \\ A_v \cdot I \cdot [2.5\eta] \cdot [(\frac{T_2}{T})^\alpha] & \text{si } T_2 \leq T < T_3 \\ A_v \cdot I \cdot [2.5\eta] \cdot [(\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2})^\alpha] & \text{si } T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

Les paramètres dérivant le spectre de réponse élastique sont donnés dans les tableaux suivant :

Spectre Type I Zones sismiques IV, V et VI	$\frac{A_v}{A}$	T_1 (s)	T_2 (s)	T_3 (s)	α
Site S_1	0.90	0.05	0.20	1.0	0.6
Site S_2	0.90	0.05	0.30	1.0	0.6
Site S_3	0.90	0.05	0.40	1.0	0.6
Site S_4	0.90	0.05	0.50	1.0	0.6

Tableau.5.7 : Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique vertical de type I

Spectre Type 2 Zones sismiques I, II et III	$\frac{A_v}{A}$	T_1 (s)	T_2 (s)	T_3 (s)	α
Site S_1	0.55	0.05	0.15	1.0	0.8
Site S_2	0.55	0.05	0.20	1.0	0.8
Site S_3	0.55	0.05	0.25	1.0	0.8
Site S_4	0.55	0.05	0.30	1.0	0.8

Tableau.5.8 : Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique vertical de type2

Remarque : Dans notre cas, la composante verticale du séisme n'est pas prise en considération.

- Spectre de calcul :

Horizontal

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S. \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2.5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{si } 0 \leq T < T_1 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] & \text{si } T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] & \text{si } T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right] & \text{si } T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

$$\frac{S_{vd}}{g}(T) = \begin{cases} A_v.I. \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(\frac{2.5}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{si } 0 \leq T < T_1 \\ A_v.I. \left[\frac{2.5}{R} \right] & \text{si } T_1 \leq T < T_2 \\ A_v.I. \left[\frac{2.5}{R} \right] \cdot \left[\left(\frac{T_2}{T} \right)^\alpha \right] & \text{si } T_2 \leq T < T_3 \\ A_v.I. \left[\frac{2.5}{R} \right] \cdot \left[\left(\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right)^\alpha \right] & \text{si } T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

Vertical :

- Classification des bâtiments selon leur importance :

Notre bâtiment est classé dans le groupe 2 (bâtiments d'importance moyenne)

Les valeurs du coefficient d'importance sont données dans le tableau suivant :

Coefficient d'importance, I	Groupe d'importance			
	1A	1B	2	3
I	1.40	1.20	1	0.80

Tableau.5.9 : Valeurs des coefficients d'importance

Dans notre cas : $I = 1$

- Classification du système de contreventement :

Le tableau suivant donne les différents types des systèmes de contreventement pour les structures en béton armé.

Cat	Description du système de contreventement	Valeur de R
A) Structures en béton armé		
1	Système à ossature	5.5 ^(a)
2	Système à contreventement mixte, équivalent à une ossature	5.5 ^(a)
3	Système à ossature ou mixte équivalent à ossature avec remplissage en maçonnerie rigide	3.5 ^(a)
4	Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles	4.5 ^(b)
5	Système de contreventement constitué par des voiles	4.5 ^(b)
6	Système à ossature à noyau ou à effet noyau	3 ^(b)
7	Système fonctionnant en console verticale à masses réparties prédominantes	3 ^(b)
8	Système en pendule inversé	2 ^(c)
9	Système de voiles de grandes dimensions en béton peu armé	1.5 ^(c)

Tableau.5.10 : Valeurs du coefficient de comportement, R

Dans notre cas, le système adopté est un système à contreventement mixte équivalent à des voiles.

- Classification des bâtiments selon leur configuration :

a. Régularité en plan :

Notre bâtiment est classé régulier en plan.

b. Régularité en élévation :

Notre bâtiment est classé régulier en élévation.

Calcul du facteur de qualité :

$$Q_F = 1 + \sum_{q=1}^{q=i} P_q$$

Dans notre cas on va utiliser la pondération de catégorie b.

• **Pondérations de la catégorie (b) :**

1. Régularité en plan

La structure est classée régulière en plan selon les critères .

2. Régularité en élévation

La structure est classée régulière en élévation selon les critères .

3. Redondance en plan

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins deux (02) files de voiles dans la direction des forces latérales. Cette condition concerne uniquement les deux systèmes de contreventements,

Catégorie	Critère, q	P_q	
		Observé	N/observé
(a)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Conditions minimales sur le nombre étage	0	0.20
	4. Conditions minimales sur les travées	0	0.10
(b)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Redondance en plan	0	0.05

Tableau.5.11 : Valeurs des Pondérations P_q

Dans notre cas :

1. Régularité en plan : non observé $q = 0.05$
2. Régularité en élévation : observé $q = 0$
3. Redondance en plan : non observé $q = 0.05$
4. Conditions minimales sur les travées
Donc $Q_f = 1 + 0.10 = 1.10$

Donc le coefficient de comportement réel est : $4.5/1.10 = 4.1$

3. Calcul de la force sismique totale par la méthode statique équivalente :

Selon (RPA 2024), le calcul de la force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être réalisé successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales en utilisant la formule suivante :

$$V = \lambda \frac{S_{ad}}{g} (T_0) \cdot W$$

Avec :

$\frac{S_{ad}}{g} (T_0)$: Ordonnée du spectre de calcul pour la période T_0

T_0 : Période fondamentale de vibration du bâtiment

λ : Coefficient de correction

W : Poids sismique total du bâtiment.

La force sismique total sera distribuée horizontalement et verticalement sur les différents éléments de la structure.

Estimation de la période fondamentale de la structure :

Selon le RPA 2024, la période fondamentale peut être évaluée par la formule suivante :

$$T_{empirique} = C_T \cdot (h_N)^{3/4}$$

avec:

- $T_{empirique}$ [unité en s]: période fondamentale
- h_N [unité en m]: Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par Tableau.(5.M).

Cas	Système de contreventement	C_T
1	Ossatures spatiales en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Portiques spatiaux en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Ossature en portiques en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0.050
4	Autres types de structures	0.050

Tableau.5.12 : Valeurs du coefficient C_T

Dans notre cas, $h_N = 24.48\text{m}$ et $C_T = 0.05$

$$T_{\text{empirique}} = 1.16 \text{ sec}$$

La période analytique à partir de la modélisation sur ETABS :

$$T_x \text{ dynamique} = 0.8849 \text{ sec} \quad T_y \text{ dynamique} = 0.7619$$

Les valeurs de T_0 à utiliser dans le calcul de l'effort tranchant à la base sont données dans le tableau suivant :

Cas	Période à utiliser
$T_{\text{calcul}} < 1.3T_{\text{empirique}}$	$T_0 = T_{\text{calcul}}$
$T_{\text{calcul}} \geq 1.3T_{\text{empirique}}$	$T_0 = 1.3T_{\text{empirique}}$

Tableau.5.13 : Valeur de la période (T_0) pour le calcul de l'effort tranchant à la base V

$$T_0 \text{ (sens x)} = 0.8849 \text{ sec}$$

$$T_0 \text{ (sens y)} = 0.7619 \text{ sec}$$

On aura :

$$\frac{S_{ad}}{g}(T_0) = 0.0994 \text{ (sens x)}$$

$$\frac{S_{ad}}{g}(T_0) = 0.1148 \text{ (sens y)}$$

$$\lambda = 1$$

Calcul du poids de la structure :

W : Poids sismique total du bâtiment. Il est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau « i »:

$$W = \sum_{i=1}^n W_i, \text{ n étant le nombre de niveaux}$$

où:

$$W_i = W_{Gi} + \psi \cdot W_{Qi}, \text{ pour tout niveau i de la structure}$$

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure
- W_{Qi} : Charges d'exploitation

- ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation
on choisit : $\psi = 0.3$

Le poids de la structure a été obtenu directement à partir de ETABS :

$$W = 63424 \text{ kN}$$

Calcul de l'effort tranchant à la base par la méthode statique équivalente :

$$V_x = 1 * 0.0994 * 63424 = 6304.34 \text{ kN}$$

$$V_y = 1 * 0.1148 * 63424 = 7281.07 \text{ kN}$$

V.4. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base :

L'effort tranchant à la base obtenu par combinaison des valeurs modales (par analyse modale spectrale) est obtenue à partir de ETABS. Les valeurs pour les deux sens sont comme suit :

$$V_{\text{dynamique}} (\text{sens X}) = 5045.90 \text{ kN}$$

$$V_{\text{dynamique}} (\text{sens Y}) = 5827.98 \text{ kN}$$

Selon le RPA, ces valeurs ne doivent pas être inférieure à 80% de la résultante des forces obtenue par la méthode statique équivalent.

$$V_{\text{dynamique}} (\text{sens X}) / V_{\text{statique}} (\text{sens X}) = 0.80 \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$V_{\text{dynamique}} (\text{sens Y}) / V_{\text{statique}} (\text{sens Y}) = 0.80 \dots \text{Condition vérifiée}$$

CHAPITRE 6

Etude des portiques

1. les poteaux :

Les sollicitations sont calculées à l'aide de logiciel ETABS sous les combinaisons d'action suivantes:

On prend le cas le plus défavorable ($1,35G+1,5Q$) pour la situation durable et ($G+Q\pm E$) et ($0,8G\pm E$) pour la situation accidentelle. **[RPA 2024]**

❖ Le ferrailage:

Le ferrailage des poteaux sera déterminé en respectant les différentes règles imposées par le RPA2024 et le BAEL91.

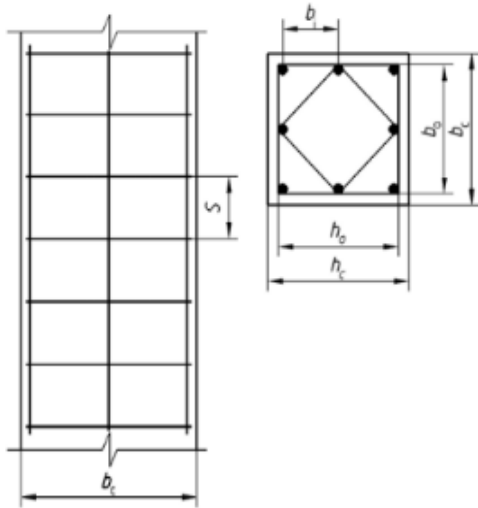
➤ Les armatures longitudinales:

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

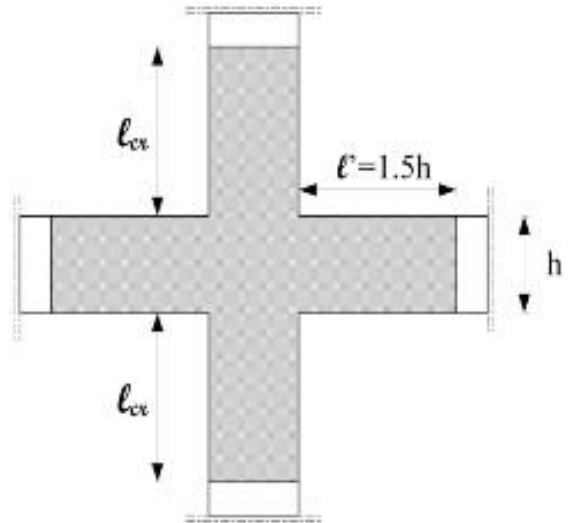
Conditions de RPA2024:

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- Leur pourcentage minimal sera de :
 - 0.8% en zones I et II
 - 0.9% en zone III
 - 1.0% en zones IV, V et VI
- Leur pourcentage maximal sera de:
 - 4% en zone courante
 - 8% en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum est de : 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de:
 - 50ϕ en zones I, II et III
 - 60ϕ en zones IV, V et VI
- La distance entre les barres verticales, dans une face du poteau, ne doit pas dépasser :
 - 20cm en zones I, II et III
 - 15cm en zones IV, V et V



(a) Détails d'armatures longitudinales



(b) Détails de zone nodale

Fig.6.1 : d'armatures longitudinales

➤ Les armatures transversales:

☑ Conditions de RPA2024:

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la forme :

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

Avec:

- A_t : section droite ou équivalente des brins de l'armature transversale
- V_u : effort tranchant de calcul
- h_1 : hauteur totale de la section brute dans la direction considérée
- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale
- ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture, par effort tranchant; il est pris égal à 2.50, si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5, et égal à 3.75, dans le cas contraire.
- t : espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée par Eqn . Par ailleurs, la valeur maximale de cet espacement est fixée comme suit:

- **Espacement entre les armatures transversales:**

- **Zone nodale:**

$$t \leq \min (b_0/3, 10\text{cm} ; 60\varnothing_L) \quad (\text{zone VI})$$

avec:

- b_0 : dimension minimale du noyau béton (à l'intérieur des armatures de confinement)
- \varnothing_L : diamètre minimal des barres longitudinales

- **Zone courante:**

$$t' \leq \text{Min} (b_1/2 ; h_1/2 ; 10\varnothing_L) \text{ (zone VI)}$$

où: \varnothing_L est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- **La quantité d'armatures transversales minimale** ($\frac{A_t}{t.b_1}$) en % est donnée comme suit:

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.3\% \text{ si } : \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \text{ si } : \lambda_g \leq 3 \\ \text{interpoler entre les 2 valeurs limites précédentes si } : 3 < \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

où : λ_g est l'élançement géométrique du poteau:

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

Avec:

- ✓ **a** et **b** : dimensions de la section droite du poteau, dans la direction de déformation considérée.
- ✓ **lf** : longueur de flambement du poteau.

- ☑ **Conditions de BAEL91: [B.A.E.L.91/A.8.1.3]**

- ✓ Le diamètre des armatures transversales doit être:

$$\varphi_t \leq \frac{1}{3} \varphi_{L_{\max}}$$

- ✓ L'espacement des armatures transversales a pour valeur:

$$\delta_t = \min(15\varphi_{L_{\min}}; 40\text{cm}; b + 10\text{cm})$$

Avec:

- ✓ **b**: La plus petite dimension de la section transversale du poteau
- ✓ $\varphi_{L_{\min}}$: Plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaire à la résistance.

Dans la zone de recouvrement des armatures longitudinales, il faut prévoir trois cours des armatures transversales

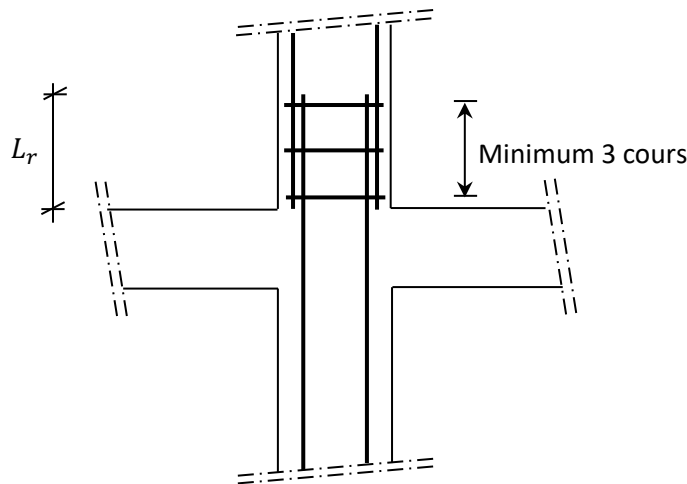


Fig.6.3 : Les armatures transversales dans la zone de recouvrement

- Sollicitations de calcul:

Tableau.6.1 : Tableau récapitulatif des sollicitations (45x45):

Section (cm ²)	Les combinaisons	Les sollicitations	Les valeurs des sollicitations	Effort tranchant(KN)
45x45	ELU	N _{max} (KN)	1637,11	V=22,41
		M _{corr} (KN.m)	3,31	
		N _{min} (KN)	232,41	
		M _{corr} (KN.m)	18,45	
		M _{max} (KN.m)	40,22	
		N _{corr} (KN)	1182,9	
	Accidentt	N _{max} (KN)	2335,07	V=48,39
		M _{corr} (KN.m)	32,973	
		N _{min} (KN)	1691,62	
		M _{corr} (KN.m)	4,062	
		M _{max} (KN.m)	83,848	
		N _{corr} (KN)	328,4	

Tableau.6.2 : Tableau récapitulatif des sollicitations (40x40):

Section (cm ²)	Les combinaisons	Les sollicitations	Les valeurs des sollicitations	Effort tranchant(KN)
40x40	ELU	N _{max} (KN)	929,3	V=22,19
		M _{corr} (KN.m)	10,4	
		N _{min} (KN)	116,44	
		M _{corr} (KN.m)	18,73	
		M _{max} (KN.m)	36,39	
		N _{corr} (KN)	591,11	
	Accidentt	N _{max} (KN)	767,65	V=46,96
		M _{corr} (KN.m)	20,74	
		N _{min} (KN)	468,84	
		M _{corr} (KN.m)	15,03	
		M _{max} (KN.m)	78,40	
		N _{corr} (KN)	198,64	

Tableau.6.3 : Tableau récapitulatif des sollicitations (35x35):

Section (cm ²)	Les combinaisons	Les sollicitations	Les valeurs des sollicitations	Effort tranchant(KN)
35x35	ELU	N _{max} (KN)	480,58	V=24,05
		M _{corr} (KN.m)	9,317	
		N _{min} (KN)	28,38	
		M _{corr} (KN.m)	9,89	
		M _{max} (KN.m)	48,13	
		N _{corr} (KN)	145,78	
	Accidentt	N _{max} (KN)	335,54	V=40,12
		M _{corr} (KN.m)	28,30	
		N _{min} (KN)	73,82	
		M _{corr} (KN.m)	11,01	
		M _{max} (KN.m)	68,66	
		N _{corr} (KN)	122,32	

– Calcul des armatures: (Exemple de calcul poteau (45x45) cm²)

✓ 1-Les armatures longitudinales:

❖ Situation durable et transitoire :

Etat limite ultime: (1.35 G + 1.5 Q)

Les sollicitations prises en compte:

1^{er} cas de calcul :

$$N_{\max} = 1637,11 \text{ KN}$$

$$M_{\text{corr}} = 3,308 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{Me}{N} = \frac{3,308}{1637,11} = 0,0020\text{m} = 0,20\text{cm}$$

$$\frac{h}{12} = \frac{45}{12} = 3,75\text{cm}$$

$e = 0,20 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 3,75 \implies$ On a une compression centrée ce qui implique que la section va être calculée à la compression simple.

$$l_f = 0,7 \cdot l_0 = 0,7 \times 340 = 238\text{cm}.$$

$$\lambda = 3,46 \cdot \frac{l_f}{b} = 3,46 \cdot \frac{238}{45} \implies \lambda = 18,3$$

$$\lambda < 50 \implies \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{18,3}{35} \right)^2} \implies \alpha = 0,81$$

$$A' \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{N_u}{\alpha} - \frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \theta \cdot \gamma_b}$$

$$B_r = (45 - 2)(45 - 2) = 1849\text{cm}^2$$

$$N_u : \text{donnée par combinaison fondamentale} \implies \begin{cases} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \end{cases}$$

$$A' = \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \theta \cdot \gamma_b} \right) \cdot \frac{\gamma_s}{f_e} \implies A' < 0$$

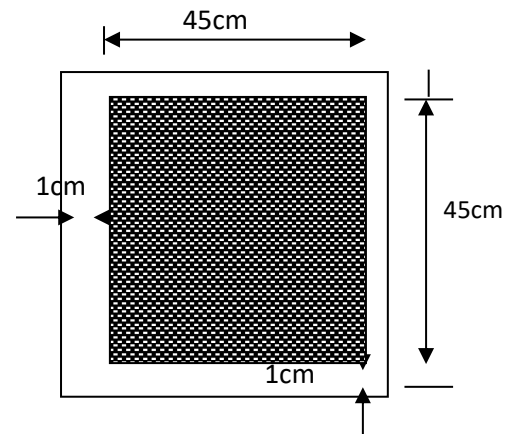


Fig 6.4 :Section réduite du béton

$$A' = \left(\frac{1637,11}{0,81} - \frac{1849,25}{0,9.1.1,5} \right) \cdot \frac{1,15}{500} = -74,1$$

$$A_u = 0 \text{ cm}^2.$$

❖ **Armatures minimales:**

Selon BAEL91 : $0.2\% B \leq A_t \leq 5\% B \Rightarrow 4,05 \text{ cm}^2 \leq A_t \leq 101,25 \text{ cm}^2$

Selon RPA2024: $A_{\min} = 1.0\% B = 20,25 \text{ cm}^2$

❖ **Armatures maximales :**

• **Selon le BAEL :**

$$A_{\max} \leq \frac{5bh}{100} \Rightarrow A_{\max} \leq \frac{5 \times 45 \times 45}{100}$$

$$A_{\max} = 101,25 \text{ cm}^2$$

• **Selon le RPA :**

$$A_{\max} = 4\% bh = 0.04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2 \quad (\text{En zone courante})$$

$$A_{\max} = 8\% bh = 0.08 \times 45 \times 45 = 162 \text{ cm}^2 \quad (\text{En zone de recouvrement})$$

Choix des armatures :

$$4T16 \text{ et } 8T14 \quad \longrightarrow \quad A = 20,36 \text{ cm}^2$$

Même façon de calcul pour N_{\min} et M_{corr} , M_{\max} et N_{corr}

✓ **Vérification à l'effort tranchant :**

$$V_{U_{\max}} = 22,41 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b.d} = \frac{22,41 \times 10^3}{450 \times 450} = 0,1 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA} \right) = 2,5 \text{ Mpa} \quad \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$\tau_u = 0,1 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPA} \quad \longrightarrow$ Les armatures transversales seront perpendiculaires a la ligne moyenne ($\alpha = 90^\circ$)

✓ **Diamètre des armatures transversales:**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{L_{\max}}}{3} = \frac{1,6}{3} = 0,53 \text{ cm}$$

Donc on prendra $\phi_t = 8 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier FeE235

✓ **Espacement des armatures transversales:**

Suivant les règles BAEL 91:

$$\delta_i \leq \min(15\phi_{L_{\max}}; 40\text{cm}; b + 10) = \min(15 \times 1,6; 40\text{cm}; 45 + 10) = 24\text{cm}$$

$$\Rightarrow \delta_i = 15\text{cm}$$

☑ D'après les règles RPA 2024: (zone VI)

❖ Zone nodale:

$$t < \min\left(\frac{b_0}{3}; 10\text{cm}; 60\phi_l\right) = \left(\frac{40}{3}; 10\text{cm}; 60 \cdot 1,6\right) = 10\text{cm} \rightarrow t = 10\text{cm}$$

❖ Zone courante:

$$t \leq \min\left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}, 10\phi_l\right) = \left(\frac{40}{2}, \frac{40}{2}, 10 \cdot 1,6\right) = 16 \rightarrow t = 15\text{cm}$$

✓ Armatures transversales :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{0,7 \times 3,40}{0,45} = 5,29 > 5 \rightarrow \rho_a = 2,5$$

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_a \times t}{h \times f_e} = \frac{2,5 \times 22,41 \times 10 \times 10}{45 \times 500} = 0,249\text{cm}^2$$

La quantité d'armatures transversales minimale $A_t / t \cdot b$ en % est donnée comme suit

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{0,7 \times 3,40}{0,45} = 5,29 > 5$$

$$\rightarrow A_t = \max(A_t; A_{\min}) = 1,35\text{cm}^2$$

$$A_t = 0,3\% \cdot b \cdot t = 0,003 \times 45 \times 10 = 1,35\text{cm}^2$$

Soit $2,01\text{cm}^2$, choix des barres : 4 cadres 4T8 déployés.

✓ Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres ;

$$l' = 1,5 \cdot 45 = 67,5\text{cm}$$

La zone critique :

$$l_{cr} = \max\left(1,5 \cdot hc, \frac{l_{cl}}{6}, 60\text{cm}\right)$$

$$l_{cr} = \max\left(1,5 \times 45; \frac{45}{6}; 60\text{cm}\right) = 67,5\text{cm}$$

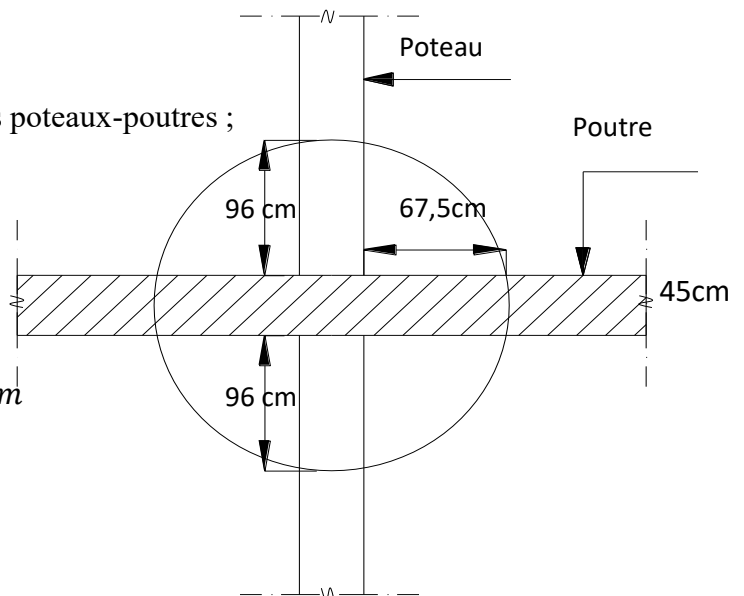


Fig.6. 5 :La zone nodale

Avec :

– hc (unités: cm): la plus grande dimension de la section transversale du poteau

– l_{CL} (unités: cm): la longueur libre du poteau

Longueur de recouvrement :

$$l_r = 60 \cdot \phi_{Lmax} = 60 \cdot 1,6 = 96cm$$

Remarque:

Le calcul des armatures des autres types de poteaux s'effectuera de la même façon que précédemment; et le ferrailage sera résumé dans les tableaux suivants :

Tableau.6.4 : Tableau récapitulatif de ferrailage des poteaux

Section	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$		Ferrailage	$A(cm^2)$	Long de rec(cm)
		RPA	BAEL			
(45x45)	0	20,25	4,05	4T16+8T14	20,36	96
(40x40)	0	16	3,2	4T14+8T12	15,21	84
(35x35)	0	12,25	2,45	4T14+6T12	12,95	72

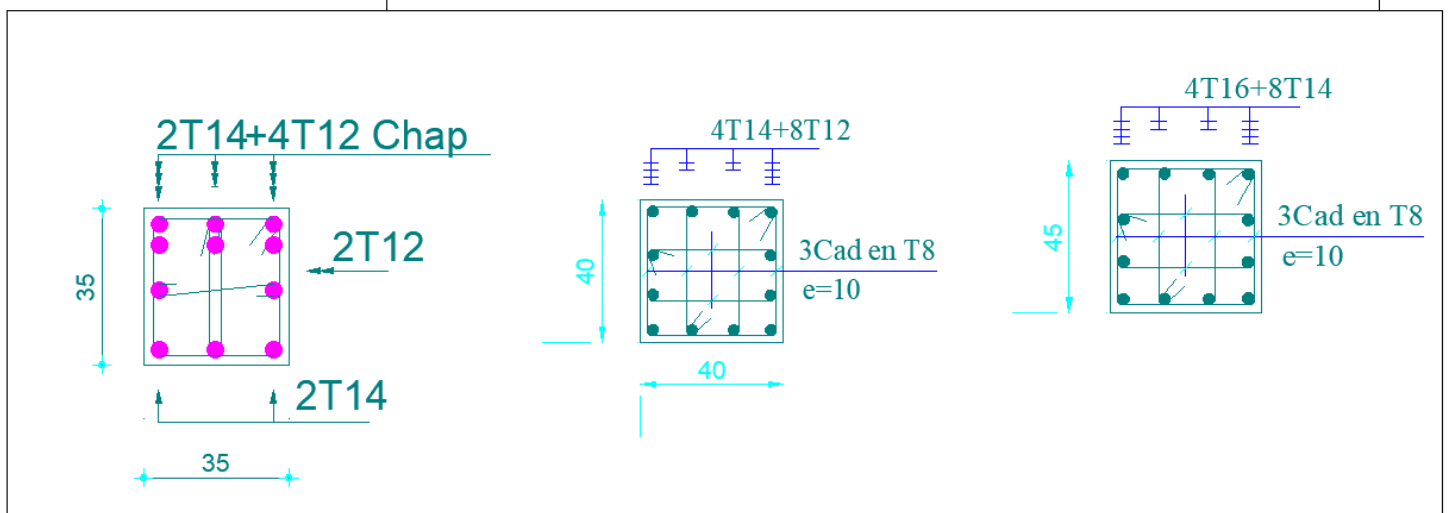


Fig.6.6 :le Ferrailages des poteaux

2. Ferrailage des poutres :

– Ferrailage réglementaire :

☑ **Recommandation du RPA2024:**

➤ Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux

$$0.5\% \times B = 0.005 = 0.005 \times 30 \times 40 = 6cm^2$$

Avec :

B : Section de la poutre.

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$$\left\{ \begin{array}{ll} 4\% \times B & \text{en zone courante} \\ 6\% \times B & \text{en zone de recouvrement} \end{array} \right.$$

avec:

- Au moins deux barres d'aciers longitudinaux, à haute adhérence de diamètre 14 mm (dans les zones IV, V et VI), doivent être placées sur les faces supérieure et inférieure, sur la longueur totale de la poutre ;
- Un quart de la section maximale d'armatures supérieures sur appuis est prolongée sur toute la longueur de la poutre. Les poutres, supportant de faibles charges verticales, et sollicitées principalement, par les forces latérales sismiques, doivent avoir des armatures symétriques avec une section, en travée, au moins égale à la moitié de la section sur appui.

- La longueur minimale de recouvrement est de :
60. Ø en zone VI.

$$l_r = 60. \varnothing_{Lmax} = 60 \times 1,6 = 96cm$$

➤ **Armatures transversales :**

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{tmin} = 0.003 \times S \times b \rightarrow A_{tmin} = 0,003 \times 9,6 \times 30 = 0,86cm^2$$

Avec :

b : La largeur de la section

S : L'espacement des armatures transversales.

L'espacement maximum, entre les armatures transversales, est déterminé comme suit :

- Dans les zones critiques:

$$s = \min\left(\frac{h}{4}; 24\varphi t; 17.5 \text{ cm}; 6\varphi l\right) \quad s = \min\left(\frac{40}{4}; 24 \times 8; 17,5; 6 \times 1,6\right) = 9,6cm$$

avec:

- h : hauteur de la poutre

- φt : diamètre des armatures de confinement
- φl : diamètre minimal des barres longitudinales

- En dehors de la zone critique:

$$s' \leq h/2$$

avec :

$s' = \min(h/4; 12\varphi l)$ si les armatures comprimées sont nécessaires

$$s' = 10 < \frac{40}{2} = 20 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

φl : plus petit diamètre utilisé parmi les armatures longitudinales. Dans le cas d'une section en travée, avec armatures comprimées, c'est le plus petit diamètre utilisé parmi les aciers comprimés. Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm, au plus, du nu de l'appui ou de l'encastrement

Règlement BAEL91 :

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d \Rightarrow \text{Pour les armatures tendues.}$$

Les sollicitations des poutres :

A l'aide du fichier des résultats donné par le logiciel "ETABS", on obtient les résultats suivants :

Tableau.6.5 : Tableau récapitulatif des moments fléchissants et efforts tranchants

Sections	Travée M (KN.m)			Appui M (KN.m)			T _{max} (KN)
	Mtu	Mts	Macc	Mau	Mas	Macc	
PP (30 x 40)	77,34	55,84	261,55	-121,7	-88,025	-240,87	291,13
PS (25x 35)	24,81	17,64	65,45	-40,12	-28,71	-78,76	51,35

➤ **Armatures longitudinales :**

- Condition imposée par le RPA2024:**

- ❖ Poutres principales «30x40» : $\implies A_{min} = 0,003 \times 30 \times 40 = 3,6cm^2$
- ❖ Poutres secondaires « 25x35 » : $\implies A_{min} = 0,003 \times 25 \times 35 = 2,6cm^2$
- ☑ Condition imposée par le BAEL.91 :
- ❖ Poutres principales « 30x40 » : $\implies A_{min} = 0,23 \times \frac{2,5}{500} \times 30 \times 40 = 1,38cm^2$
- ❖ Poutres secondaires « 25x35 » $\implies A_{min} = 0,23 \times \frac{2,5}{500} \times 25 \times 35 = 1,01cm^2$

❖ **Exemple de calcul :** Poutres principales (30x40) cm² (étage courant) :
En travée :

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**
 $M_t^u = 77,34KN.m$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{77,34 \times 10^3}{14,17 \times 30 \times (36)^2} = 0,14$$

$$\mu = 0,14 < \mu = 0,186 \implies \text{pivot A} \quad A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \implies \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,8MPa$$

$$\rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,1875$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,925$$

- **Détermination des armatures:**

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{77,34 \times 10^3}{434,8 \times 0,925 \times 36} = 5,34cm^2$$

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

❖ **En travée :** $M_{Tser} = 55,84kN.m$

$$S_{gg'} = 0 \Leftrightarrow by_1 \cdot \frac{y_1}{2} - 15 \cdot A_u (d - y_1) = 0$$

$$15y^2 + 80,1y - 2883,6 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 423,6 \implies y_1 = 11,45cm$$

✓ **Moment d'inertie**

$$I_{y_1y_1'} = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I_{y_1y_1'} = \frac{30 \times 11,45^3}{3} + 80,1(36 - 11,45)^2$$

$$I_{y_1y_1'} = 63287,71cm^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = 0,08 \implies \sigma_{bc} = K \times y = 10,1Mpa < \bar{\sigma}_{bc} = 15Mpa \dots \dots \dots cv$$

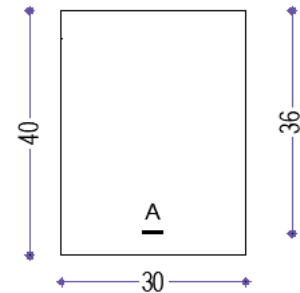


Fig.6.7 :section de calcul en travée

$$A_t = \max(A_t^u; A_{\min(BAEL)}) = \max(5,34; 1,38) = 5,34 \text{ cm}^2$$

Les armatures à l'ELUR conviennent

choix des armatures:

$$6T12 \longrightarrow A = 6,79 \text{ cm}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$T_u^{max} = 291,13 \text{ KN}$$

Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$T_u \leq 0,267 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0,9 \cdot d = 0,9 \times 36 = 32,4 \text{ cm}$$

$$T_u = 291130 \text{ N} \leq 0,267 \times 32,4 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 648810 \text{ N}$$

⇒ L'effort tranchant n'influe pas au voisinage des appuis.

a) Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures :

On doit vérifier que :

$$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right)$$

$$A_L = 6,79 \text{ cm}^2 > \frac{1,15}{500} \left(291130 + \frac{77341}{0,9 \times 36} \right) \cdot 10^{-2} = 6,75 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

Nous avons :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{291,13 \times 10^3}{30 \times 36 \times 100} = 2,7 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA} \right) = 3,13 \text{ MPA} \longrightarrow \text{(Fissuration peu nuisible)}$$

$\tau_u = 2,7 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,13 \text{ MPA} \Rightarrow$ les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

Section et écartement des armatures transversales A_t :

On prend : $\varphi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow 3\varphi_8 \rightarrow A_t = 1,51 \text{ cm}^2$ (1cadre + 1étrier)

L'espacement des armatures transversales :

Selon le BAEL91 :

$$\frac{A_t}{b \cdot \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} \times K}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K = 1 \text{ (flexion simple)} \end{array} \right.$$

$\alpha = 90^\circ$ Tableau.6.6 : Tableau récapitulatif des sollicitations de calcul de ferrailage

	Poutre principale		Poutre secondaire1	
	travée	appui	travée	appui
Moment à l'ELUR [KN.m]	77,34	-121,70	24,81	-40,12
Moment à l'ELS [KN.m]	55,84	-88,03	17,64	-28,71
Moment accidentel [KN.m]	261,55	-240,87	65,45	-78,76
Effort tranchant [KN]	291,13		51,35	

Donc
$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \cdot 0,8 \cdot f_e}{b \cdot (\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28})} = \frac{0,86 \times 0,8 \times 235}{30(2,7 - 0,3 \times 2,1)} = 2,6 \text{ cm}$$

$$\delta_{i2} \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 36; 40) \text{ cm} = 32,4 \text{ cm}$$

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{2,1}{500} \times 30 \times 36 = 1,04$$

Remarque : étant donné que la procédure des sollicitations ainsi que le calcul du ferrailage

$A = \max (A_u ; A_{acc})$	19,24	17,9	4,72	5,81
Choix des armatures	4T16+8T14 $A=20,36\text{cm}^2$	6T14+8T12 $A=18,29\text{cm}^2$	4T14 $A=6,16\text{cm}^2$	4T14 $A=6,16\text{cm}^2$

sont les mêmes que ceux déjà montrés ci-dessus; on donne directement les valeurs des armatures trouvées et le choix du ferrailage

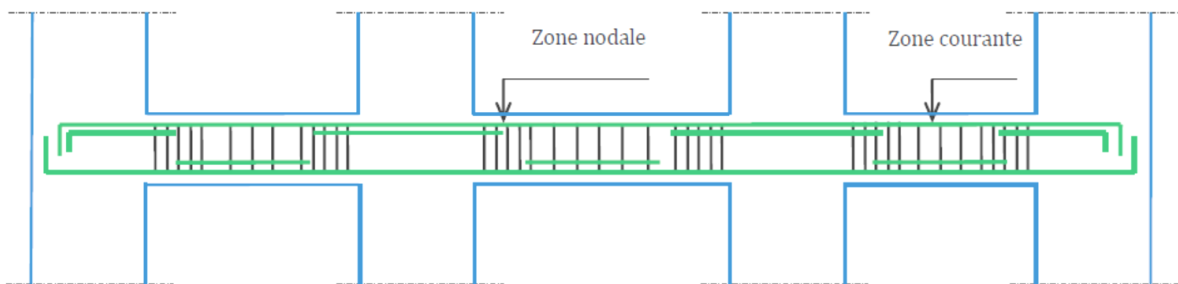
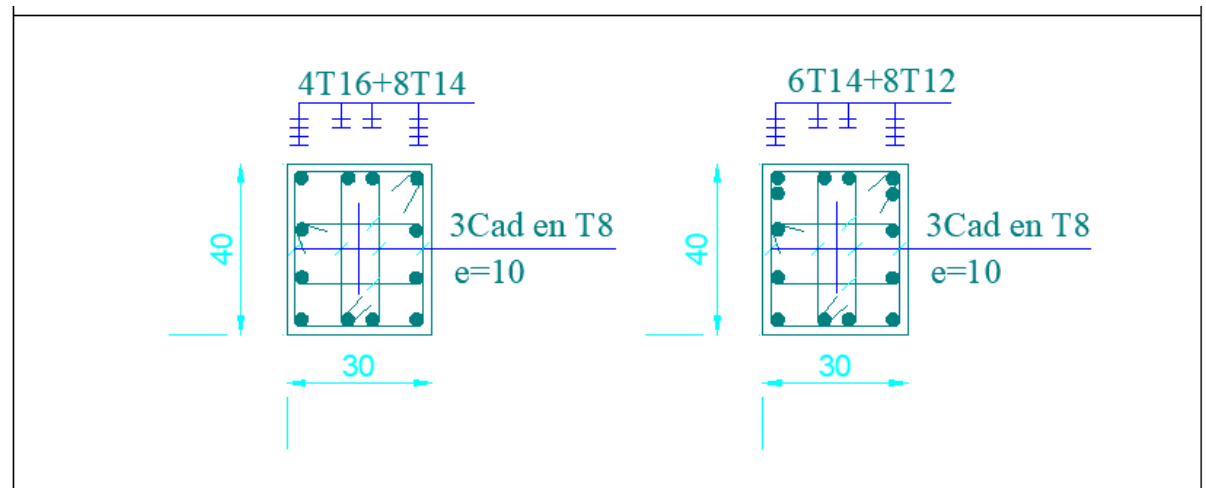


Figure.6. 8 : Dispositions constructive des armatures des poutres



En travée

En appui

Figure.6. 9 :Schéma de ferrailage de poutre principale

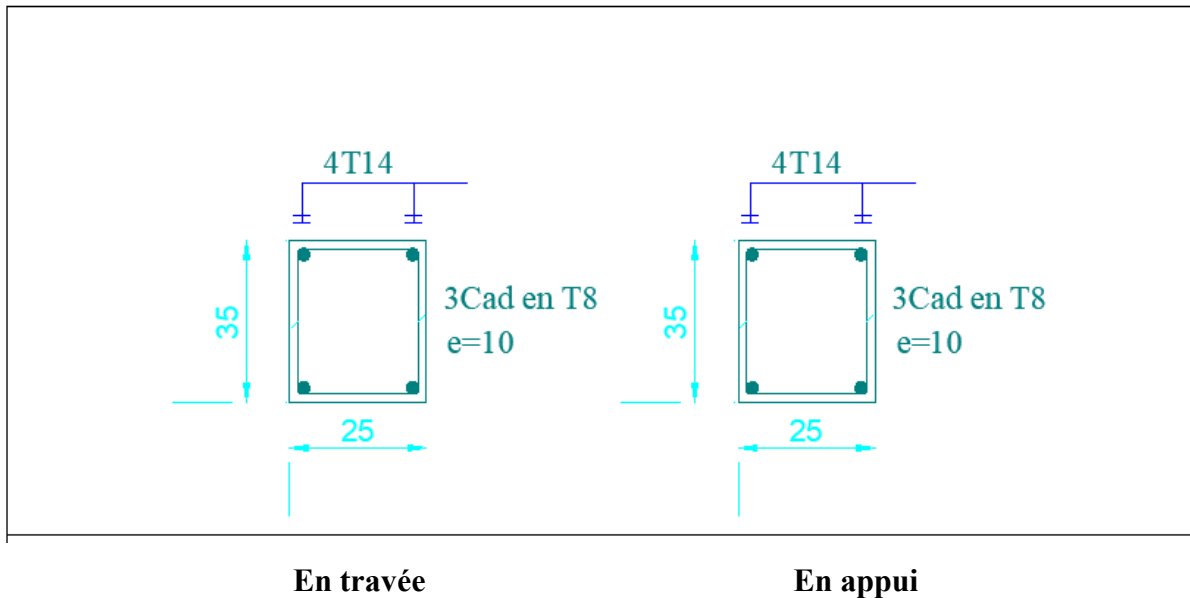


Figure .6.10 :Schéma de ferrailage de poutre secondaire

3. Etude de ferrailage des voiles :

1.Introduction :

Le voile est un composant essentiel de la contreventement qui doit supporter les forces horizontales engendrées par le vent (intervention climatique) ou les séismes (intervention géologique), soumis à des contraintes verticales et horizontales. Ainsi, le ferrailage des voiles implique l'identification des armatures en flexion composée sous l'influence des sollicitations verticales résultant des charges permanentes (G) et des surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'effet des tremblements de terre.

2. Conception :

Les voiles doivent être disposés de façon à minimiser l'excentricité (TORSION). Il ne faut pas que les voiles soient trop distantes (flexibilité du plancher). Le positionnement des voiles doit assurer l'équilibre de la structure (les rigidités dans les deux axes doivent être quasiment identiques).

3. Calcul des voiles : Pour le ferrailage des voiles, il faut satisfaire certaines conditions imposées par le **R.P.A.2024** :

- Le pourcentage minimum d'armatures horizontales et verticales dans l'âme du voile est de 0,2%.
- L'espace des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$s \leq \min(1.5b_w, 25cm)$$

- Les longueurs des recouvrements doivent être égales :
 - 60φl pour les barres situées dans les zones IV, V et VI .
 - 50φl pour les barres situées dans les zones I, II et III.

❖ dimensionnement des voiles :

Les différentes épaisseurs des voiles sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau 6.7 : pré dimensionnement des voiles

Les Voile	Epaisseur (cm)	Hauteur (m)
RDC	20	4,08

4. La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule NAVIER –BERNOULLI.)

$$\sigma_{a,b} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.Y}{I}$$

Avec :

N : effort normal agissant sur le refond considéré.

M : moment de flexion agissant sur le refond considéré.

I : moment d’inertie du refond considéré.

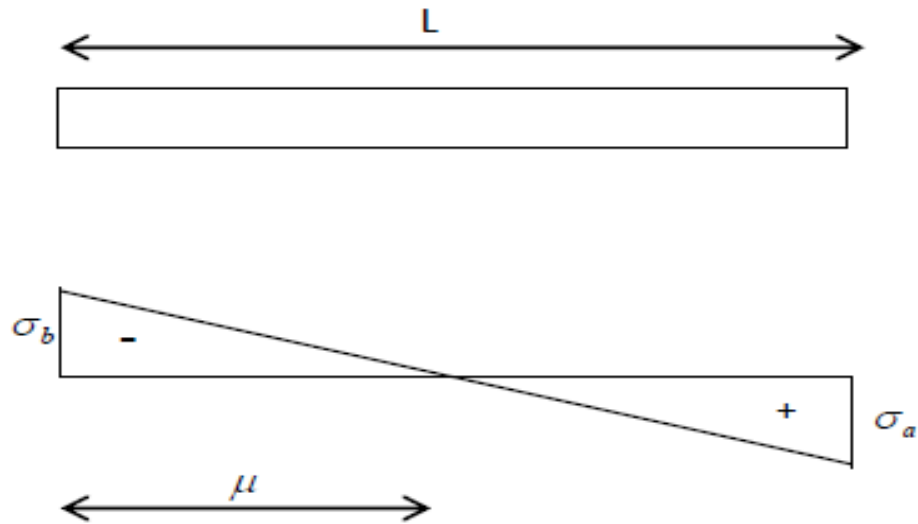
Y : centre de gravité de la section du voile dans le sens du plan moyen.

Remarque :

- ✓ Si σ_a et σ_b sont des signes négatifs on aura une section entièrement tendue (SET).
- ✓ Si σ_a et σ_b sont des signes positifs on aura une section entièrement comprimée (SEC).
- ✓ Si σ_a et σ_b sont des signes contraires on aura une section partiellement comprimée (SPC).

A. Section partiellement comprimée (ou partiellement tendue) :

Pour connaître la zone tendue et la zone comprimée, il faut calculer la longueur de la zone tendu : μ en utilisant les triangles semblables :



$$\tan \alpha = \frac{\sigma_a}{l - \mu} = \frac{\sigma_b}{\mu} \Rightarrow \mu = \frac{l}{\left(\frac{\sigma_a}{\sigma_b} + 1\right)}$$

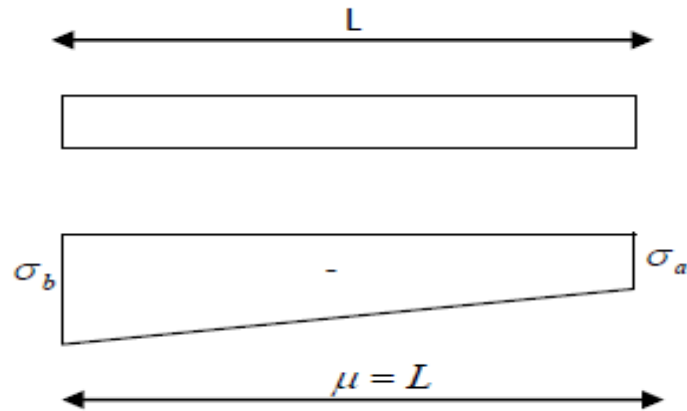
L'effort de traction dans la zone tendue est donné par : $T = (\sigma_b \times \mu \times b)/2$

La section d'acier nécessaire est donnée par : $A_s = \frac{T}{\left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)}$

B. Section entièrement tendue :

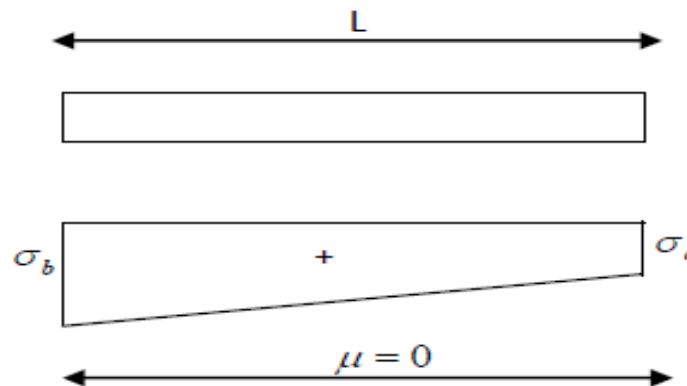
Dans ce cas on a deux contraintes de traction. La longueur tendue μ est égale à (L) l'effort de traction est égale à : $T = 0.5(\sigma_a \times \sigma_b \times b \times L)$

La section d'armature est : $A_s = \frac{T}{\left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)}$



C. Section entièrement comprimée :

Dans ce cas on a deux contraintes de compression, la section du voile est soumise à la compression et comme le béton résiste bien à la compression, la section d'acier sera celle exigée par l'RPA (le ferrailage minimum)



Combinaisons de calcul :

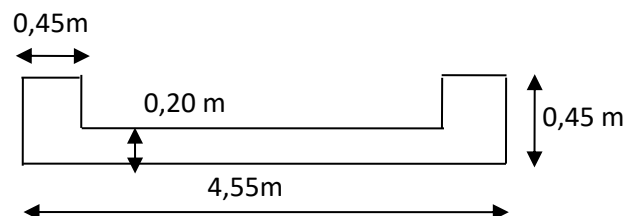
Selon le RPA 2024 les combinaisons des actions à considérer pour la détermination des sollicitations et de déformations de calcul sont :

- G+Q±1.2 E
- G+Q±E
- 0.8G ±E

5. Calcul de ferrailage :

❖ **Calcul du ferrailage vertical :**

Le calcul se fera en seul zone (RDC):



❖ Vérification vis à vis de RPA :

$A_{min} = 0.2\% \times b \times L$ Globalement dans la section du voile

❖ Pour RDC :

Voile 1 : disposé dans le sens X

$L = 4,55 \text{ m}$; $b = 0.20\text{m}$; $Y = L/2 = 2,28\text{m}$

Sollicitation de calcul :

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ETABS21, les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau 6.8 :Les sollicitations des voiles

Niveau	N_{max}	M_{max}	T_{max}
combinaison	ELU		
RDC	2959,36	315,311	17,78

$L = 4,55 \text{ m}$; $b = 0.20\text{m}$; $Y = L/2 = 2,28\text{m}$

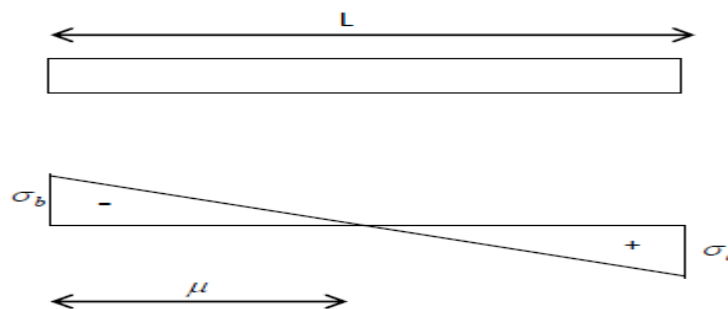
$S = L \times b = 4,55 \times 0,20 = 0,91\text{m}^2 = 9100\text{cm}^2$

$I = \frac{L^3 \times b}{12} = \frac{455^3 \times 20}{12} = 156993958,3\text{cm}^4$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} + \frac{M.Y}{I} = \frac{2959,36 \times 10^3}{9100 \times 10^2} + \frac{315,311 \times 200 \times 10^3}{156993958,3} = 3,65\text{MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{A} - \frac{M.Y}{I} = \frac{2959,36 \times 10^3}{9100 \times 10^2} - \frac{315,311 \times 200 \times 10^3}{156993958,3} = 2,85\text{MPa}$$

La section est partiellement comprimée d'après les résultats des contraintes.



$$L_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} = \frac{2,85 \times 455}{3,65 + 2,85} = 199,52cm \approx 200cm$$

$$L_c = L - L_t = 455 - 200 = 255cm$$

La zone tendue :

$$d_{min} \leq \min\left\{\frac{h}{2}; \frac{2L_c}{3}\right\} = \min\{2,04; 1,7\} = 1,7m$$

On prend : $d=1,7m$

Bande 1 :

$$Si \frac{L_T}{2} < d \dots \text{on prend} \dots d_1 = \frac{L_t}{2}$$

$$Si \frac{L_T}{2} > d \dots \text{on prend} \dots d_1 = d$$

$$\tan \alpha = \frac{\sigma_{min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d_1} \Rightarrow \sigma_1 = \frac{\sigma_{min} \times (L_t - d_1)}{L_t} = \frac{2,85 \times (200 - 100)}{200} = 1,43MPa$$

$$\sigma_{moyen} = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} = \frac{2,85 + 1,43}{2} = 2,14MPa$$

$$A_s = \frac{N_{cal} \times \gamma_s}{f_e} \Rightarrow \frac{\sigma_{moyen} \times (L_t - d_1) \times b \times \gamma_s}{f_e} = \frac{2,14 \times (200 - 100) \times 20 \times 1}{500} = 8,56cm^2$$

$$A_{min} = 0,002 \times L_t \times b = 0,002 \times 200 \times 20 = 8cm^2 < A_s = 8,56cm^2$$

Bande.2 :

$$\tan \alpha = \frac{\sigma_1}{L_t - d} = \frac{\sigma_2}{L_t - 2d_1} \Rightarrow \sigma_2 = \frac{\sigma_1 \times (L_t - 2d_1)}{L_t - d_t} = 0$$

$$\sigma_{moyen} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} = \frac{1,43 + 0}{2} = 0,715MPa$$

$$A_s = \frac{N_{2cal} \times \gamma_s}{f_e} \Rightarrow \frac{\sigma_{moyen} \times (L_t - d_1) \times b \times \gamma_s}{f_e} = \frac{0,715 \times (200 - 100) \times 20 \times 1}{500} = 2,86cm^2$$

$$s \leq \min(1,5b; 25cm) = \min(30cm; 25cm) = 25cm$$

On adopte $St = 25 \text{ cm}$

En zone d'about : $St_a = St/2 = 12,5cm$.

Espacement d'extrémité :

$St_t = 12,5cm \rightarrow$ On zone d'about

$St_t = 25cm \rightarrow$ On zone courant

❖ **Vérification au cisaillement :**

La vérification de la résistance au cisaillement se fait avec majoration de 40% de la contrainte de cisaillement.

La contrainte de cisaillement est limitée comme suit :

$$\bar{\tau} \leq 0,2f_{c28}$$

où:

$$\tau = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d}$$

Avec

- $\bar{V} = 1.4V_{u,calcul}$
- b_0 : épaisseur du linteau ou du voile
- d : hauteur utile avec $d = 0.9h$
- h : hauteur totale de la section brute

$$\tau = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} \Rightarrow \tau = \frac{1,4 \times 17,78 \times 10}{20 \times 0,9 \times 408} = 0,034 \text{MPa}$$

$$\tau < \bar{\tau} \Rightarrow \text{condition...verifier}$$

❖ **Calcul de ferrailage horizontal :**

D'après le BAEL91 on a :

$$\frac{A_s}{S_t} = \frac{\tau - \tau_0}{0,9 \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right) (\sin \alpha + \sin \beta)} \times b$$

$$\tau_0 = 0.3f_{ij} \times K \quad ; \quad f_{ij} = f_{ij}; 3.3 \text{MPa}$$

$K=0$ Cas de reprise de bétonnage.

$$\alpha=90^\circ : s \leq \min(1,5b; 25\text{cm}) = \min(30\text{cm} ; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$$

On adopte $S_t=25\text{cm}$

$$A_s \geq \frac{\tau \times S_t \times b}{0,9 \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = \frac{0,034 \times 25 \times 20}{0,9 \left(\frac{500}{1,15} \right)} = 0,043 \text{cm}^2$$

❖ **Armatures minimales dans la zone comprimée**

$$A_{min}^{courant} = 0,1\%b \times L_c = 0,001 \times 20 \times 255 = 5,1cm^2$$

- On zone d'about

On a adopté :

Band 1 : 6T14 / faces = 9,24 cm²

Espacement : e= 12,5 cm

Band 2 : 4HA10 / face = 3.14 cm²

Espacement : e= 15cm

- On zone courant

On a adopté : **6HA10 / faces = 4,71 cm²**

Espacement : e=25 cm

Ferrailage du voile

Le poteau de (45X45)cm² associé au voile est considéré comme une zone d'about, du fait, Sont ferrailage minimum A_{RPA} doit être supérieur a la section A_S about, chose qui verifie ($A_{RPA}=20,36 cm^2 < 9,24cm^2$)

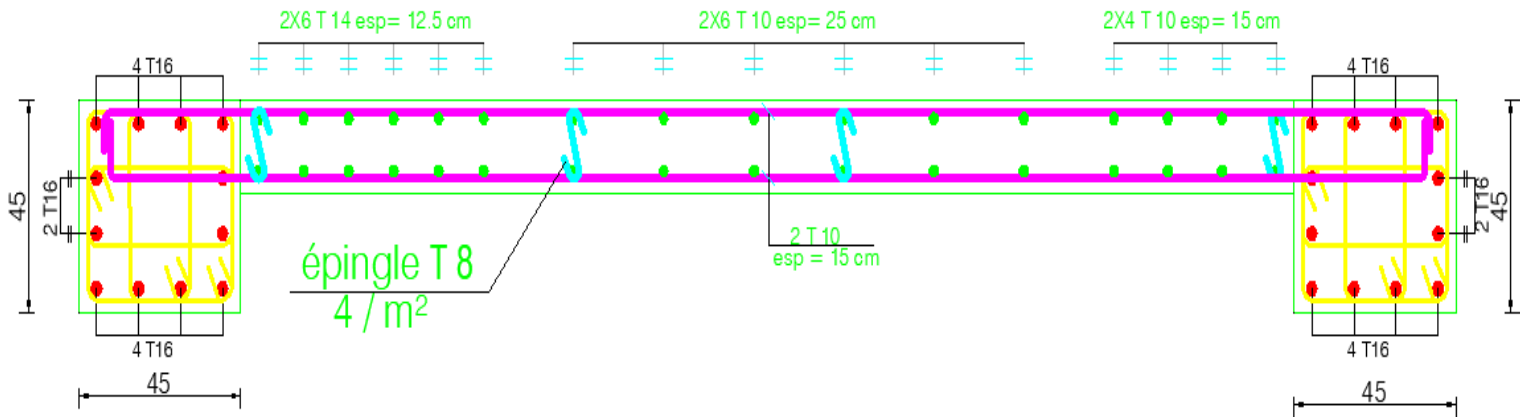


Fig.6.11 :Schéma de ferrailage de voile

CHAPITRE 7

Etude de l'infrastructure

1. Etude des fondations:**• Introduction:**

Les fondations sont des constructions destinées à transférer au sol les charges issues de la superstructure, incluant : le poids propre ou charges permanentes, les surcharges d'exploitation, ainsi que les surcharges dues aux conditions climatiques et sismiques.

Dans le contexte des constructions standard, on identifie deux catégories de fondations qui sont :

a. Fondation superficielles:

- Semelles isolées;
- Semelles filantes et
- Semelles générales

b. Fondation profondes:

- Semelles sur puits et
- Semelles sur pieux.

• Etude du radier:**Généralité:**

Le radier est perçu comme une dalle pleine inversée soutenue par des nervures, qui à son tour soutient les poteaux, et sera soumis à la réaction du sol.

Dans l'exécution de ce calcul, on opte pour le panneau qui est le moins favorable.

Remarque:

Il sera calculé à la flexion simple selon les combinaisons d'action suivantes:

L'état limite ultime de résistance:

- Situation durable et transitoire:

$$ELU \rightarrow 1.35G + 1.5Q$$

- Situation accidentelle:

$$G + \Psi \cdot Q \pm 1.4E_1$$

$$G + \Psi \cdot Q \pm 1.4E_2$$

- L'état limite de service:

$$ELS \rightarrow G + Q$$

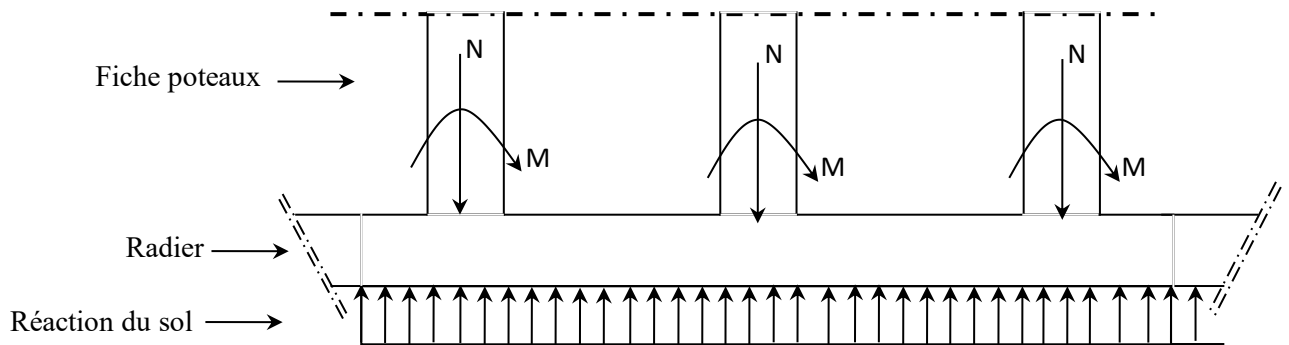


Fig. 7.1 :Schéma du radier général

- **Pré- dimensionnement du radier:**
- ✓ **Hauteur du radier**

Le pré- dimensionnement de ce dernier consiste à déterminer sa hauteur pour qu'il résiste aux efforts apportés par la superstructure et ceux apportés par l'effet de sous- pression, cette hauteur doit satisfaire les quatre conditions suivantes:

- 1- Condition forfaitaire;
- 2- Condition de rigidité;
- 3- Condition de non cisaillement;
- 4- Condition de non poinçonnement

Condition forfaitaire:

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6}$$

Avec:

L: la plus grande portée du panneau de dalle entre axes des poteaux.

$$L=5,55\text{m} \implies 0,61\text{m} \leq h \leq 0,93 \text{ m}$$

Condition de rigidité:

Pour qu'un plancher soit rigide, il faut que:

$$L \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

Avec:

Le: longueur élastique donnée par:

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

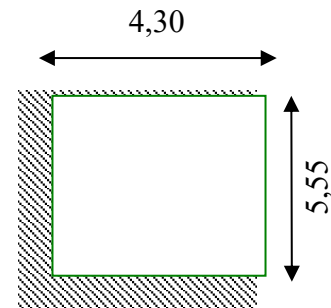


Fig. 7.2 : Dimensions du panneau de dalle le plus sollicité

K: coefficient d'élasticité du sol;

Pour un sol de densité moyenne, $K=40\text{MN/m}^3$ [HENRY THONIER].

E: module d'Yong du béton ($E=3.10^4$ Mpa);

I: inertie du radier ($I = \frac{b \times h^3}{12}$);

B: largeur du radier.

Pour notre cas:

$$L=5,55 \text{ m.}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 40}{3 \times 10^4} \left(\frac{2 \times 4.80}{\pi}\right)^4} \Rightarrow h \geq 0.70\text{m} \quad h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 40}{3 \times 10^4} \left(\frac{2 \times 5.55}{\pi}\right)^4} \Rightarrow h \geq 0,85 \text{ m}$$

Condition de non cisaillement: [BAEL91/A5.2,2]

On doit vérifier que:

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0.07 f_c 28 / \gamma_b = 1,17 \text{ Mpa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

Avec:

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{T^{\max}}{b \times 0.9h} \leq \bar{\tau}_u \quad [\text{BAEL91/A5.1,1}]$$

τ_u : Contrainte tangentielle;

$\bar{\tau}_u$: Contrainte tangentielle admissible;

T^{\max} : Effort tranchant max.

$$T^{\max} = \max(T_x^{\max}; T_y^{\max})$$

On a $\frac{L_x}{L_y} = \frac{4,30}{5,55} = 0,77 \Rightarrow$ le panneau travaille suivant deux directions.

Donc:

Pour les panneaux de dalle de forme régulière.

$$T_u^x = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{3L_y} \quad T_u^y = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{2 \times L_y + L_x}$$

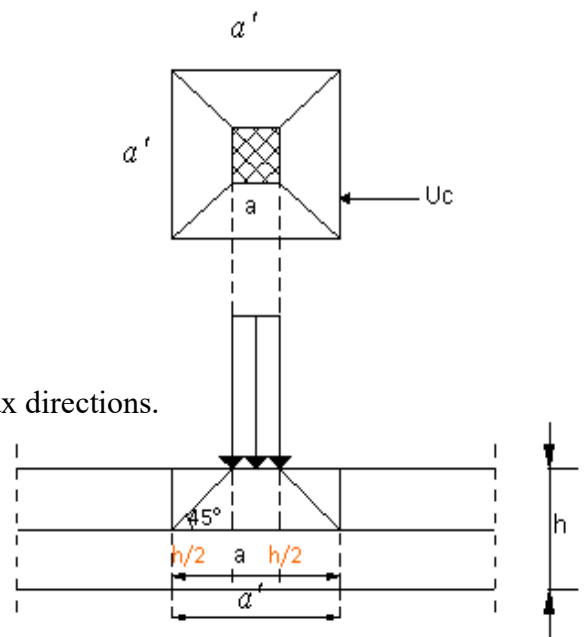


Fig. 7.3 : Dimensionnement du feuillet moyen

Calcul q_u :

La surface du radier est de:

$$S = 512,2\text{m}^2$$

Le poids de la superstructure:

$$G = 63424\text{KN}$$

$$q^u = 1.35 \frac{G}{S} + 1.5Q \quad q=2,5$$

$$q^u = 1,35 \times \frac{63424}{512,2} + 1,5 \times 2,5 = 170,92 \text{ KN /m}^2$$

$$T_u^x = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{3L_y} = \frac{170,92 \times 4,85 \times 5,55}{3 \times 5,55} = 276,32 \text{ KN}$$

$$T_u^x = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{2 \times L_y + L_x} = \frac{170,92 \times 4,85 \times 5,55}{2 \times 5,55 + 4,85} = 288,45 \text{ KN}$$

$$T^{max} = 288,45 \text{ KN}$$

$$h \geq \frac{288,45}{0,9 \times 1 \times 1,17 \times 10^3} \quad 0,274 \text{ m} \implies h \geq 27,4 \text{ cm}$$

hauteur des nervures: h_n

$$h_n \geq \frac{L}{10} = \frac{555}{10} = 55,5 \text{ cm}$$

On prendra $h_n = 60 \text{ cm}$.

❖ Epaisseur de la dalle:

$$e \geq \frac{L}{20} = \frac{555}{20} = 27,75 \text{ cm}$$

On prendra $e = 30\text{cm}$

$$0.4h \leq b \leq 0.8h$$

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

- Détermination des sollicitations:

Caractéristiques du radier:

$h_n = 60 \text{ cm}$; $e = 30 \text{ cm}$; Surface du radier $S = 512,2 \text{ m}^2$

$$I_{xx} = 18452 \quad \text{m}^4$$

$$I_{yy} = 28454,9 \quad \text{m}^4$$

$$V_x = 12,54 \text{ m}$$

$$V_y = 11,25 \text{ m}$$

Avec:

V_x, V_y : abscisses du centre de gravité du radier et

I_{xx}, I_{yy} : inerties du radier;

- Vérifications nécessaires
 - Vérification de la contrainte dans le sol

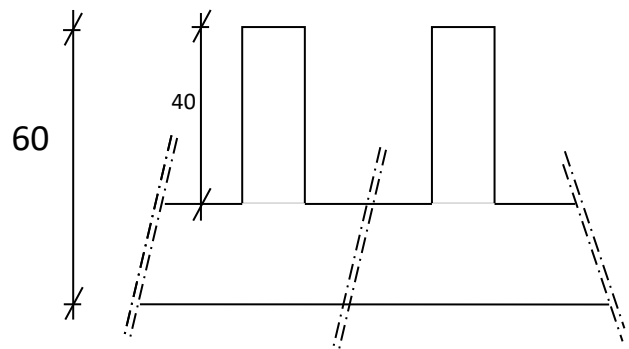


Fig. 7.4 : Dimension du radier.

Sous l'effet du moment renversant, la contrainte sous le radier n'est pas uniforme. On est dans le cas

d'un diagramme rectangulaire ou trapézoïdal, la contrainte moyenne ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{sol} = 2bar, \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M V}{I}$$

$$.I_{xx} = 18452 m^4, I_{yy} = 28454,9 m^4, V_x = 12,54 m, V_y = 11,25 m$$

Remarque

L'effort normal N et le moment M doivent être à l'ELS car la contrainte admissible du sol est obtenue à le logiciel ETABS sous la combinaison l'ELS.

Données :

$$N = 36705,88 \text{ KN}$$

$$M_x = 165,71 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 27225,445 \text{ KN.m}$$

$$N = 65807.9 \text{ KN}$$

$$M_x = 11991.1 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 84.33 \text{ KN.m}$$

➤ Sens X-X

$$.\sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x V_y}{I_x} = \frac{36705,88 \times 10^3}{512,2 \times 10^5} + \frac{165,71 \times 10^3 \times 11,25}{18452 \times 10^5} = 0,72 \text{ bar}$$

$$.\sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x V_y}{I_x} = \frac{36705,88 \times 10^3}{512,2 \times 10^5} - \frac{165,71 \times 10^3 \times 11,25}{18452 \times 10^5} = 0,72 \text{ bar}$$

$$. \text{Ce qui donne: } \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 0,72 + 0,72}{4} = 0,72 \leq \sigma_{sol} = 2 \text{ bar}$$

Ce qui donne:

Donc la contrainte est vérifiée selon le sens X-X.

➤ Sens Y-Y

$$.\sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y V_x}{I_y} = \frac{36705,88 \times 10^3}{512,2 \times 10^5} + \frac{27225,445 \times 10^3 \times 12,54}{28454,9 \times 10^5} = 0,84 \text{ bar}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y V_x}{I_y} = \frac{36705,88 \times 10^3}{512,2 \times 10^5} - \frac{27225,445 \times 10^3 \times 12,54}{28454,9 \times 10^5} = 0,60 \text{ bar}$$

$$\text{Ce qui donne: } \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 0,84 + 0,60}{4} = 0,78 \leq \sigma_{sol} = 2 \text{ bar}$$

Donc la contrainte est vérifiée selon le sens Y-Y.

➤ **Vérification au poinçonnement**

Selon le [1] (Article A.5.2.4.2), il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$.N_d \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_c}{\gamma_b}$$

N_d : Effort normal de calcul pour le poteau le plus sollicité.

h_t : Hauteur total de la dalle du radier.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

➤ **Sous le poteau le plus sollicité**

Le poteau le plus sollicité est le poteau (45×45) cm², le périmètre d'impact U_c est donné par la formule

suivante : $U_c = 2 \times (A+B)$

$A = a + h_t = 0,45 + 0,90 = 1,35$

$B = b + h_t = 0,45 + 0,90 = 1,35 \Rightarrow U_c = 5,4 \text{ m}$

$.N_d = 1637,11 \leq 0,045 \times 5,4 \times 0,90 \times \frac{25}{1,5} = 3,645 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

Donc, pas de risque de poinçonnement.

• **FERRAILLAGE DU RADIER GENERAL**

Le radier se calcul comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. Le ferrailage se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

$L_x = 4,70\text{m}$ et $L_y = 4,80\text{m}$.

Soit : G_0 le poids propre du radier.

G_1 : le poids propre du la nervure.

$.G_0 = \rho \times e = 25 \times 0,30 = 7,5 \text{ KN/m}^2$

$.G_1 = \rho \times h_t = 25 \times 0,90 = 22,5 \text{ KN/m}^2$

➤ **Calcul des sollicitations**

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

N_u : L'effort normal ultime donné par la structure

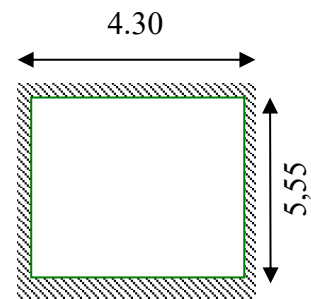


Tableau 7.1 : effort normal donné par la structure

Combinaison	Effort normal(KN)
ELU	50498,29
ELS	36705,88
ACC	32294,27

On ferraille avec $N_u=50498,29$ KN

$$.q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1,35G_0 + 1,35 G_1 = \frac{50498,29}{512,2} + 1,35 \times 7,5 + 1,35 \times 22,5 = 139,09 \text{ KN/m}^2$$

$$.q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} + G_0 + G_1 = \frac{36705,88}{512,2} + 7,5 + 22,5 = 101,66 \text{ KN/m}^2$$

Le panneau le plus sollicité est :

$$L_x = 4.30 - 0,50 = 3,8\text{m} ; L_y = 5,55 - 0,50 = 5,50\text{m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,8}{5,50} = 0,75 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$.\mu_x = 0,0621 \quad , \quad \mu_y = 0,5105$$

$$.M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 124,72 \text{ KN.m}$$

$$.M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 63,67 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments corrigés**

$$.M_{tx} = 0,85M_{0x} = 0,85 \times 124,72 = 106,012 \text{ KN.m}$$

$$.M_{ax} = -0,4M_{0x} = -0,4 \times 124,72 = -49,89 \text{ KN.m}$$

$$.M_{ty} = 0,85M_{0y} = 0,85 \times 63,67 = 54,12 \text{ KN.m}$$

$$.M_{ay} = -0,4M_{0y} = -0,4 \times 63,67 = -25,47 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section $(b \times h_r) = (1 \times 0,3) \text{ m}^2$

Sens X-X

1- En travail :

$$.\mu_{bu} = \frac{106,012 \times 10^3}{1 \times 0,25^2 \times 14,17} = 0,119 < \mu_l = 0,393 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,119}) = 0,15$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,94$$

$$.A_t = \frac{M_{tx}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{106,012 \times 10^3}{348 \times 0,94 \times 25} = 12,96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

2- En appui :

$$\mu_{bu} = \frac{49,89 \times 10^{-3}}{1 \times 0,25^2 \times 14,17} = 0,056 < \mu_l = 0,393 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,056}) = 0,072$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,971$$

$$A_t = \frac{M_{ax}}{\sigma_s \beta d} = \frac{49,89 \times 10^3}{348 \times 0,971 \times 25} = 5,91 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Sens Y-Y

1- En travail :

$$\mu_{bu} = \frac{54,12 \times 10^{-3}}{1 \times 0,25^2 \times 14,17} = 0,061 < \mu_l = 0,393 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,061}) = 0,079$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,968$$

$$A_t = \frac{M_{tx}}{\sigma_s \beta d} = \frac{54,12 \times 10^3}{348 \times 0,968 \times 25} = 6,43 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

2- En appui

$$\mu_{bu} = \frac{25,47 \times 10^{-3}}{1 \times 0,25^2 \times 14,17} = 0,029 < \mu_l = 0,393 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,029}) = 0,037$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,985$$

$$A_t = \frac{M_{ax}}{\sigma_s \beta d} = \frac{25,47 \times 10^3}{348 \times 0,985 \times 25} = 2,97 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ Condition de non fragilité

On a $e = 30 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$ et $\rho = 0,75 > 0,4$

$$A_x^{min} = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) \times b \times h_r = 0,0008 \left(\frac{3-0,75}{2} \right) \times 100 \times 30 = 2,7 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times h_r = 0,0008 \times 100 \times 30 = 2,4 \text{ cm}^2$$

Tableau 7.2 :Section d'armateur du radier à l'ELU

Localisation		M (KN.m)	Acal (cm ²)	Amin(cm ²)	Nbre debarres	Aadop (cm ²)	St (cm)
travée	X-X	106,012	12,96	2,7	6T14	9,24	16
	Y-Y	54,12	6,43	2,4	6T14	9,24	16
Appui	X-X	49,89	5,91	2,7	5T12	5,65	20
	Y-Y	25,47	2,97	2,4	5T12	5,65	20

➤ Vérification à l'ELS :

$$.q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} + G_0 + G_1 = \frac{36705,88}{512,2} + 7,5 + 22,5 = 101,66 \text{ KN/m}^2$$

$$. \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,8}{5,50} = 0,75 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$.\mu_x = 0,1121 ; \mu_y = 0,2854$$

$$.M_{0x} = \mu_x \times q_{ser} \times L_x^2 = 0,1121 \times 101,66 \times 3,8^2 = 164,56 \text{ KN.m}$$

$$.M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0,2854 \times 164,56 = 46,97 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul des moments corrigés

$$.M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 0,85 \times 164,56 = 139,88 \text{ KN.m}$$

$$.M_{ax} = -0,4M_{0x} = -0,4 \times 139,88 = -55,95 \text{ KN.m}$$

$$.M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 0,85 \times 46,97 = 39,92 \text{ KN.m}$$

$$.M_{ay} = -0,4M_{0y} = -0,4 \times 46,97 = -18,79 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx}^S = 139,88 \text{ KN.m}$$

❖ E.L.S

• Axe neutre

$$.S_{xx} = \frac{b_0 \cdot y_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$$

$$.S_{xx} = \frac{100 \cdot y_1^2}{2} - 15 \cdot 12,96 (25 - y_1) = 0$$

$$.S_{xx} = 50 y_1^2 + 194,4y_1 - 4860 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 1004,88$$

$$\Rightarrow y_1 = 8,10 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I_{xx} = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2 = \frac{100 \times 8,10^3}{3} + 15 \times 12,96 (25 - 8,10)^2 = 73237,284 \text{ cm}^2$$

- Calcul de K

$$K = \frac{M_{ser}}{I_{xx}} \frac{139,88 \times 10^2}{73237,284} = 0,19$$

Donc : $\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 0,19 \times 8,1 = 1,54 \text{ MPa}$

On a $\sigma_{bc} = 1,54 < \sigma'_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition verifier}$

Tableau 7.3 : Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation		M (KN.m)	y(cm)	I(cm ⁴)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$ (MPa))	Obs.
travée	X-X	139,88	8,10	73237,284	1,54<15	Vérifiée	>201.6	Non Vérifiée
	Y-Y	39,92	6,05	42016,94	2,67<15	Vérifiée	279.4>201.1	Non Vérifiée
Appui	X-X	55,95	5,83	39183,067	2,84<15	Vérifiée	240.6>201.6	Non Vérifiée
	Y-Y	18,79	4,30	21353,821	5,27<15	Vérifiée	233.4>201.6	Non Vérifiée

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la hauteur de la table du radier hr=50
La section d'armature du radier devienne :

Tableau 7.4 : Section d'armature du radier à l'ELU

Localisation		M (KN.m)	Acal (cm ²)	Amin(cm ²)	Nbre debarres	Aadop (cm ²)	St (cm)
travée	X-X	106,012	9,20	4,04	6T14	9,24	16
	Y-Y	54,12	2,57	4	6T14	9,24	16
Appui	X-X	49,89	3.61	4,04	5T12	5,65	20
	Y-Y	25,47	1,21	4	5T12	5,65	20

Tableau 7.5 : Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation		M (KN.m)	y(cm)	I(cm ⁴)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$ (MPa))	Obs.
travée	X-X	116,03	12	338452.64	4.11<15	Vérifiée	200.5>201.6	Vérifiée
	Y-Y	112,54	12	338452.64	3.99<15	Vérifiée	194.5>201.1	Vérifiée
Appui	X-X	54,60	9.22	203650.21	2.47<15	Vérifiée	168>201.6	Vérifiée
	Y-Y	52,96	9.22	203650.21	2.4<15	Vérifiée	163>201.6	Vérifiée

➤ Vérification des espacements

Selon x-x:

$$St \leq \min(2,5 h_r ; 25 \text{ cm})$$

$$100/6 = 16$$

Selon y-y:

$$St = 16 \leq \min(3 h_r ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

➤ Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_d}{b.d} \leq \tau'_u = \min(0,2 \cdot f_{c28} / 1,5 ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$V_u = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^2}{L_x + L_y}$$

$$V_u = \frac{139,09 \times 5,55}{2} \times \frac{4,30^2}{5,55 + 4,30} = 102,24 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{102,24 \times 10^{-3}}{1 \times 0,85} = 0,12 \text{ MPa} \leq \tau'_u = 3,33$$

Pas de risque de cisaillement.

➤ Schéma de Ferrailage du radier

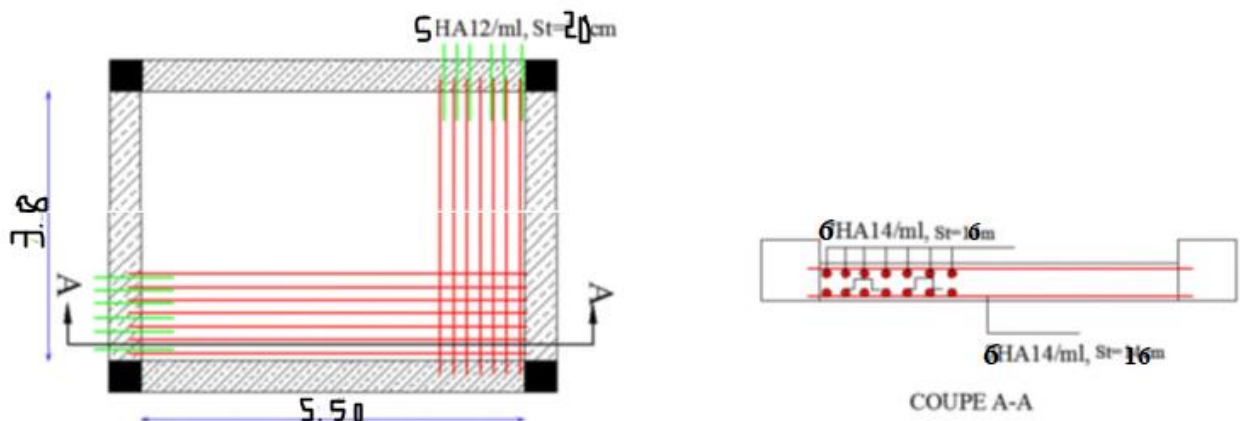


Figure 7.5 : Schéma de ferrailage du radier

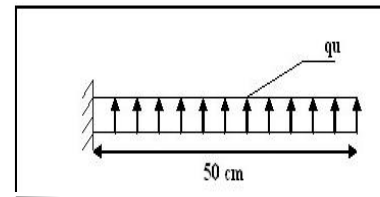
➤ Ferrailage des débords :

Le débord est assimilé à une console de 0,5m de longueur dans le sens x-x soumis à la flexion simple.

$$.M_u = q_u \frac{L^2}{2} = \frac{139,09 \times 0,5^2}{2} = 17,39 \text{ KN.m}$$

$$.A_s = \text{cm}^2 ; A_{min} = 2,7 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T10 = 3,14 cm²



➤ Vérification à l'ELS :

$$.q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} + G_0 + G_1 = \frac{36705,88}{512,2} + 7,5 + 22,5 = 101,66 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,8}{5,50} = 0,69 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans dansv les deuxv sens}$$

$$.\mu_x = 0,0743 ; \mu_y = 0,5817$$

$$.M_{0x} = \mu_x \times q_{ser} \times L_x^2 = 0,0743 \times 101,66 \times 0,5^2 = 1,89 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul des moments corrigés

$$.M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 0,85 \times 1,89 = 1,61 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx}^s = 1,61 \text{ KN.m}$$

❖ E.L.S

• Axe neutre

$$.S_{xx} = \frac{b_0 \cdot y_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$$

$$.S_{xx} = \frac{100 \cdot y_1^2}{2} - 15 \cdot 3,14(25 - y_1) = 0$$

$$.S_{xx} = 50y_1^2 + 47,1y_1 - 1177,5 = 0$$

$$.\sqrt{\Delta} = 487,56$$

$$.\Rightarrow y_1 = 4,40 \text{ cm}$$

Moment d'inert

$$.I_{xx} = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$.I_{xx} = \frac{100 \times 5,29^3}{3} + 15 \times 3,14(25 - 5,29)^2 = 23232,13 \text{ cm}^2$$

• Calcul de K

$$.K = \frac{M_{ser}}{I_{xx}} = \frac{1,61 \times 10^2}{23232,13} = 0,0069$$

Donc : $\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 0,0069 \times 44 = 0,3 \text{ MPa}$

.On à $\sigma_{bc} = 0,3 < \sigma'_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$ condition verifier

➤ Ferrailage des nervures

Les nervures sont évaluées en tant que poutres continues inversées supportant des charges provenant des panneaux de la dalle (trapézoïdale, triangulaire, uniforme, etc.). Toutefois, pour faciliter les calculs, on substitue ces dernières par des charges uniformément réparties.

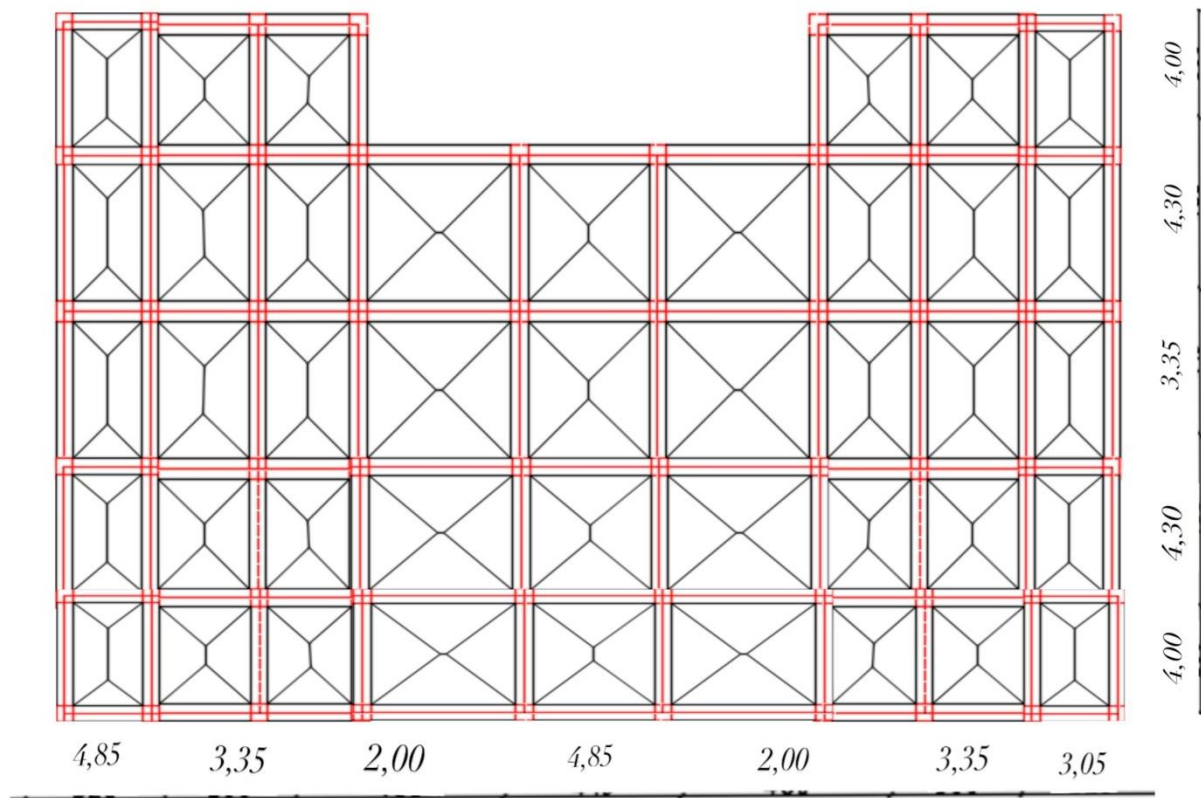


Figure 7.6 : Schéma des lignes de rupture une partie du radier de bâtiment.

➤ Charges triangulaires

$$q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}}$$

dans le cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée intermédiaire.

$$q_m = q_v = \frac{P}{4} \times \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}}$$

dans le cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée de rive

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times P \times L_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times P \times L_x \end{cases} \text{ dans le cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée}$$

➤ Charges trapézoïdales

$$\begin{cases} q_m = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) L_{xd} \right] \\ q_v = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) L_{xd} \right] \end{cases}$$

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y}$$

q_m : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

q_v : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

P : Charge répartie sur la surface du radier

$$.q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} + G_0 + G_1 = \frac{36705,88}{512,2} + 7,5 + 22,5 = 101,66 \text{ KN/m}^2$$

$$.P = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1,35G_0 + 1,35G_1 = \frac{50498,29}{512,2} + 1,35 \times 7,5 + 1,35 \times 22,5 = 139,09 \text{ KN/m}^2$$

Sens y-y

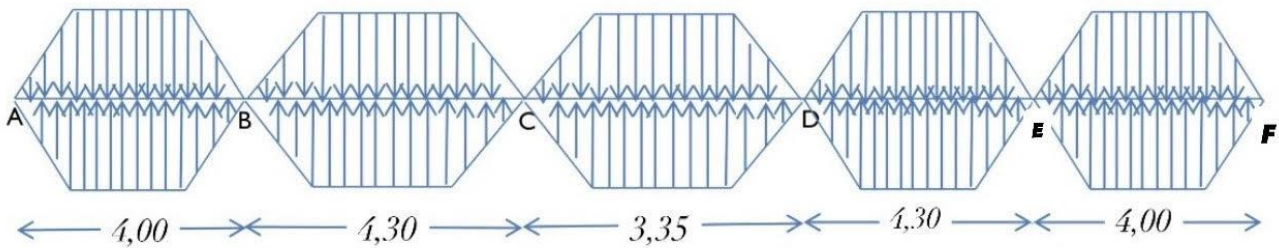


Figure 7.7 : Schéma statique de la nervure

Calcul les q_m charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

$$\begin{aligned}
 \cdot q_m^{AB} &= \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) L_{xd} \right] \\
 \cdot q_m^{AB} &= \frac{139,09}{2} \left[0 + \left(1 - \frac{0,205^2}{3}\right) 3,55 \right] = 243,3 \text{ KN/m} \\
 \cdot q_m^{BC} &= \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) L_{xd} \right] \\
 \cdot q_m^{BC} &= \frac{139,09}{2} \left[\left(1 - \frac{0,150^2}{3}\right) 4,85 + \left(1 - \frac{0,150^2}{3}\right) 2,00 \right] = 473,6 \text{ KN/m} \\
 \cdot q_m^{CD} &= \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) L_{xd} \right] \\
 \cdot q_m^{CD} &= \frac{139,09}{2} \left[\left(1 - \frac{0,085^2}{3}\right) 3,55 + \left(1 - \frac{0,085^2}{3}\right) 4,85 \right] = 598,4 \text{ KN/m} \\
 \cdot q_m^{DE} &= \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) L_{xd} \right] \\
 \cdot q_m^{DE} &= \frac{139,09}{2} \left[\left(1 - \frac{0,205^2}{3}\right) 2,00 + \left(1 - \frac{0,205^2}{3}\right) 2,00 \right] = 270,3 \text{ KN/m} \\
 \cdot q_m^{EF} &= \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) L_{xd} \right] \\
 \cdot q_m^{EF} &= \frac{139,09}{2} \left[\left(1 - \frac{0,085^2}{3}\right) 4,85 + \left(1 - \frac{0,085^2}{3}\right) 3,35 \right] = 565 \text{ KN/m}
 \end{aligned}$$

Sens x-x

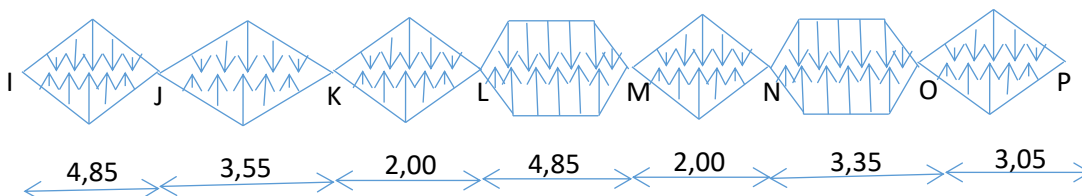


Figure 7.8 : Schéma statique de la nervure

Calcul les q_m charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle

$$.q_m^{IJ} = \frac{2}{3} \times P \times L_x = 370,92 \text{KN/m}$$

$$.q_m^{JK} = \frac{2}{3} \times P \times L_x = 398,74 \text{KN/m}$$

$$.q_m^{KL} = \frac{2}{3} \times P \times L_x = 347,74 \text{KN/m}$$

$$.q_m^{LM} = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) L_{xd} \right] = 504,27 \text{KN/m}$$

$$.q_m^{MN} = \frac{2}{3} \times P \times L_x = 329,20 \text{KN/m}$$

$$.q_m^{NO} = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) L_{xd} \right] = 310,66 \text{KN/m}$$

Calcul des sollicitations

Pour chaque sens, on fait le calcul pour la nervure la plus défavorable, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

Pour la détermination des moments, on va utiliser la méthode de Caquot.

✓ Moments aux appuis

$$M_a = \frac{P_g \times L_g^3 + P_d \times L_d^3}{8,5(L'_g + L'_d)}$$

Avec : Les longueurs fictives : $L' = \begin{cases} L \dots\dots\dots \text{Travée rive} \\ 0,8 \times L \dots\dots\dots \text{Travée intermédiaire} \end{cases}$

$$\text{pour l'appui de rive on a : } M = 0,15M_0 \text{ avec } M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

✓ Moments en travée

$$M_y(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_d \left(\frac{x}{L}\right)$$

$$\text{Avec } M_0(x) = M_g \frac{q \times x}{2} (1-x) \text{ et } x = \frac{1}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times L}$$

M_g et M_d : Moments sur appuis de gauche et droit respectivement.

Pour le calcul on prend la nervure les plus sollicitée.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants

Tableau.7.6 :Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon le sens y-y

Travée	L(m)	q _m (kN)	M _a (KN.m)	X ₀ (m)	M ₀ KN.m)	M _t KN.m)	T (kN)
AB	4,00	243,3	402,84	0,84	486,6	142,17	973,20
BC	4.30	473,6	492,90	0,50	1094,6	492,90	203,648
CD	3,35	598,4	833,09	0,50	839,44	833,09	200,464
DE	4,30	270,3	281,32	0,50	624,73	281,32	1162,29
EF	4,00	565	935,48	0,84	1130	330,15	226

Tableau .7.7 : Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon le sens y-y

Travée	L(m)	q _m (kN)	M _a (KN.m)	X ₀ (m)	M ₀ KN.m)	M _t KN.m)
AB	4,00	162,2	729,56	2,35	324,4	524,33
BC	4.3	315,7	115,299	2,15	728,9	115,299
CD	3,35	398,9	101,444	1,68	558,9	101,444
DE	4,30	180 ,2	657,78	2,15	416,3	65,778
EF	4,00	376,7	117,101	1,65	753,4	84,268

Tableau .7.8 :Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon le sens x-x

Travée	L(m)	q _m (kN)	M _a (KN.m)	X ₀ (m)	M ₀ KN.m)	M _t KN.m)	T (kN)
IJ	4,85	243,3	509,90	0.84	715,38	177,13	1180
JK	3,55	473,6	635,54	0,50	746,07	635,54	1681,28
KL	2,00	598,4	851,90	050	299,20	-70.71	1196,8
LM	4.85	270,3	81,41	0,50	794,77	81,41	1310,95
MN	2,00	565	786,91	0,50	282,50	786,91	1130
NO	3,35	565	306,40	0,50	792,59	306,40	1892,75
OP	3,05	565	552,43	076	656,99	212,15	1723,25

Tableau .7.9 :Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon le sens x-x

Travée	L(m)	q _m (kN)	M _a (KN.m)	X ₀ (m)	M ₀ KN.m)	M _t KN.m)
IJ	4,85	162,20	339,93	0,84	476,92	118,09
JK	3,55	315,73	423,69	0,50	497,38	423,69
KL	2,00	398,93	567,93	0,50	199,47	567,93
LM	4,85	180,20	54,27	0,50	529,84	54,27
MN	2,00	376,67	524,60	0,50	188,33	524,60
NO	3,35	376,67	204,27	0,50	528,39	204,27
OP	3,05	376,67	368,29	0,76	437,99	141,43

- Pré- dimensionnement:

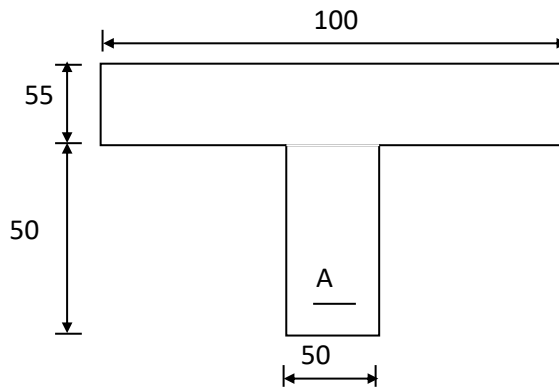


Fig. 7.7 : Dimension de la nervure .

- Détermination des sollicitations :

Détermination des armatures: sens y-y

En travées:

a) E.L.U:

$$M_t^u = 833,09 \text{KN.m}$$

- Vérification de l'étendue de la zone comprimée:

$$.M_T = \sigma_b \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$.M_T = 14,17 \times 100 \times 30 \times \left(85 - \frac{30}{2} \right) = 29757 \text{N.m}$$

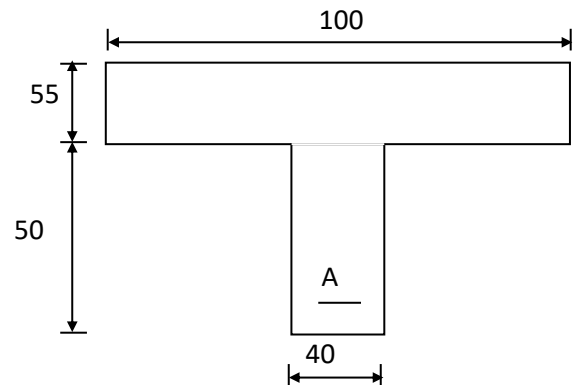


Fig. 7.8 :Section de calcul en travée

$M_t^u = 883090 \text{ N.m} > M_T = 29757 \text{ N.m} \Rightarrow$ la zone comprimée se trouve dans la table de compression; donc la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h) = (50 \times 60) \text{ [cm}^2\text{]}$.

- Vérification de l'existence des armatures comprimées:

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{883090}{14,17 \times 40 \times (85)^2} = 0,21$$

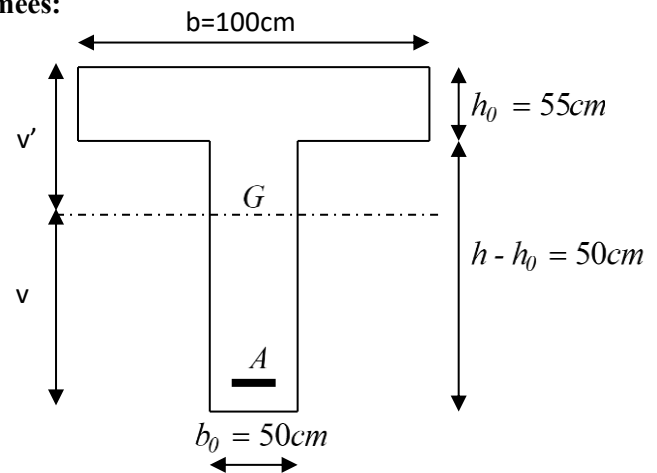
$$\mu = 0,22 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow \text{n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,31$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,876$$

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{883090}{348 \times 0,876 \times 85} = 34,08 \text{ cm}^2$$



- Détermination des armatures:

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{883090}{348 \times 0,876 \times 85} = 34,08 \text{ cm}^2$$

$$V' = \frac{b_0 \cdot h \cdot \frac{h}{2} + (b - b_0) \cdot h_0 \cdot \frac{h_0}{2}}{b_0 \cdot h + (b - b_0) \cdot h_0} = 16,5 \text{ cm}$$

$$V = h - V' \Rightarrow V = 60 - 16,5 = 43,5$$

- Condition de non fragilité: [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = \frac{I_{g0g0'}}{0,81 \cdot h \cdot V} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$V' = \frac{b_0 \cdot h \cdot \frac{h}{2} + (b - b_0) \cdot h_0 \cdot \frac{h_0}{2}}{b_0 \cdot h + (b - b_0) \cdot h_0} = 16,5 \text{ cm}$$

$$V = h - V' \Rightarrow V = 60 - 16,5 = 43,5$$

$$I_{g0g0'} = b_0 \cdot \frac{V^3}{3} + b \cdot \frac{V'}^3}{3} - (b - b_0) \cdot \frac{(V' - h_0)^3}{3} = 1296450 \text{ cm}^4$$

$$\text{Donc : } A_{\min} = \frac{1296450}{0,85 \times 60 \times 43,5} \times \frac{2,1}{400} = 3,068 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures:

$$8T14 \Rightarrow +12,32 \text{ cm}^2$$

$$M_{tx}^s = 524,33 \text{ KN.m}$$

❖ E.L.S

• Axe neutre

$$S_{xx} = \frac{b_0 \cdot y_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$$

$$.S_{xx} = \frac{40 \cdot y_1^2}{2} - 15 \times 12,32(85 - y_1) = 0$$

$$.==> y_1 = 23,78 \text{ cm}$$

• Moment d'inert

$$I_{xx} = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$.I_{xx} = \frac{100 \times 23,78^3}{3} + 15 \times 12,32(85 - 23,78)^2 = 1140850 \text{ cm}^2$$

• Calcul de K

$$.K = \frac{M_{ser}}{I_{xx}} = \frac{524,33 \times 10^2}{1140850} = 0,046$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 0,046 \times 237,8 = 10,94 \text{ MPa}$$

$$.\sigma_{st} = 15M_{ser}(d - y) = 481,49 \text{ MPa}$$

On à $\sigma_{bc} = 10,94 < \sigma'_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$ condition verifier

$$.\sigma_{st} = 481,49 > \sigma'_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{n \cdot f_{tj}}\right) = 201,63 \text{ Mpa} \dots \dots \text{condition non vérifie}$$

Remarque

Les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la hauteur de la nervure

jusqu'à 1,2 m

Donc

$$A_t^u = 18,4 \text{ cm}^2.$$

• Choix des armatures:

$$.8T14 ==> A = 12,32 \text{ cm}^2$$

On à $\sigma_{bc} = 8,98 < \sigma'_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$ condition verifier

$$.\sigma_{st} = \frac{15 \cdot M_{ser}(d-y)}{I} = 274,2 \text{ MPa} < \sigma'_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{n \cdot f_{tj}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

✓ En appuis:

$$M_a^u = 524,33 \text{ KN.m}$$

❖ E.L.U.R :

La table de compression se trouve dans la zone tendue et le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (50 \times 90)$ [cm²].

• Vérification de l'existence des armatures comprimées:

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{524330}{14,17 \times 40 \times (85)^2} = 0,13$$

$$\mu = 0,13 < \mu_L = 0,392 \implies A' \text{ n'existe pas}$$

$$\implies \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,17$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,932$$

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

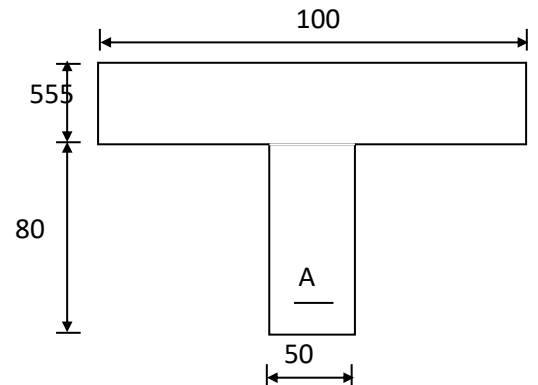


Fig.7.9 :Section de calcul en appuis

• **Détermination des armatures:**

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{524330}{348 \times 0,932 \times 85} = 19,02 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = \frac{I_{g0g0'}}{1,1 \cdot h \cdot V'} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$V' = \frac{b_0 \cdot h \cdot \frac{h}{2} + (b - b_0) \cdot h_0 \cdot \frac{h_0}{2}}{b_0 \cdot h + (b - b_0) \cdot h_0} = 45 \text{ cm}$$

$$V = h - V' \implies V = 90 - 45 = 45 \text{ cm}$$

$$I_{g0g0'} = b_0 \cdot \frac{V^3}{3} + b \cdot \frac{V'^3}{3} - (b - b_0) \cdot \frac{(V' - h_0)^3}{3} = 6075000 \text{ cm}^4$$

$$\text{Donc : } A_{\min} = \frac{6075000}{1,1 \times 90 \times 45} \times \frac{2,1}{400} = 7,16 \text{ cm}^2$$

• **Choix des armatures:**

$$10T 20 \rightarrow A = 31,4 \text{ cm}^2$$

❖ E.L.S $M_a^s = 729,56 \text{ KN.m}$

• **Axe neutre**

$$S_{xx} = \frac{b_0 \cdot y_1^2}{2} - 15A (d - y_1) = 0$$

$$.S_{xx} = \frac{40 \cdot y_1^2}{2} - 15 \times 31,4(110 - y_1) = 0$$

$$.==> y_1 = 40,47 \text{ cm}$$

• **Moment d'inert**

$$I_{xx} = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15A (d - y_1)^2$$

$$.I_{xx} = \frac{40 \times 40,47^3}{3} + 15 \times 31,4(85 - 40,47)^2 = 1817723 \text{ cm}^2$$

• **Calcul de K**

$$.K = \frac{M_{ser}}{I_{xx}} = \frac{729,56 \times 10^2}{1817723} = 0,0401$$

Donc : $\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 0,0401 \times 404,7 = 16,23 \text{ MPa}$

$$.\sigma_{st} = \frac{15M_{ser}(d-y)}{I} = 268,08 \text{ MPa}$$

On à $\sigma_{bc}=16,23 < \sigma'_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \dots\dots \text{condition verifier}$

$$.\sigma_{st}=268,08 > \sigma'_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{n \cdot f_{tj}}\right) = 201,63 \text{ Mpa} \dots\dots \text{condition non vérifie}$$

Remarque

Les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la section de armature

Donc

• **Choix des armatures:**

$$6T 20 + 4T 25 \rightarrow A = 38,47 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc}=14,86 < \sigma'_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \dots\dots \text{condition verifier}$$

$$.\sigma_{st}=215,36 > \sigma'_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{n \cdot f_{tj}}\right) = 201,63 \text{ Mpa} \dots\dots \text{condition non vérifie}$$

Tableau .7.11 :Résultats de ferrailage des nervures

Localisation		M(KN.m)	Acal(cm ²)	Amin(cm ²)	Nbrede barres	Aadop(cm ²)
Travee	x-x	786,91	19,02	3,068	6T20+4T25	38.47
	y-y	833,09	18,4		8T14	12,32
Appui	x-x	851,90	29.2	7.16	6T20+4T25	38.47
	y-y	935,48	19,02		6T20+4T25	38.47

➤ **Armatures transversales**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\varnothing_t \leq \min\left(\varnothing_{t \min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \varnothing_t \leq \min(16; 21; 50) \text{ mm}$$

Soit $\varnothing_t = 10 \text{ mm}$ $A_{trans} = 4\varnothing_{10} = 3,14 \text{ cm}^2$ (2cadre \varnothing_{10})

On adopte un espacement entre les armatures transversales $St = 15 \text{ cm}$

• **Vérification de l'effort tranchant:**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{1162290}{100 \cdot 100 \cdot 85} = 1,37 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 \cdot f_{c28} / 1.5; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1,37 \text{ MPa} < \tau'_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$ condition vérifiée

➤ **Armature de peau**

Comme les nervures sont des sections de grande hauteur, des armatures de peau sont nécessaire. Elles sont

disposées le long des parements verticaux de l'ordre $1 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Pour $h = 90 \text{ cm}$ on prendra A_{peau}

On adopte **4T 16 Fil; A = 8,04 cm²**.

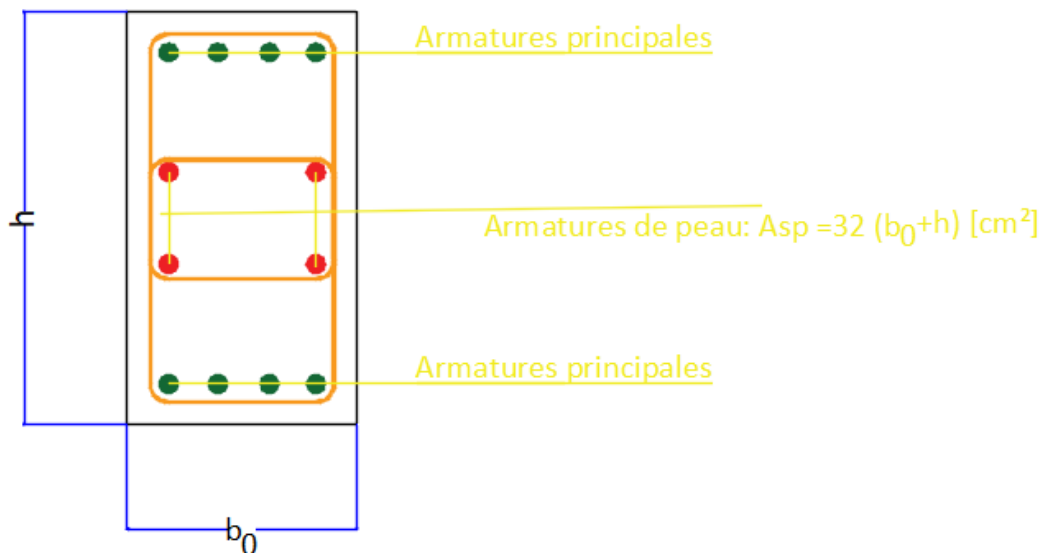
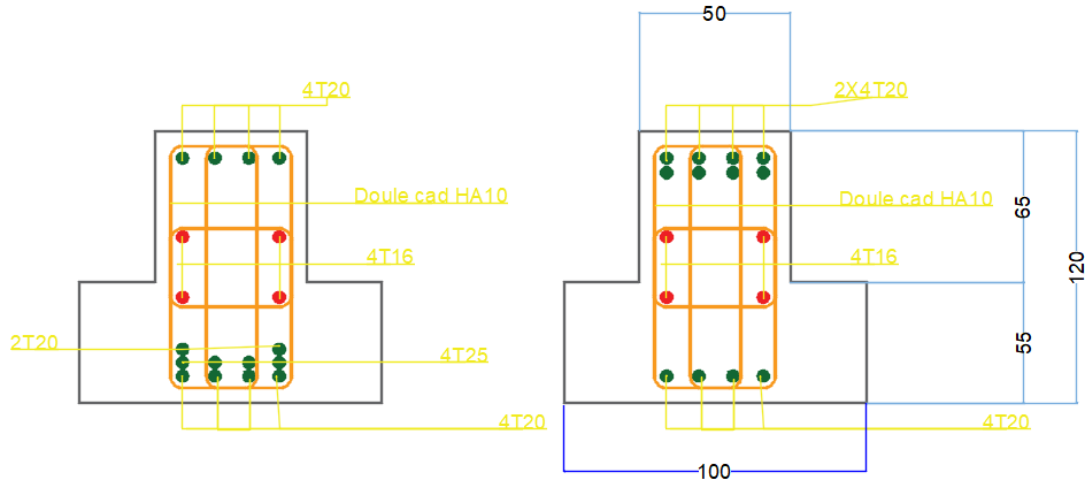


Fig .7.12 : Exemple de ferrailage de peau

Sens y-y

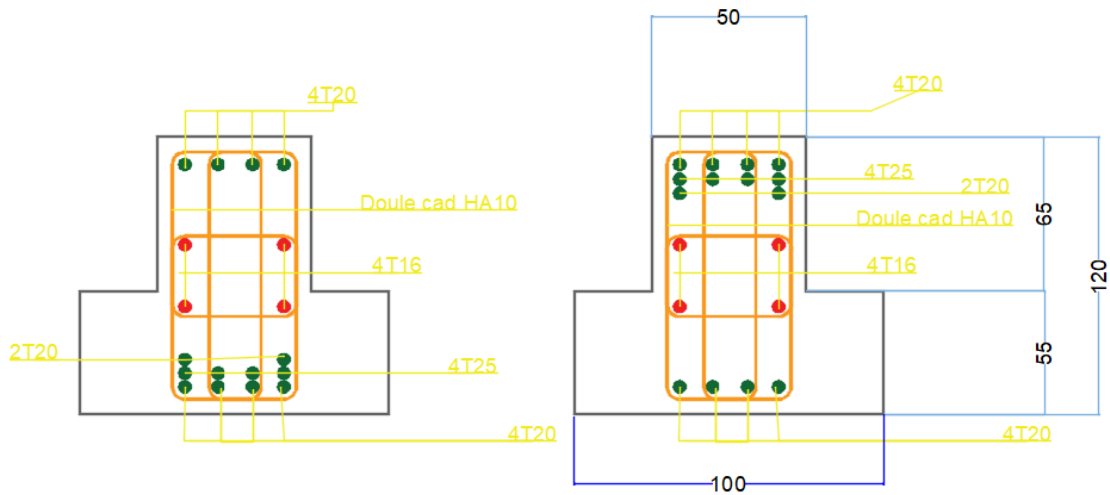


Sur appui

En travée

Fig .7.13 : Exemple de ferrailage du *nervure* Sens y-y

Sens x-x



Sur appui

En travée

Fig 7.14 : Exemple de ferrailage du *nervure* Sens x-x

CONCLUSION

Au terme de cette étude portant sur un bâtiment de type R+6, nous avons pu aborder les différentes étapes essentielles de la conception et du dimensionnement d'une structure en béton armé. Ce travail nous a permis non seulement de mettre en application les connaissances acquises au cours de notre formation, mais aussi d'approfondir notre compréhension des normes techniques, notamment celles relatives à la résistance des matériaux, à l'analyse sismique et aux règlements parasismiques en vigueur (RPA2024).

L'ensemble des efforts fournis nous a permis de traiter méthodiquement les aspects structurels du bâtiment, en partant de la modélisation globale jusqu'au dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres, voiles, dalles et fondations). L'analyse sismique a, quant à elle, représenté un point clé de cette étude, du fait de l'importance de la sécurité des occupants dans des zones potentiellement exposées aux séismes.

Par ailleurs, ce projet nous a confrontés à des problématiques réelles de l'ingénierie du bâtiment, telles que le choix du système de contreventement, le type de fondation adapté à la nature du sol, ou encore l'intégration des contraintes architecturales dans l'analyse structurelle.

En conclusion, cette étude constitue une étape importante dans notre parcours d'ingénieur, en nous dotant des compétences nécessaires pour faire face à des projets concrets. Bien qu'elle ne soit pas exhaustive, elle représente une base solide pour approfondir davantage nos capacités en matière de calcul, de modélisation et d'analyse des structures.

BIBLIOGRAPHIE

- ⇒ Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé.
- ⇒ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A 93).
- ⇒ Règles parasismiques Algériennes (R.P.A 99/version 2003).
- ⇒ Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (B.A.E.L 91).

les mémoires de fin d'étude :

- ⇒ Etude d'un bâtiment (R+9+S-SOL).
- ⇒ Autres mémoire consultés.

Outils informatiques

- ⇒ Logiciel AUTOCAD
- ⇒ Logiciel Etabs.

ANNEXE

SECTION RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm² de N 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