



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
People's Democraticre public of Algeria
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministry of Higher Education and Scientific Research
جامعة عبد الحميد بن باديس - مستغانم
University Abdelhamid Ibn Badis–Mostaganem
كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculty of Sciences and Technology
قسم الهندسة المدنية
Civil ngineering department



**MEMOIRE DE FIN D'ETUDE
DEMASTER ACADEMIQUE**

Filière : Génie Civil
Spécialité : Structures

Thème

**Etude d'un bâtiment en RDC+9 Etages
à usage d'habitation**

Présenté par:

- **BENCHENNI Charef**
- **KHELOUFI Nair**

Soutenu le devant le jury composé de :

Président: Mr BELARIBI Omar
Examineur: Mr ZELMAT Yassine
Encadreur: Mr REZIGUA Ahmed

Année Universitaire: 2018/ 2019

ملخص :

يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لمبنى للاستخدام السكني يتكون من مراكز تجارية ودور سفلي +11 طابق تقع في مستغانم. تتكون هذه الدراسة من أربعة أجزاء:
الجزء الأول هو الوصف العام للمشروع مع عرض تقديمي لعناصر البناء وخصائص المواد المختلفة ، ثم الأبعاد المسبقة للهيكل وأخير ا خفض الأحمال.

الجزء الثاني خصص لدراسة العناصر الثانوية (الروافد ، البلاطة الصلبة ، السلم ، الشرفة والحاجز).

الجزء الثالث يتكون من نمذجة الهيكل باستخدام برنامج "ROBOT" لتحديد الضغوط المختلفة بسبب الأحمال (الأحمال

الدائمة ، أحمال التشغيل والزلازل).

أخي را ، يتضمن الجزء الرابع والأخير تقوية العناصر المقاومة المختلفة للهيكل (الأساس والأعمدة والعوارض والجدران).

أجريت هذه الدراسة مع مراعاة توصيات [BAEL91] ولوائح الزلازل الجزائرية [RPA 99/2003] والوثائق الفنية.

الكلمات الرئيسية: بناء ، خرسانة ، روبات BAEL91 ، RPA 99/2003

Résumé :

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage commerciale constitué d'un sous-sol + 11 étages implanté à Mostaganem. Cette étude se compose de quatre parties :

La première partie est la description générale du projet avec une présentation des éléments du bâtiment et les caractéristiques de différents matériaux, ensuite le pré-dimensionnement de la structure et enfin la descente de charges.

La deuxième partie a été consacrée à l'étude des éléments secondaires (poutrelles, dalle pleine, escalier, balcon et acrotère).

La troisième partie consiste à modéliser la structure en utilisant le logiciel «ROBOT» afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charges sismiques).

Enfin la quatrième partie et la dernière comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (fondation, poteaux, poutres et voiles).

Cette étude est menée en tenant compte des recommandations du [BAEL91], les règlements parasismiques algériens [RPA 99/2003] et les documents techniques.

Mots clés : bâtiment, béton, ROBOT , RPA 99/2003,BAEL91

Summary :

This project presents a detailed study of a building for commercial use consisting of a basement, a ground floor + 11 floors located in Mostaganem. This study consists of four parts:

The first part is the general description of the project with a presentation of the building elements and the characteristics of different materials, then the pre-dimensioning of the structure and finally the lowering of loads.

The second part was devoted to the study of secondary elements (joists, solid slab, staircase, balcony and parapet).

The third part consists in modeling the structure using the "ROBOT" software in order to determine the various stresses due to the loads (permanent loads, operating and seismic loads).

Finally the fourth part and the last includes the reinforcement of the various resistant elements of the structure (foundation, columns, beams and walls).

This study is carried out taking into account the recommendations of [BAEL91], the Algerian earthquake regulations [RPA 99/2003] and technical documents.

Keywords: building, concrete, ROBOT, RPA 99/2003, BAEL91

SOMMAIRE

Chapitre I : Présentation du projet

| | |
|-----------------------------------------------|----|
| I.1. Présentation du projet de fin d'étude | 03 |
| I.2. Caractéristique géométrique de l'ouvrage | 04 |
| I.3. Conception la structure du bâtiment | 04 |
| I.4. hypothèse de calcul | 05 |
| I.5. Caractéristiques du sol | 05 |
| I.6. Caractéristique des matériaux | 06 |
| I.6.1. Béton | 06 |
| I.6.2. Composition du béton | 06 |
| I.6.3. Résistance mécanique du béton | 06 |
| I.6.4. Aciers | 09 |

Chapitre II : Prédimensionnement et évaluations des charges

| | |
|----------------------------------------|----|
| II.1. Prédimensionnement des poteaux | 12 |
| II.2 Prédimensionnement des poutres | 12 |
| II.2.1. Les poutres principales | 12 |
| II.2.2. Les poutres secondaires | 13 |
| II.3. Prédimensionnement des Planchers | 13 |
| II.3.1. Planchers en dalles pleine | 14 |
| II.3.2 Plancher à corps creux | 14 |
| II.4. Prédimensionnement de l'acrotère | 15 |
| II.5. Evaluation des charges | 15 |
| II.5.1. Murs extérieur | 16 |
| II.5.2. Les planchers | 16 |

Chapitre III : étude des planchers

| | |
|----------------------------------------------------------|----|
| III.1 . Dimensionnement des poutrelles | 20 |
| III.2 . Etude de la dalle de compression | 21 |
| III.3. Armatures perpendiculaires aux poutrelles | 21 |
| III.4. Etude des poutrelles | 22 |
| III.4.1. Combinaisons fondamentales | 22 |
| III.4.2. Détermination des sollicitations des poutrelles | 22 |

| | |
|---------------------------------------------------------------------------|------------|
| III.4.3. Méthode de calcul | 22 |
| III.4.4. Moments fléchissant en travées | 25 |
| III.4.5. Calcul de l'effort tranchant (T) | 29 |
| III.4.6. Calcul de ferrailage | 30 |
| III.4.7. Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') | 31 |
| IV : Calcul des éléments secondaires | |
| IV.1. Acrotère | 39 |
| IV.2. Balcon | 42 |
| IV.3. Etude escaliers | 48 |
| IV.3.1. Pré-dimensionnement des escaliers | 49 |
| IV.3.2. 1^{er} type d'escalier vole 1 et 3 | 51 |
| IV.3.3. 2^{ème} type d'escalier vole 2 | 60 |
| Chapitre V : Étude sismique | |
| V.1. Introduction | 67 |
| V.2. Méthode de calcul | 67 |
| V.3. Méthode dynamique | 69 |
| V.3.1. Etapes de modalisation | 70 |
| V.4. Interprétation des résultats | 72 |
| Chapitre VI : Etude des portiques | |
| VI.1. Introduction | 88 |
| VI.2. Définitions | 88 |
| VI.2.1. Poutres | 88 |
| VI.2.2. Poteaux | 88 |
| VI.3. Etude des portiques | 88 |
| VI.3.1. Combinaisons prises en compte | 88 |
| VI.3.2. Etude des poutres | 89 |
| V.3.2. Etude des poteaux | 96 |
| Chapitre VII : Etude des Voile | |
| VII.1. Les voiles | 115 |

| | |
|-------------------------------------------------------|------------|
| VII.2. Voile périphérique | 115 |
| VII.3. Détermination des sollicitations | 115 |
| VII.4. Calcul des sollicitation | 115 |
| VII.5. Calcul du ferrailage de la dalle pleine | 119 |
| VII.6. Détermination des armatures | 120 |
| VII.7. Schéma de ferrailage | 121 |
| VII.8. Voiles de contreventement | 122 |
| VII.9. Ferrailage des voiles | 122 |
| Chapitre V.III : Fondation | |
| VIII.1. Choix du type de fondation | 127 |
| VIII.2. Etude du radier générale | 128 |
| VIII.3. L'épaisseur du radier | 128 |
| VIII.4. Dimensionnement du débord | 129 |
| VIII.5. Dimensionnement des nervures | 130 |
| VIII.6. Ferrailage | 131 |
| VIII.7. Radier | 135 |
| VIII.8. Ferrailage du débord | 135 |

Liste des figures :

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

| | |
|----------------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| Fig.I.1: Plan de situation | 02 |
| Fig.I.2: Diagramme contrainte-déformation du béton pour ELU. [BAEL91 /A.4.3, 4] | 07 |
| Fig.I.3 : Diagramme contrainte / déformation de béton | 08 |

Chapitre II : Pré dimensionnement et évaluations des charges

| | |
|------------------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| Fig.II.1 : coupe transversale d'un acrotère | 15 |
| Fig.II.2 : coupe transversale des murs | 16 |
| Fig.II.3 : Section transversale d'un plancher (terrasse inaccessible). | 16 |
| Fig.II.4 : Section transversale d'un plancher à corps creux d'étage courant + RDC | 16 |

Chapitre III : Étude des planchers

| | |
|---------------------------------------------------------------------|-----------|
| Fig.III.1 : dimension des poutrelles | 21 |
| Fig.III.2 : Section de calcul | 30 |
| Fig.III.3 : centre de gravité | 35 |
| Fig.III.5 : Schéma de ferrailage des armatures transversales | 37 |

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

| | |
|------------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| Fig.IV.1 : Schéma de ferrailage d'acrotère | 42 |
| Fig.IV.2 : Schéma statique de calcul de balcon à l'ELU | 42 |
| Fig.IV.3 : Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU. | 48 |
| Fig.IV.4 : Ferrailage du balcon | 48 |
| Fig.IV.5 : Schéma général d'un escalier | 48 |
| Fig.IV.6 : Schéma d'escalier de trois volées | 49 |
| Fig.IV.7 : <i>Schéma statique de la section 1-1</i> | 52 |
| Fig.IV.8 : Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU. | 52 |
| Fig.IV.9 : Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS. | 53 |
| Fig.IV.10 : Section de calcul | 53 |
| Fig.IV.11: Section de calcul | 54 |
| Fig IV.12 : Schéma de ferrailage d'escalier | 64 |
| Fig IV.13 : Schéma de ferrailage | 65 |

Chapitre V : Étude sismique

| | |
|----------------------------------------------|-----------|
| Fig.V.1 : Model 3D du bâtiment | 71 |
| Fig.V.2 : Spectre de réponse sismique | 72 |

Chapitre VI : Etude des portiques

| | |
|-------------------------------------------------------------------------------------|------------|
| Fig.VI.1 : ferrailage des poutres | 90 |
| Fig.VI.2 : Sollicitation sur les poteaux | 96 |
| Fig.VI.3 : Schéma de la zone nodale du poteau | 100 |
| Fig.VI.4 : Position de N'_1 , M'_1 et M_1 sur la section transversale. | 103 |
| Fig.VI.5 : Zone nodale du poteau. | 104 |

Chapitre VII : Etude des Voile

| | |
|---------------------------------------------------------------------|------------|
| Fig.VII.1 : Schéma des contraintes de voile périphérique. | 117 |
| Fig.VII.2 : Schéma du panneau de la dalle appuie sur 4 coté. | 117 |

Chapitre VIII : Fondation

| | |
|-----------------------------------------------|------------|
| Fig.VIII.1 : schéma statique du débord | 129 |
|-----------------------------------------------|------------|

Liste des tableaux:

Chapitre II : *Pré dimensionnement et évaluations des charges*

| | |
|--------------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| Tableau II.1 : Evaluation des charges permanente du plancher terrasse | 17 |
| Tableau II.2 : <i>Evaluation des charges permanentes du plancher courant.</i> | 18 |
| Tableau II.3 : <i>Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon</i> | 18 |

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

| | |
|-------------------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| Tableau. IV.1 : Les charges <i>des réactions à l'ELU et l'ELS</i> | 52 |
| Tableau IV.2 : Des moments fléchissant et efforts tranchants de la section 1-1 | 53 |
| Tableau IV.3 : des moments fléchissant et efforts tranchants de la section 2-2 | 53 |
| Tableau IV.4 : Des moments fléchissant et efforts tranchants de la section 3-3 | 54 |
| Tableau IV.5 : Des moments fléchissant maximaux en travée et en appui | 55 |
| Tableau III.7 : des moments fléchissant et efforts tranchants de la section 3-3 | 57 |
| Tableau III.8 : des moments fléchissant maximaux en travée et en appui | 57 |

Chapitre V : Étude sismique

| | |
|-------------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| Tableau V.1 : Valeurs caractérisant le spectre de réponse élastique | 74 |
| Tableau V.2 : Résultat de l'analyse modale. | 75 |
| Tableau V.3 : Récapitulatif des résultats de la méthode statique équivalente | 76 |
| Tableau V.5 : Valeurs des déplacements inter-étages. | 82 |

Chapitre VII : Etude des portiques

| | |
|----------------------------------------------------------------------------|------------|
| Tableau VII.1 : Combinaisons fondamentales | 90 |
| Tableau VII.2 : Récapitulatif des sollicitations | 95 |
| Tableau VII.2: Récapitulatif des hauteurs utiles de la dalle pleine | 101 |

Chapitre VIII : Fondation

| | |
|---------------------------------------------------------------------|------------|
| Tableau VIII.1 : Ferrailage de nervure | 131 |
| Tableau VIII.2 : les efforts agissent sur le radier générale | 131 |
| Tableau VIII.3 : ferrailage du radier générale | 133 |

Notations :

- A'** : Aire d'une section d'acier comprimée
A : Aire d'une section d'acier tendue.
At : Aire d'une section d'acier transversale.
B : Aire d'une section de béton comprimée.
Bo : Aire d'une section homogène.
Ei : Module de déformation instantané du béton.
Ev : Module de déformation différé du béton.
Es : Module d'élasticité longitudinal de l'acier.
Mu : Moment ultime.
Mser: Moment de service.
Tu : Effort tranchant ultime.
a, b : Dimensions transversales d'un poteau.
b, h : Dimensions transversales d'une poutre.
ho : Hauteur de la table de compression
d : Distance du barycentre d'armatures tendues à la fibre la plus comprimée.
fc28: Résistance caractéristique de calcul du béton à la compression à 28 jours.
ft28 : Résistance caractéristique de calcul du béton à la traction à 28 jours.
fe : Limite élastique de l'acier.
Lf : Longueur de flambement.
n : Coefficient d'équivalence acier – béton.
Lx : La plus petite dimension dans un panneau en dalle pleine.
Ly : La plus grande dimension dans un panneau en dalle pleine.
Br : Section réduite du poteau.
M : Moment résistant de la table (section en T_é).
Mo : Moment fléchissant maximal dans la travée indépendante et reposant sur deux appuis simples.
Mt : Moment fléchissant maximal en travée
Ma : Moment fléchissant maximal en appui.
Nu : Effort normal ultime
Nser: Effort normal de service
Io : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène
If : Moment d'inertie fictif
F : Flèche due à une charge considérée (g, j, p)
G : Charge permanente
P : Surcharge d'exploitation
E : Charge sismique
qu : Chargement ultime
qser : Chargement de service
ft : Flèche totale
L : Portée de la travée
 δ_t : Espacement des armatures transversales **α** :
Coefficient sans dimension rapport **γ_b** :
Coefficient partiel de sécurité sur le béton
 γ_s : Coefficient partiel de sécurité sur l'acier
 η : Coefficient de fissuration relatif à une armature
 λ : Elancement mécanique d'une pièce. **μ** : Moment

réduit ultime (sans dimensions) ρ : Rapport entre deux dimensions $\frac{L_x}{L_y}$

σ_b : Contrainte de compression du béton

σ_s : Contrainte de traction de l'acier :

τ_u Contrainte tangentielle conventionnelle.

ν : Coefficient de poisson

CHAPITRE I

INTRODUCTION ET PRESENTATION DU PROJET

INTRODUCTION :

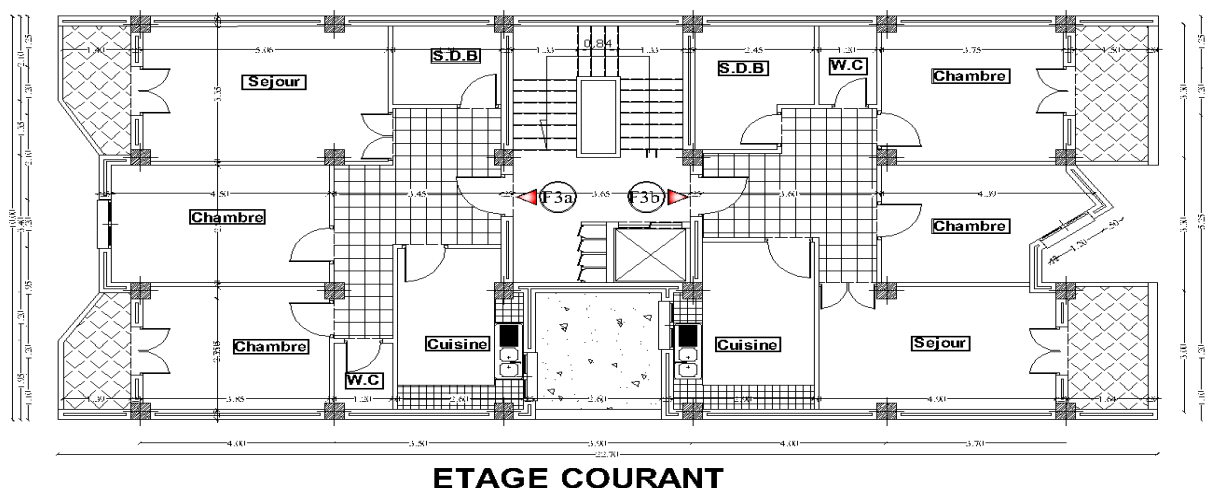
L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des données et des connaissances de base sur lesquelles les ingénieurs prennent appui dans son étude pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, ce chapitre de généralités, donne les caractéristiques des matériaux utilisés pour la réalisation de notre structure ainsi qu'une description de cette dernière.

I.1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

Le projet que nous avons entrain d'étudier consiste a un bâtiment a usage commerciale et d'habitation, composé d'un **RDC +7 étages**, implanté a ORAN, Qui est une Zone de moyenne sismicité zone IIa.

Ce bâtiment est dans un site S2 (Site ferme) selon le **RPA99, V2003** (Règlement Parasismique Algérien Version 2003).

I.2. CARACTERISTIQUES GENERALES :



F:\SOBATBAM\Chantiers\Bouaziz\ARCHITECTURE thalidjets ANANE.dwg, 04/04/2021 10:23:57, PublishToWeb.PNG,pc3

Figure I-1 : Plan étage courant

I.2.1 /- Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques de la structure sont :

- ✓ Hauteur totale du bâtiment -----24.48 m
- ✓ Hauteur du RDC ----- 3.06 m
- ✓ Hauteur des étages -----3.06 m
- ✓ Longueur en plan ----- 19.50 m
- ✓ Largeur en plan ----- 10.00 m

I.3. CONCEPTION DE LA STRUCTURE :

❖ L'ossature :

L'ossature de ce bâtiment est formée par un contreventement mixte, poteaux et de poutres constituant une série de portique auto stable et des voiles.

❖ Les planchers :

Nous avons optés pour des planchers à corps creux (16+4), pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- Raison économique.
- et en plus le projet est à usage d'habitation (charges d'exploitations ne sont pas assez importantes) les balcons sont en dalle pleine.

❖ Maçonneries :

- Les murs extérieurs et les murs de séparation entre logement sont constitués en double parois de briques (10cm d'épaisseur) séparées par une lame d'air de 10cm d'épaisseur.
- les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de brique d'épaisseur 10cm.

❖ Revêtements :

- Le revêtement des murs est réalisé par mortier de ciment.
- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Le revêtement du sol et escalier est réalisé par du carrelage.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

❖ Escaliers :

La structure comporte une seule cage d'escalier du sous sol au 7 ème étage. L'escalier est composé de deux volées et un palier.

❖ L'acrotère :

Comme la terrasse est inaccessible, le dernier niveau du bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

❖ Isolation :

- L'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher et par le vide d'air des murs extérieurs.

- L'isolation thermique est assurée par les couches de liège ou polystyrène pour le plancher terrasse.

I.4. CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES DU SOL :

Dans notre étude on a considéré que le sol d'assise de la construction est un sol ferme et par conséquent on a adopté :

- La contrainte admissible : $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2,5$ bars
- Poids volumique du sol : $\gamma_h = 17$ KN/m³
- Angle de frottement interne : $\varphi = 35^\circ$

I.5. CARACTERISTIQUES MECANIKES DES MATERIAUX :**I.5.1 /- le béton :**

C'est un matériau constitué par le mélange, dans des proportions convenables, de ciments, de granulats (gravier et sable) et d'eau.

Le dosage utilisé dans la construction et les proportions de matériaux dans 1m³ de béton est :

- Ciment utilisé CPA ou CPJ45 (dosage 350 kg / m³)
- Sable 400 litres / m³ (Ds ≤ 0.5mm)
- Gravier 800 litres / m³ (Dg ≤ 25mm)
- Eau de gâchage 160 à 180 litres / m³

Elle doit être propre et sans matières organiques.

I.5.1.1/- Principaux caractéristiques et avantages de béton :

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les 4 opérations :

- Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
- La mise en place des armatures dans le coffrage.
- Mise en place et « serrage » du béton dans le coffrage.
- Décoffrage « ou démoulage » après durcissement suffisant du béton.

Les principaux avantages du béton armé sont :

- **Economie** : le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.
- **Souplesse des formes** : elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages aux quels on peut donner toutes les sortes de formes.
- **Résistance aux agents atmosphériques** : elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.
- **Résistance au feu** : le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.

I.5.1.2/- La résistance caractéristique du béton :

a. Résistance à la compression :

Un béton est défini par la valeur caractéristique de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite f_{C28} .

Exemples de résistances couramment atteintes d'après l'article A.2.1, 13 / BAEL91 :

- **20 MPa** sont facilement atteintes sur les chantiers convenablement outillés ;
- **25 MPa** sont atteintes sur les chantiers faisant l'objet d'un contrôle régulier ;
- **30 MPa** peuvent être obtenue à condition de choisir convenablement les matériaux et d'étudier la composition du béton.

Pour notre étude on va opter pour $f_{C28} = 25$ MPa.

b. Résistance à la traction :

La résistance à la traction d'un béton à 28 jours est donnée par la formule :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{C28}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

I.5.1.3/- Déformation longitudinales du béton :

❖ Déformations instantanées « Eij » :

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

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Avec : E_{ij} et f_{cj} en MPa.

❖ **Déformations différées « E_{vj} » :**

Sous des contraintes de longue durée d'application on admet qu'à l'âge de « j »

Jours le module de déformation longitudinale différée du béton E_{vj} est donné par la formule :

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Avec : E_{vj} et f_{cj} en [MPa]

I.5.1.4/- Coefficient de poisson :

- $\nu = 0.2$ pour le calcul des déformations.
- $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations.

I.5.1.5/- Diagrammes déformations –contraintes de béton :

On distingue (figure) :

- ❖ Le diagramme « parabole rectangle ».
- ❖ Le diagramme rectangulaire simplifié qui sera étudié et utilisé dans nos calculs en raison de :

- Sa simplicité d'emploi.

- Sa concordance satisfaisante, en flexion simple, avec le diagramme « parabole -rectangle »

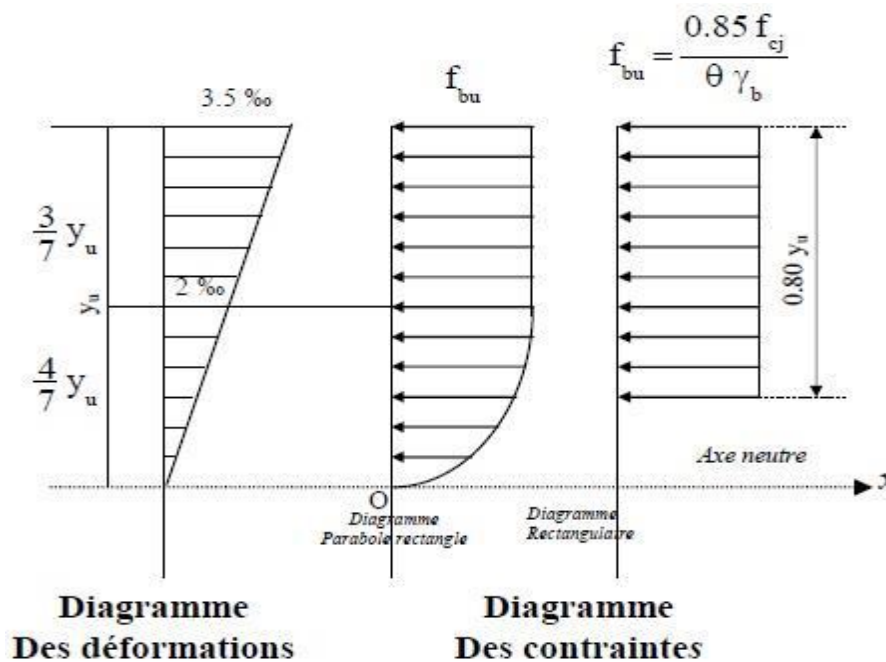


Figure I-2 : Diagramme rectangulaire simplifié.

Avec :

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à j jours.

γ_b : Coefficient de sécurité égale 1.5.

f_{bu} : Contrainte de calcul.

θ : Coefficient d'application (voir le tableau).

| θ | Durée d'application |
|----------|---------------------|
| 1 | >24 h |
| 0.9 | 1h ≤ durée ≤ 24h |
| 0.85 | <1h |

1.5.1.6/- Les contraintes limites :

❖ Etat limite ultime :

Les sollicitations de calcul à considérer résultant des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorables.

La contrainte limite du béton en compression :

La contrainte limite ultime du béton en compression est donner par :

$$f_{bu} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} f_{c28}$$

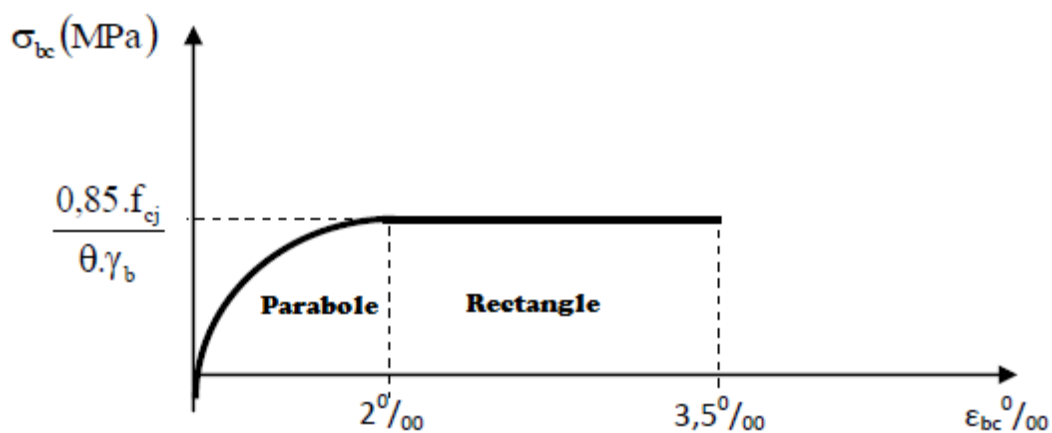


Figure I-3: Diagramme Contraintes Déformations du béton.

Notations :

$\gamma_b = 1,5$ Situation durable.

$\gamma_b = 1,15$ Situation accidentelle.

$$\Theta = \begin{cases} 1 & \dots\dots\dots t > 24h. \\ 0,9 & \dots\dots\dots 1h < t < 24h. \\ 0,8 & \dots\dots\dots t < 1h. \end{cases}$$

❖ Etat limite de service :

La contrainte de compression du béton est limitée à $0.6 f_{cj}$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ [MPa]}$$

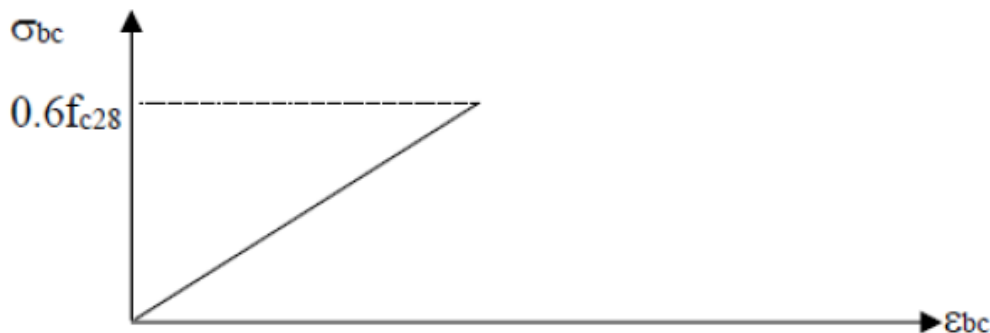


Figure I- 4 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

Contrainte limite de cisaillement :

$\bar{\tau}_U = 3.33 \text{ [MPa]}$ Fissuration peut préjudiciable. Déduite de la formule suivante :

$$\bar{\tau}_U = \min \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right)$$

$\bar{\tau}_U = 2.5 \text{ [MPa]}$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable. Déduite de la formule suivante :

$$\bar{\tau}_U = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right)$$

I.5.2/-Aciers :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression.

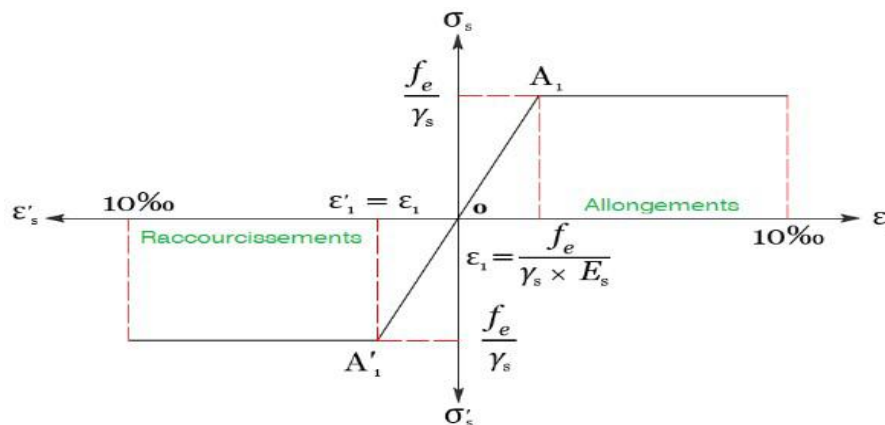
Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 03 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau I.1: Types d'acier.

| Type | Nuance | Limite élastique Fe (MPa) | Limite de rupture | Allongement à la rupture |
|----------------------|---------|---------------------------|-------------------|--------------------------|
| Haute adhérence (HA) | Fe E400 | 400 | 310 – 490 | 22% |
| | Fe E500 | 500 | 390 – 490 | 25% |
| Rond lisse (RL) | Fe E215 | 500 | 480 | 14% |
| | Fe E235 | 235 | 550 | 12% |
| Treillis soudés | Fe E500 | 500 | 550 | 12% |

I.5.2.1/- Module d'élasticité longitudinale :

Est près égale : $E_s = 200000$ [MPa] .

I.5.2.2/- Contraintes limites :❖ **Etat limite ultime :****Figure I-5 :** Diagramme contraintes-déformation de l'acier

Avec :

σ_s : Contrainte de l'Acier.

La contrainte limite de l'acier adopté est la suivante :

$$\sigma_s = f_c / \gamma_s$$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier, il a pour valeur :

- $\gamma_s = 1,15$ situation durable.
- $\gamma_s = 1,00$ situation accidentelle.

ϵ_s : Allongement relatif de l'acier :

PROJET FIN D'ETUDE

$$\epsilon_s = \Delta L/L$$

❖ Etat limite de service :

La contrainte limite de l'acier à la traction :

- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min ((2/3) f_e ; 110\sqrt{\eta * f_{tj}})$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min (0.5 * f_e , 90 * \sqrt{\eta * f_{tj}})$

Avec : η coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour rondes lisses.

$\eta = 1.6$ pour acier HA.

CHAPITRE II

PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DESCENTE DES CHARGES

II.1. INTRODUCTION :

Le pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres et voiles) d'une structure est une étape très importante dans un projet de génie civil.

En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur, notamment le « **BAEL 91** », le « **RPA99 version 2003** », et « **CBA 93** » qui mettent au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES:

Les poutres sont des corps porteurs en béton armé ayant des dimension transversales ($b \cdot h$) très petites devant la longueur L , Le rôle des poutres est de transmettre aux poteaux les efforts verticaux (charges verticales ramenées par les planchers).

Pour les poutres, on a deux types :

- Poutres principales.
- Poutres secondaires.

Les poutres seront prés dimensionnés selon les formules empiriques suivantes et vérifiées par la suite selon le RPA99 (version 2003).

La formule est la suivante :

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

$$0,4h \leq b \leq 0,8h$$

D'où :

- L : Portée de la poutre entre nus.
- h : Hauteur de la poutre
- b : Largeur de la poutre

Puis en vérifié avec les conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :

- Pour la hauteur h doit être : $h \geq 30 \text{ cm}$

- Pour la largeur b doit être : $b \geq 20 \text{ cm}$
- Le rapport entre h et b doit être : $h / b \leq 4$

II.2.1/- Poutre principale :

$$L = 400 \text{ cm}$$

$$26.67 \leq h \leq 40 \Rightarrow \text{On prend } h = 40 \text{ cm.}$$

$$16 \leq b \leq 32 \Rightarrow \text{On prend } b = 30 \text{ cm.}$$

- Vérification (selon RPA99 (version 2003)) :

$$40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

$$30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$$

$$h / b = 1.3 \text{ cm} \leq 4$$

Donc les trois conditions sont vérifiées.

$$\text{alors } (b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2.$$

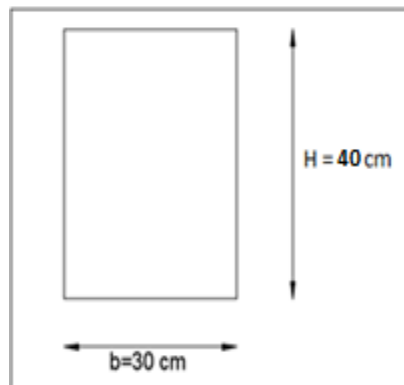


Figure II-1 : Section des poutres principales

II.2.2/- Poutre secondaire :

$$L = 330 \text{ cm}$$

$$22 \leq h \leq 33 \Rightarrow \text{On prend } h = 30 \text{ cm.}$$

$$12 \leq b \leq 24 \Rightarrow \text{On prend } b = 30 \text{ cm.}$$

- Vérification (selon RPA99 (version 2003)) :

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

$$30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$$

$$h/b = 1 \text{ cm} \leq 4$$

Donc les trois conditions sont vérifiées.

$$\text{Donc } (b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2.$$

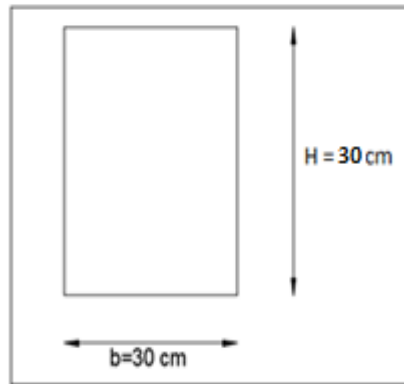


Figure II-2 : Section des poutres secondaires.

II.3. PRE DIMENSIONNEMENTS DES PLANCHERS :

On distingue deux types de planchers à utiliser :

- Plancher à corps creux
- Plancher à dalle pleine

II.3.1 /-Plancher a corps creux :

Les planchers à corps creux sont constituées par des poutrelles, d'hourdis et une table de compression, comme indiqué la figure suivante :

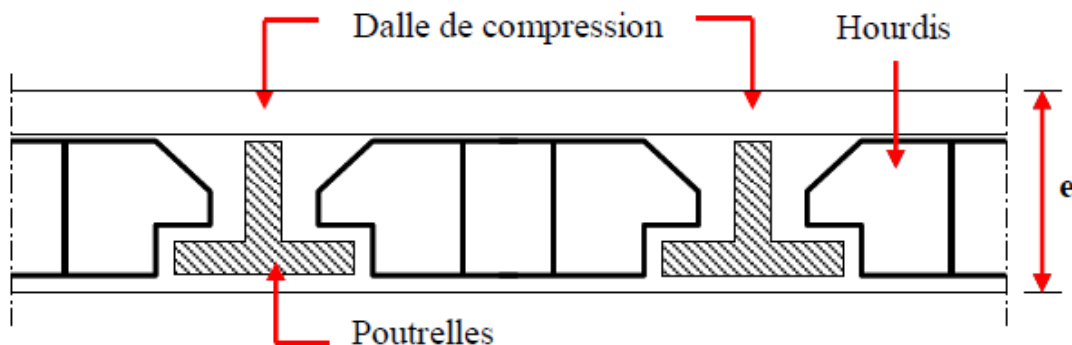


Figure II-3 : Planchers à corps creux.

Pour la détermination de l'épaisseur du plancher à corps creux, on utilise la condition de la flèche suivante :

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

Avec :

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

h_t : l'épaisseur totale du plancher

On a:

$$L = 3.30 - 0.30 = 3$$

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{300}{25} \leq h_t \leq \frac{300}{20} \Rightarrow 12 \text{ cm} \leq h_t \leq 15 \text{ cm}$$

On prend : $h_t = (16+4) = 20 \text{ cm}$

II.3.2 /- Plancher à dalle pleine :

Nous avons des planchers en dalle pleine dans les balcons, ces dalles sont considérées comme des consoles et des dalles pleines dans la cage d'escalier et l'ascenseur.

L'épaisseur de la dalle est déterminée à partir des conditions de résistance à la flexion (B.A.E.L91)

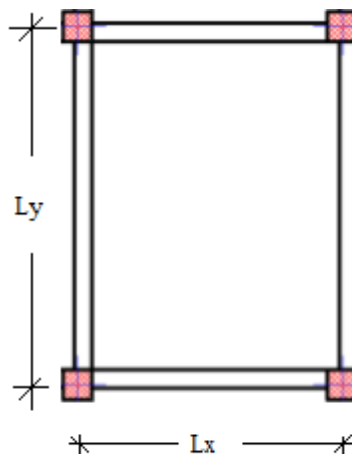


Figure II-4 : dimensions d'un panneau de dalle.

❖ Cas d'une dalle qui porte suivant un seul sens :

$$- \rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 0,4 \text{ [Article A.8.2, 31 / BAEL91]}$$

-La charge doit être uniformément répartie.

$$\Rightarrow hd = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30} \right) L_x$$

❖ Cas d'une dalle qui porte suivant deux sens :

$$- 0,4 \leq \rho \leq 1$$

- la charge est uniformément répartie.

Ou bien dalle soumise à une charge concentrée quel que soit la valeur de ρ .

$$\Rightarrow hd = \left(\frac{1}{50} \div \frac{1}{40} \right) L_x$$

Avec : $L_x \leq L_y$

L_x : la plus petite dimension du panneau de dalle.

L_y : la plus grande dimension du panneau de dalle.

Pour notre projet ; nous avons :

$$L_x = 3.30 - 0.30 = 3 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3}{3.70} = 0.811 \Rightarrow 0.4 \leq \rho \leq 1$$

$$L_y = 4 - 0.30 = 3.70 \text{ m}$$

Donc : la dalle porte suivant les deux sens

$$\frac{1}{50} \times L_x = 6 \text{ cm} \leq hd \leq \frac{1}{40} \times L_x = 9.25 \text{ cm} \Rightarrow hd = 9 \text{ cm}$$

L'épaisseur des dalles dépend souvent des conditions suivantes :

• Conditions d'isolation acoustique :

- contre les bruits aériens : $2500 \times hd \geq 350 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow hd \geq 14 \text{ cm}$

- contre les bruits d'impacts : $2500 \times hd \geq 400 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow hd \geq 16 \text{ cm}$

• Conditions de sécurité en matière d'incendie :

- pour une heure de coupe-feu => $hd = 7\text{cm}$
- pour deux heures de coupe-feu => $hd = 11\text{cm}$
- pour quatre heures de coupe-feu => $hd = 17.5\text{cm}$

Conclusion :

Pour satisfaire aux conditions ci-dessus, on prendra une épaisseur de 16cm

II.4.DESCENTE DE CHARGES :

II.4.1/- Plancher terrasse inaccessible :

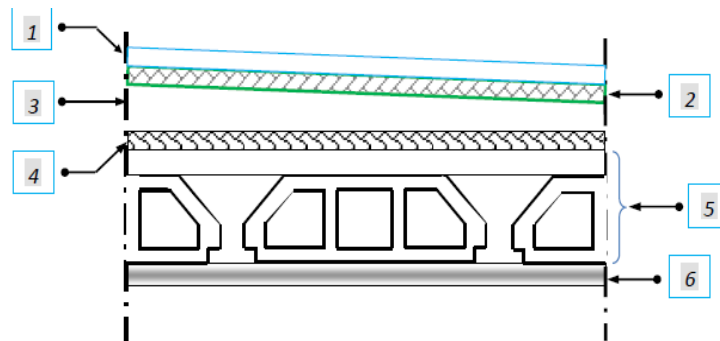
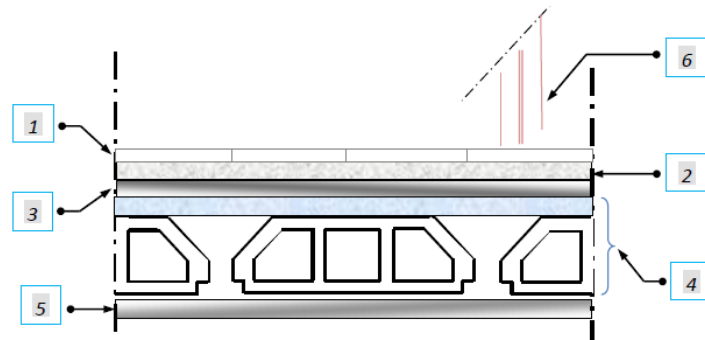


Figure II-5: Coupe plancher terrasse inaccessible.

Tableau II.1: Charge du plancher terrasse.

| Matériaux | P (KN /m ³) | Ep (m) | G (KN /m ²) |
|-------------------------------|-------------------------|--------|----------------------------------|
| 1- Protection gravillon | 20 | 0.04 | 0.8 |
| 2-Etanchéité multicouche | 6 | 0.02 | 0.12 |
| 3-Forme de pente | 22 | 0.10 | 2.20 |
| 4-Isolation thermique | 4 | 0.04 | 0.16 |
| 5-Dalle en corps creux (16+4) | 14 | 0.2 | 2.80 |
| 6- Enduit au plâtre | 10 | 0.02 | 0.2 |
| | | | G = 6.28 KN/m² |
| | | | Q = 1.00 KN/m² |

II.4.2/- Plancher étage courant :**Figure II-6:** Coupe de plancher courant.**Tableau II.02:** Évaluation des charges permanentes et d'exploitation du plancher courant.

| Matériaux | P (KN /m ³) | Ep (m) | G (KN /m ²) |
|----------------------------|-------------------------|--------|----------------------------------|
| 1- Carrelage | 22 | 0.02 | 0.44 |
| 2-Mortier de pose | 20 | 0.02 | 0.40 |
| 3-Lit de sable | 18 | 0.02 | 0.36 |
| 4-Plancher à corps creux | 14 | 0.2 | 2.80 |
| 5-Enduit en plâtre | 10 | 0.02 | 0.2 |
| 6- Cloison de distribution | 10 | 0.1 | 1.00 |
| | | | G = 5.20 KN/m² |
| | | | Q = 1.50 KN/m² |

II.4.3/-Plancher RDC : (usage commercial)**Tableau II.3 :** Evaluation des charges permanentes et d'exploitation

| Matériaux | P (KN /m ³) | Ep (m) | G (KN /m ²) |
|----------------------------|-------------------------|--------|----------------------------------|
| 1- Carrelage | 22 | 0.02 | 0.44 |
| 2-Mortier de pose | 20 | 0.02 | 0.40 |
| 3-Lit de sable | 18 | 0.02 | 0.36 |
| 4-Plancher à corps creux | 14 | 0.2 | 2.80 |
| 5-Enduit en plâtre | 10 | 0.02 | 0.2 |
| 6- Cloison de distribution | 10 | 0.1 | 1.00 |
| | | | G = 5.20 KN/m² |
| | | | Q = 1.50 KN/m² |

Tableau II.4: Tableau récapitulatif des charges et surcharges

| Niveau \charges | Destinations | Charges permanentes G [KN/m ²] | Charges d'exploitation Q [KN/m ²] |
|-------------------|--------------|-----------------------------------------------|--------------------------------------------------|
| Plancher terrasse | Inaccessible | 6.28 | 1.00 |
| 1er au 7em étage | Habitation | 5.20 | 1.50 |
| R.D.C | Commercial | 5.20 | 1.50 |

II.5. PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :

Les poteaux se sont des éléments porteurs, leurs fonction principale est de reprendre les efforts dus aux charges du plancher ramenée par les poteaux est en fonction de la descente des charges, le dimensionnement retenu est celui du poteau le plus sollicité et doit satisfaire les conditions imposées par le RPA 99 version 2003 et le BAEL 99.

II.5.1 /- les conditions de pré-dimensionnement des poteaux :

Le pré-dimensionnement doit respecter les trois conditions suivantes :

- a. condition de résistance
- b. condition de stabilité
- c. condition imposée par le R.P.A99 v2003

Critère de résistance :

$$Br \geq \left[\frac{\beta \cdot N_u}{\left[\theta \left(\frac{\sigma_{bc}}{0,9} \right) + 0,85 \left(\frac{A}{\beta_r} \right) \cdot \sigma_s \right]} \right]$$

D'après les règles parasismiques algériennes RPA99 (version 2003)

On prendra $A / Br = 0.8\% = 0.008$ (Zone IIa)

Br : Section réduite du béton ;

$$Br = (a - 0,02) \times (b - 0,02) \text{ m}^2$$

- Θ : Facteur de durée d'application des charges ($\theta=1$).

• β : Coefficient de correction dépendant de l'élançement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\beta = 1 + 0,2(\lambda / 35)^2 \quad \text{si } \lambda \leq 50.$$

$$\beta = 0,85 + 2/1500 \quad \text{si } 50 < \lambda < 70.$$

- On se fixe un élançement mécanique $\lambda=35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où : $\beta = 1 + 0,2(35 / 35)^2$ à $\beta = 1.2$

Nu : l'effort normal ultime sollicitant un poteau.

$$\mathbf{Nu} = 1.35 N_g + 1.5 N_q$$

Ng : Effort normal dû aux charges permanentes.

Nq : Effort normal dû aux charges d'exploitations.

Nq se calcul en appliquant la loi de dégression des charges (DTR B.C.2.2)

σ_{bc} : Résistance du béton en compression à l'état limite ultime.

$$\sigma_{bc} = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.85 \times \frac{25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

σ_s : Résistance des aciers à l'ELU.

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

La formule est simplifiée et devient :

$$Br \geq \left[\frac{1.2 \times N_u \times 10}{\left[\left(\frac{14.2}{0.9} \right) + 0.85 \times 0.008 \times 348 \right]} \right]$$

Donc : $Br \geq 0.6614 \times Nu$

Condition de stabilité de forme :

On sait que :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 \text{ avec } i = \sqrt{\frac{I}{B}} \text{ et } L_f = 0.7 L_0$$

I : Moment d'inertie de la section du poteau

B : Section du béton

λ : L'élancement du poteau

Conditions imposées par le RPA99 v2003 :

Pour zone IIa : on a

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

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

3- $\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4$

Avec h_e : La hauteur libre d'étage.

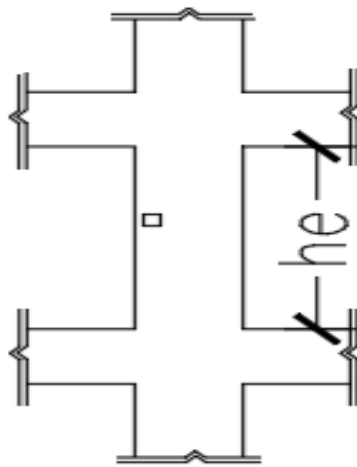


Figure II-7: hauteur libre de poteau.

II.5.2 /- Dégression des surcharges d'exploitation :

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

Soit Q_1, Q_2, \dots, Q_{n-1} et Q_n les surcharges relatives aux planchers **1, 2, ..., n-1** et **n** (la numérotation est à partir du sommet du bâtiment).

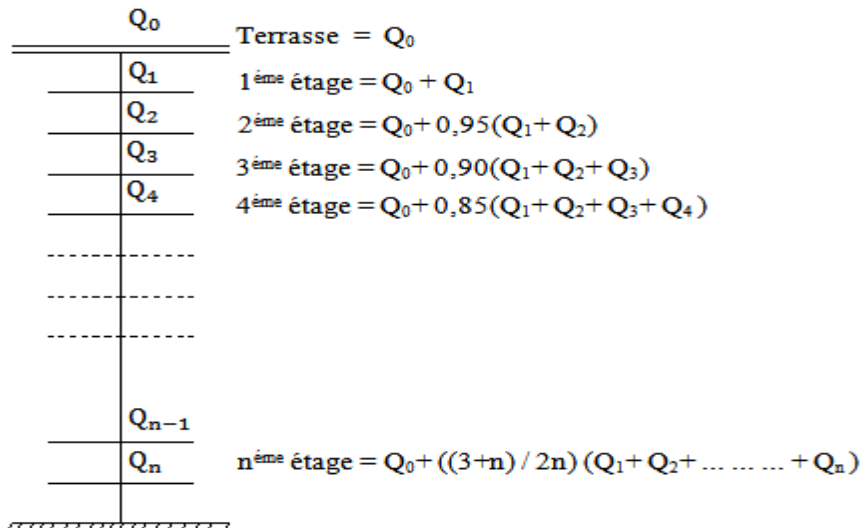


Figure II-8: Dégression des charges d'exploitation.

Tableau II.5 : Tableau de la dégression des charges d'exploitation.

| Niveau | Formule de calcul | Charge d'exploitation Q (KN/m ²) |
|---------------------------|--------------------------------|----------------------------------------------|
| Sous 7 [°] Etage | Q_0 | 1,00 |
| Sous 6 [°] Etage | $Q_0 + Q$ | 2.5 |
| Sous 5 [°] Etage | $Q_0 + 0.95 \times 2 \times Q$ | 3.85 |
| Sous 4 [°] Etage | $Q_0 + 0.90 \times 3 \times Q$ | 5.05 |
| Sous 3 [°] Etage | $Q_0 + 0.85 \times 4 \times Q$ | 6.10 |
| Sous 2 [°] Etage | $Q_0 + 0.80 \times 5 \times Q$ | 7,00 |
| Sous 1 [°] Etage | $Q_0 + 0.75 \times 6 \times Q$ | 7.75 |
| Sous RDC | $Q_0 + 0.71 \times 7 \times Q$ | 8.50 |

II.5.3 /- Calculs de la section du poteau :

a) Détermination de la surface afférente:

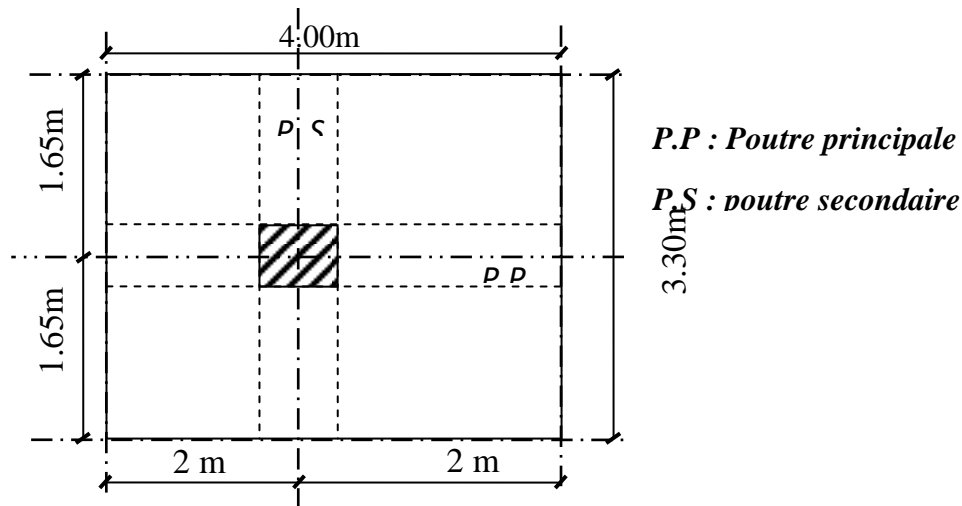


Figure II.9 : Surface afférente au poteau le plus sollicité

La surface afférente :

$$S_{\text{aff}} = 4 \times 3.30$$

$$S_{\text{aff}} = 13.2\text{m}^2$$

b) Poids total des poutres principales et secondaires

- La longueur afférente de poutre principale : $L_{\text{aff}} = 4.00\text{m}$
- La longueur afférente de poutre secondaire : $L_{\text{aff}} = 3.30\text{m}$
- Poids propre des poutres principales et secondaires :

$$P_p \text{ (poutre principale) : } 2500 \times 0,3 \times 0,4 = 300 \text{ daN/ml}$$

$$P_s \text{ (poutre secondaire) : } 2500 \times 0,3 \times 0,3 = 225 \text{ daN/ml}$$

$$P_t = (300 \times 4) + (225 \times 3.30) = 1942.5 \text{ daN/ml}$$

c) Effort normal ultime des poutres N_{up} :

$$N_{\text{upp}} = 1.35 \times P_p \text{ (poutre principale) } \times L_{\text{affpp}}$$

$$N_{\text{upp}} = 1,35 \times 300 \times 4.00$$

$$N_{\text{upp}} = 1620 \text{ daN}$$

$$N_{\text{ups}} = 1.35 \times P_s \text{ (poutre secondaire) } \times L_{\text{affps}}$$

$$N_{\text{ups}} = 1,35 \times 225 \times 3.30$$

$$N_{\text{ups}} = 1002.38 \text{ daN}$$

Avec : n nombre d'étage

$$N_{\text{upp}} = 1620 \times 8 = 12960 \text{ daN}$$

$$N_{\text{ups}} = 1002.38 \times 8 = 8019.04 \text{ daN}$$

$$N_{\text{up}} = 1.35 \times P_t \times n = 1.35 \times 1942.5 \times 8 = 20979 \text{ daN}$$

D) Poids propre de plancher

$$G \text{ cumulé} = 628 \text{ daN/m}^2$$

$$Q \text{ cumulé} = 100 \text{ daN/m}^2$$

$$N \text{ plancher} = (1.35 \times G \text{ cumulé} + 1.5 \times P \text{ cumulé}) \times S \text{ aff}$$

$$N \text{ plancher} = [(1.35 \times 628) + (1.5 \times 100)] \times 13.2$$

$$\Rightarrow N \text{ plancher} = 13170.96 \text{ daN}$$

$$N_u = 1.15 \times P_u = 1.15 (N \text{ plancher} + N_{\text{up}}) = 1.15 (13170.96 + 20979)$$

$$\Rightarrow N_u = 39272.454 \text{ daN.}$$

La section réduite du béton :

$$B_r \geq 0.6614 \times N_u$$

$$B_r \geq 0.6614 \times 392.72 = 259.74 \text{ cm}^2$$

Ceci donne :

$$B_r = (a-2) \times (b-2) \geq 259.74 \text{ cm}^2$$

On suppose que la section du poteau est carrée :

$$a = b \geq \sqrt{B_r + 2} \Rightarrow a = b \geq \sqrt{259.74 + 2} \Rightarrow a = b \geq 18.116 \text{ cm}$$

Donc on choisit (30×30) cm² la section du poteau au dernier niveau et on fait la vérification

➤ Vérification des conditions imposées par le RPA 99 (version 2003)

• Vérification des dimensions

1- $\min(a, b) \geq 30 \text{ cm en Zone III} \Rightarrow \min(a, b) = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

2- $\min(a, b) \geq h_e / 20 \Rightarrow \min(a, b) = 30 \text{ cm} \geq \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

Avec : $h_e =$ hauteur libre de l'étage = 3,06 m

3- $1/4 \leq b/a \leq 4 \Rightarrow 1/4 \leq 1 \leq 4 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

➤ **Critère de flambement**

$\lambda = l_f / i$ (Article B 8.4.1 BAEL91) Avec :

λ : L'élançement mécanique d'une pièce comprimée

l_f : Longueur de flambement d'une pièce $l_f = 0.7 \times l_0$ (Article B 8.3.31 BAEL91).

l_0 : Longueur libre d'un poteau appartenant à un bâtiment à étage multiple est comptée entre faces supérieures de deux planchers consécutifs ou de ses jonctions avec la fondation à la face supérieure du premier plancher (Article B.3.1 BAEL91).

$$l_0 = 3.06 \text{ m}$$

i : Rayon de giration de la section droite du béton seul.

$$i = \left(\frac{I}{B} \right)^{1/2} ; \quad I : \text{Moment d'inertie}$$

$$I = \frac{a \cdot b^3}{12} ; \quad B : \text{Section du béton}$$

$$\lambda = l_f / i \leq 35$$

Nous avons :

$$B = a \times b$$

$$a = b$$

$$I = (a \times a^3) / 12 \Rightarrow i = \sqrt{I / B} = a \sqrt{12}$$

$$\Rightarrow \lambda = (l_f \times \sqrt{12}) / a = (0.7 \times 306 \times \sqrt{12}) / 30 = 24.73$$

$$\Rightarrow \lambda = 24.73 \leq 35 \Rightarrow \text{condition est vérifiée}$$

II.6.PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES :

Pré - dimensionnement des murs en béton armé justifiés par l'article 7.7.1 du **RPA99**(version 2003) qui servent d'une part a contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations ;

_ Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.

_ Les actions horizontales : effet de séisme et du vent.

D'après le **RPA.99**version 2003 article7.7.1 3 les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4a$) sont considères comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires.

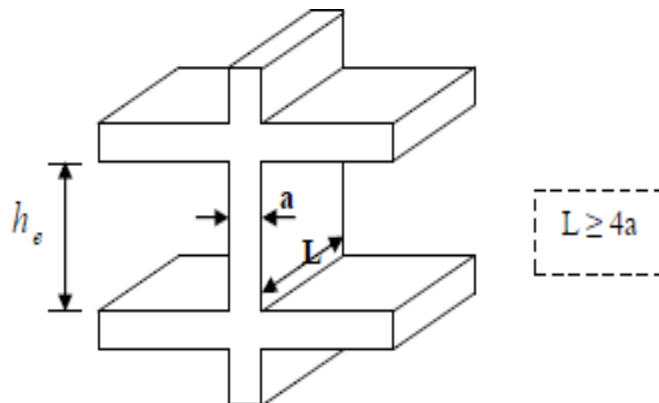


Figure II.10: Coupe sur voile en élévation

Avec :

L : porté du voile.

a : épaisseur du voile.

➤ **Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version 2003)**

$$a \geq \frac{h_e}{20}$$

$$h_e = h - h_d = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

Avec :

h_e : Hauteur libre d'étage.

$$a \geq \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm}$$

- On adopte un voile de contreventement d'épaisseur : $a = 15 \text{ cm}$

ETUDE D'un plancher**III.1.Introduction:**

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement, dont l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique.

III.2) Plancher à dalle pleine :

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle (B.A/E.L 91).

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_d}{10} \text{ avec } h_d = 16\text{cm}$$

$$\Rightarrow \phi_{\max} \leq \frac{16}{10} = 1.6\text{cm}$$

Donc ; on prendra $\phi = 8\text{mm}$

Calcul de l'enrobage :

La fissuration est considérée comme peu nuisible ($a=1\text{cm}$).

$$C_x = a + \frac{\phi}{2} \Rightarrow C_x = (10 + \frac{8}{2})\text{mm} = 14\text{mm}.$$

$$C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \Rightarrow c_y = (10 + 8 + \frac{8}{2})\text{mm} = 22\text{mm}$$

• Hauteurs utiles:

$$d_x = h_d - c_x = 16 - 1.4 = 14.6\text{cm}$$

$$d_y = h_d - c_y = 16 - 2.2 = 13.8\text{cm}$$

III.2.1) Evaluation des charges et combinaison fondamentales :

D'après la descente de charge effectuée dans le chapitre (II) ; On a :

$$G=606\text{daN/m}^2 \quad Q=500\text{daN/m}^2$$

a) Combinaisons fondamentales :**Plancher haut sous-sol:****✓ Etat Limite Ultime :**

$$\bar{q}_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$\bar{q}_u = 1.35 \times 606 + 1.5 \times 500 = 1568.1\text{daN/m}^2$$

pour une bande de 1 m de largeur:

$$q_u = 1568.1 \times 1.00 = 1568.1\text{daN/ml}$$

✓ Etat Limite service :

$$\bar{q}_s = G + Q$$

$$\bar{q}_s = 606 + 500 = 1106\text{ daN/m}^2$$

pour une bande de 1 m de largeur:

$$q_s = 1106 \times 100 = 1106\text{daN/ml}$$

b) Calcul des sollicitations :

Etat limite Ultime :

$$\begin{cases} M_{xu} = \mu_{xu} \times q_u \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } l_x \\ M_{yu} = \mu_{yu} \times M_{xu} & \text{Suivant la direction } l_y \end{cases}$$

avec:

$$\mu_x \text{ et } \mu_y = f(\xi, \vartheta)$$

$$\xi = \frac{l_x}{l_y}$$

ϑ : coefficient de poisson.

$\vartheta = 0 \rightarrow$ état limite ultime (béton fissuré).

$\vartheta = 0.2 \rightarrow$ état limite service (béton non fissuré).

c) Mode d'encastrement :

✓ **Type(1) :** panneaux continus au-delà de leurs appuis

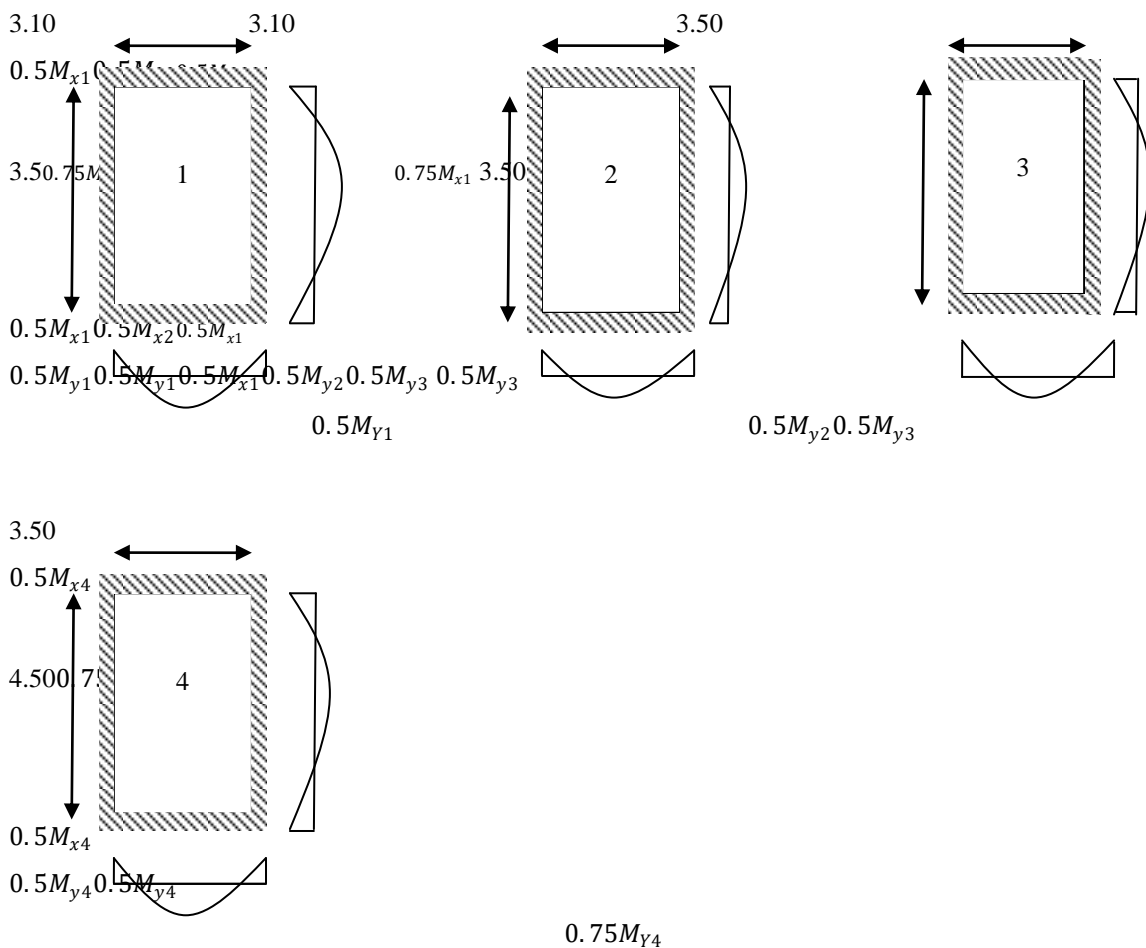


Figure III.1: moment en travée et en appuis (panneau continus au-delà de leurs appuis)

✓ **Type(2) : panneaux de rive de deux appuis assurent un encastrement partiel**

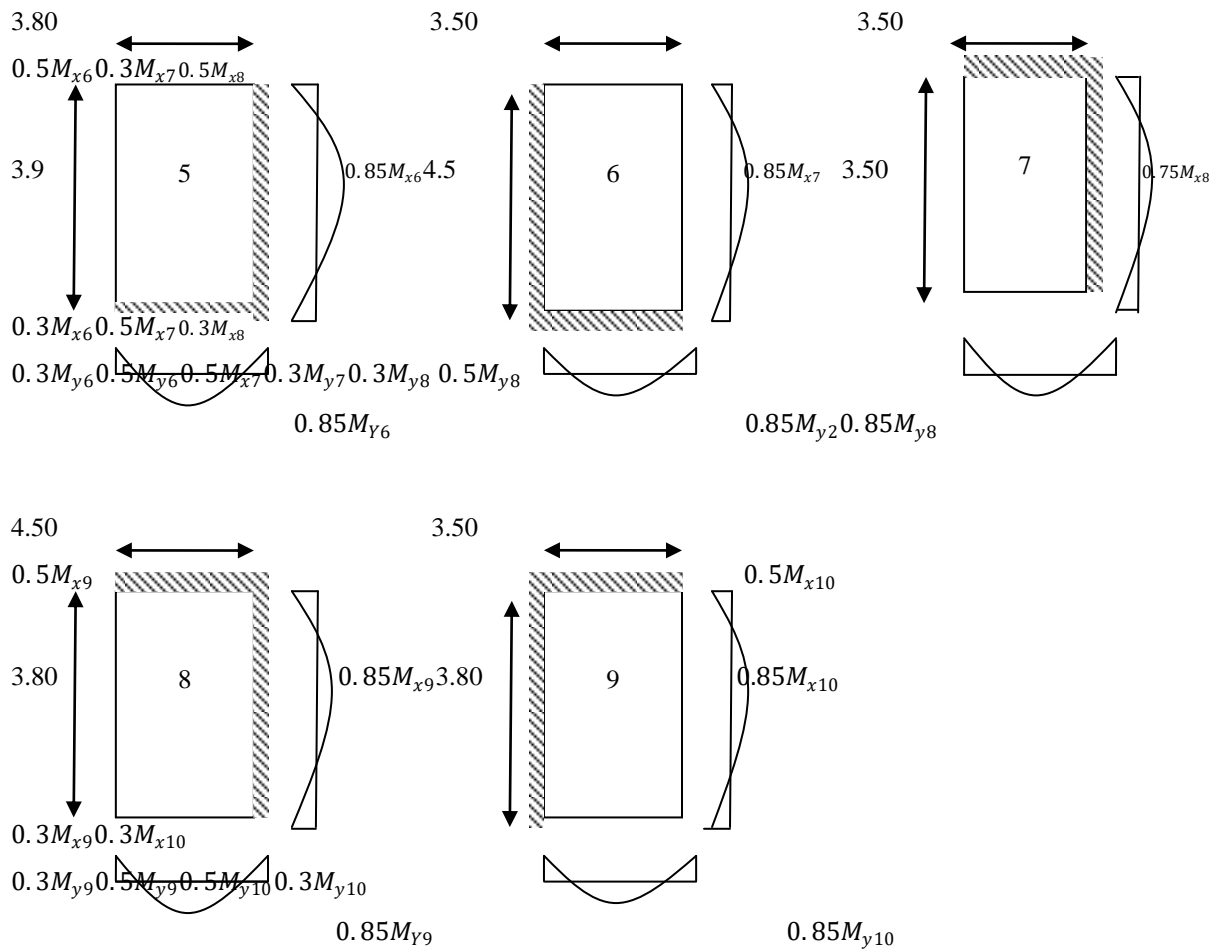
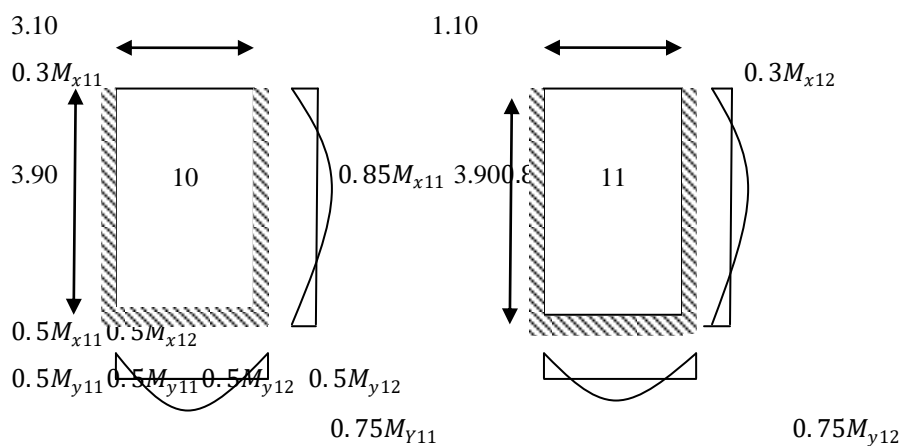
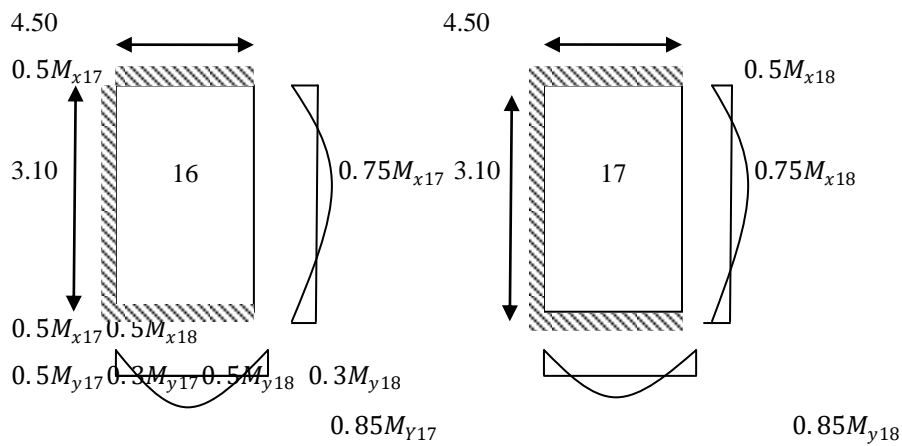
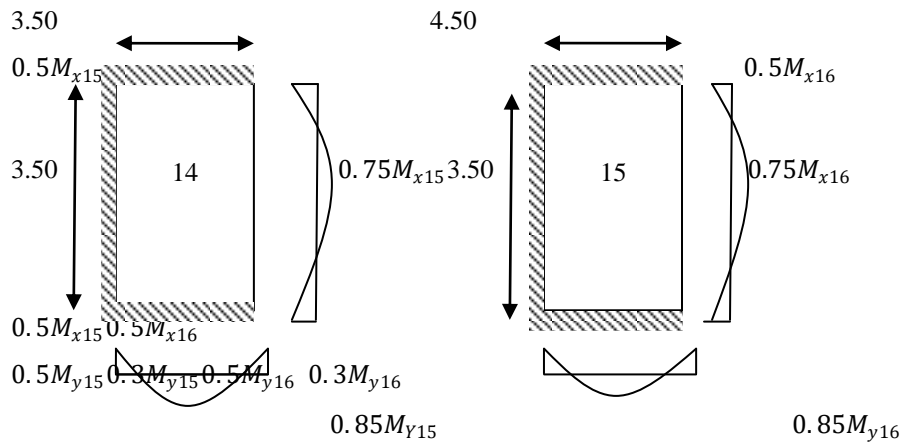
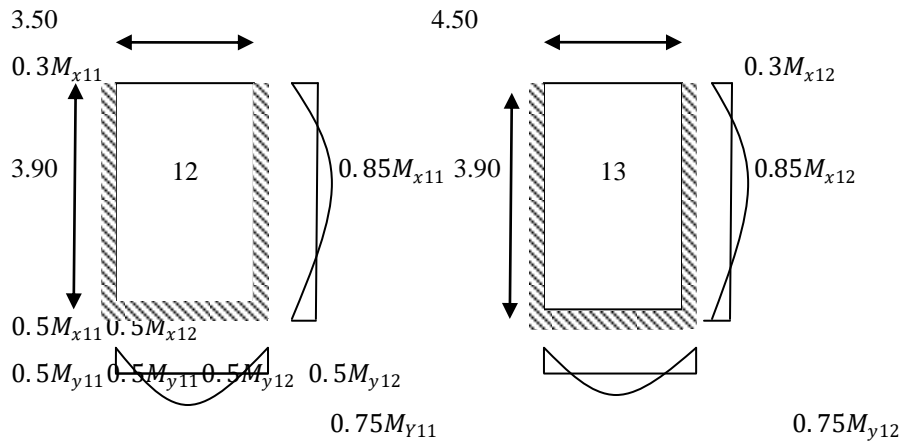


Fig.III.2 : moment en travée et en appuis (panneau de rive dont deux appuis assurent un encastrement partiel)

✓ **Type(3) : panneaux continus au-delà de leurs appuis**





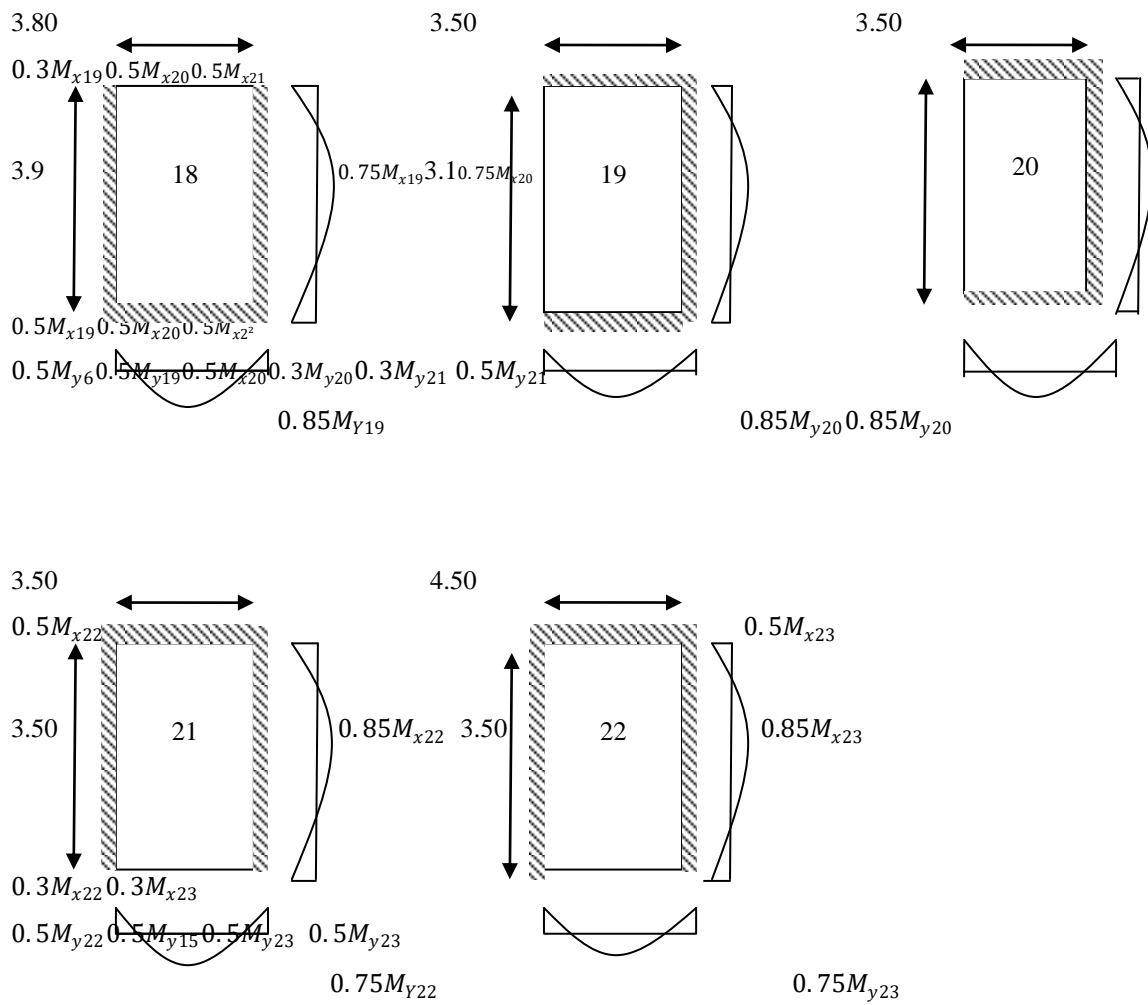


Fig. III. 3 : moment en travée et en appuis (panneau de rive dont un seul appui assurent un encastrement partiel)

III.2.2 calcul des moments fléchissant

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Exemple de calcul détaillé :

$$L_x = 4,5\text{m}$$

$$L_y = 4,5\text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 1 \left. \vphantom{\rho} \right\} \begin{array}{l} \text{La dalle porte suivant} \\ \text{Les deux directions} \end{array}$$

✓ **Etat limite ultime:**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 1 \mu_x^u = 0,0368 \text{ et } \mu_y \xrightarrow{\text{Tableau}}$$

$$M_x^u = \mu_x^u \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0,0368 \cdot 1568,1 \cdot (4,5)^2 = 1168,55 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$M_y^u = \mu_y^u \cdot M_x^u = 1 \cdot 1168,55 = 1168,55 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

Moment en travée :

$$M_{ty}^u = 0,75 \times M_y^u = 0,75 \times 1168,55 = 876,41 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$M_{tx}^u = 0,85 \times M_x^u = 0,85 \times 1168,55 = 993,27 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

Moment en appui :

✓ **Appuis intermédiaires :**

$$M_{aix}^u = -0,5 \times M_x^u = -0,5 \times 1168,55 = -584,28 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$m_{aiy}^u = -0,5 \times M_y^u = -0,5 \times 1168,55 = -584,28 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

✓ **Appui de rive :**

$$M_{ary}^u = -0,3 \times M_y^u = -0,3 \times 1168,55 = -350,57 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

✓ **Etat limite de service :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \mu_x = 0,0441 \text{ et } \mu_y \xrightarrow{\text{Tableau}}$$

$$M_y^{ser} = \mu_x \cdot q_s \cdot l_x^2 = 0,0441 \cdot 1106 \cdot (4,50)^2 = 987,67 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$M_x^{ser} = \mu_y \cdot M_y^{ser} = 1 \cdot 987,67 = 987,67 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

Moment en travée :

$$M_{ty}^{ser} = 0,75 \times M_x^{ser} = 0,75 \times 987,67 = 740,75 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$M_{tx}^{ser} = 0,85 \times M_y^{ser} = 0,85 \times 987,67 = 839,53 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

Moment en appui :

✓ **Appuis intermédiaires :**

$$M_{aix}^{ser} = -0,5 \times M_x^{ser} = -0,5 \times 987,67 = -493,84 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$M_{aiy}^{ser} = -0,5 \times M_y^{ser} = -0,5 \times 987,67 = -493,84 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

✓ **Appui de rive :**

$$M_{ary}^{ser} = -0,3 \times M_y^{ser} = -0,3 \times 987,67 = -296,30 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

Tableau III.1 tableau récapitulatif des moments fléchissant :

| Etat | | Moment (KN.m) | | |
|--------------|----|---------------|------------------------|--------|
| | | Sens | ELU | ELS |
| Appui-travée | | | | |
| Appui | Mg | X-X | $-0.5M_{0x} = -584.28$ | 493.84 |
| | | Y-Y | $-0.5M_{0y} = -584.28$ | 493.84 |
| | Md | X-X | $-0.3M_{0x} = -350.57$ | 296.30 |
| | | Y-Y | $-0.5M_{0y} = -584.28$ | 493.84 |
| Travée | | X-X | $-0.85M_{0x} = 993.27$ | 839.53 |
| | | Y-Y | $-0.75M_{0y} = 876.41$ | 740.75 |

Tableau III.2 : tableau récapitulatif de la sollicitation maximale :

| Moment | M_{txu} | M_{txs} | M_{axu} | M_{axs} | M_{tyu} | M_{tys} | M_{ayu} | M_{ays} |
|--------|----------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| niveau | 995.063 | 839.53 | 585.33 | 493.84 | 876.41 | 740.76 | 584.27 | 493.84 |

III.2.3) Calcul du ferrailage de la dalle plein :

a) Sens X-X :

a .1) En travée :

✓ Etat limite ultime :

$$M_{tx}^u = 995.063 \text{ N.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{995.063}{11.33 \times 100 \times 14,6^2} = 0,041$$

$$\mu = 0.041 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A'N' \text{ existe pas}$$

$$1000\varepsilon_1 = 1000\varepsilon_s \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.052$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.979$$

détermination des armatures:

$$A = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{995.063}{348 \times 0.979 \times 14.6} = 2.00 \text{ cm}^2$$

Détermination des armatures minimales :

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haut adhérence de classe FeE400).

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 16 = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 2.00 \text{ cm}^2$$

Espacement maximal des armatures:

$$\text{l'écratement des armatures : } e \leq \min(3h_d; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

Choix des armatures :

$$4T10/ml \rightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2/ml$$

$$(T10 \rightarrow e = 20 \text{ cm})$$

✓ **Etat Limite Service :**

$$M_{tx}^s = 8395.30 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \text{- Section rectangulaire sans } A \\ \text{- Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{9950.63}{8395.3} = 1.19$$

$$\frac{1.19 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.295 > \alpha = 0.051$$

• **Conclusion :**

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible } les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues.
(Aucune vérification pour (σ_s))

a.2) En appuis :

$$M_{ax}^u = 5853.3 \text{ N.m}$$

✓ **Etat Limite Ultime**

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{5853.3}{11.33 \times 100 \times 14.6^2} = 0.024$$

$$\mu < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A'N' \text{ existe pas}$$

$$1000\varepsilon_{l1} = 1000\varepsilon_s \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

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

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.988$$

détermination des armatures:

$$A = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{5853.3}{348 \times 14.6} = 1.17 \text{ cm}^2$$

Détermination des armatures minimales :

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haut adhérence de classe FeE400).

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 16 = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \max(A_c; A_{\min}) = 1.28 \text{ cm}^2$$

Espacement maximal des armatures:

$$\text{l'écratement des armatures : } e \leq \min(3h_d; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Choix des armatures :

$$4T10 \rightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2/ml$$

(T10 → e = 20cm)

✓ **Etat Limite Service :**

$$M_{ax}^s = 4938.4 \text{ N.m}$$

- Flexion simple

- Section rectangulaire sans A' } $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$

- Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{5853.3}{4938.4} = 1.19$$

$$\frac{1.19 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.295 > \alpha = 0.030$$

• **Conclusion :**

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible } les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues.
(Aucune vérification pour (σ_s))

b) Sens Y-Y :

b.1) En travée :

✓ **Etat limite ultime :**

$$M_{ty}^u = 8764.10 \text{ Nm}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{8764.10}{11.33 \times 100 \times 13.8^2} = 0.041$$

$$\mu = 0.041 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A'N' \text{ existe pas}$$

$$1000\varepsilon_1 = 1000\varepsilon_s \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.052$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.979$$

détermination des armatures:

$$A = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{8764.10}{348 \times 0.979 \times 13.8} = 1.86 \text{ cm}^2$$

Détermination des armatures minimales :

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haut adhérence de classe FeE400).

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 16 = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \max(A_c; A_{\min}) = 1.86 \text{ cm}^2$$

Espacement maximal des armatures:

$$\text{l'écartement des armatures : } e \leq \min(4h_d; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

Choix des armatures :

$$4\text{T10} \rightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

(T10 → e = 20cm)

✓ **Etat Limite Service :**

$$M_{ty}^s = 7407.60 \text{ N.m}$$

- Flexion simple

$$\text{- Section rectangulaire sans } A' \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

- Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{8764.1}{7407.6} = 1.18$$

$$\frac{1.18-1}{2} + \frac{20}{100} = 0.290 > \alpha = 0.046$$

• **Conclusion :**

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible }
(Aucune vérification pour (σ_s)) } les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues.

b.2) En appuis :

$$M_{ax}^u = 5842.7 \text{ N.m}$$

✓ **Etat Limite Ultime****Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{5842.7}{11.33 \times 100 \times 13.8^2} = 0.027$$

$$\mu = 0.027 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A'N' \text{ existe pas}$$

$$1000\varepsilon_1 = 1000\varepsilon_s \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.034$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.986$$

détermination des armatures:

$$A = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{5842.7}{348 \times 0.986 \times 13.8} = 1.23 \text{ cm}^2$$

Détermination des armatures minimales :

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haut adhérence de classe FeE400).

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 16 = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \max(A_c; A_{\min}) = 1.28 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$4T10 \rightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$T10 \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

✓ **Etat Limite Service :**

$$M_{ax}^s = 4938.4$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A' $\left. \begin{array}{l} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12MPa \end{array} \right\}$
 - Acier FeE400
- Avec : $\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{5842.7}{4938.4} = 1.18$

$$\frac{1.18-1}{2} + \frac{20}{100} = 0.290 > \alpha = 0.046$$

• **Conclusion :**

- $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12MPa$
- Fissuration peu nuisible $\left. \begin{array}{l} \text{les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues.} \\ \text{(Aucune vérification pour } (\sigma_s) \end{array} \right\}$

III.2.4. Vérification des l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d_x} < \bar{\tau}_u$$

Avec :

 τ_u : contrainte tangente $\bar{\tau}_u$: contrainte tangente admissible. T_u^{max} : effort tranchant max.**Calcul de T_u^{max} :** T_u^{max} est calcul par la forme suivante:

$$T_x^u = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$T_y^u = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

Le panneau le plus sollicité est le panneau () ; avec :

Plancher haut sous-sol :

$$T_x^u = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{10.43 \times 4.5}{2} \times \frac{(4.5)^4}{(4.5)^4 + (4.5)^4} = 11.734KN$$

$$T_x^u = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{10.43 \times 4.5}{2} \times \frac{(4.5)^4}{(4.5)^4 + (4.5)^4} = 11.734KN$$

Donc : $T_u^{max} = 11.734$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d_x} = \frac{11734}{100 \times 14.6 \times 100} = 0.080$$

$$\bar{\tau}_u = 0.05f_{c28} = 1.00\text{MPa}$$

$\tau_u = 0.080\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1.00\text{MPa}$ } \Rightarrow les armatures transversales ne sont pas nécessaires
Il n'y a pas reprise de bétonnage

II.2.6) Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\frac{h_d}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20 \times M_x}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} ; f_e \text{ en MPa}$$

on fait vérifier pour le panneau le plus défavorable :

$$\frac{h_d}{l_x} = \frac{16}{450} = 0.036$$

$$\frac{0.85 \times M_x}{20 \times M_x} = 0.043$$

$$\text{Donc : } \frac{h_d}{l_x} < \frac{M_{tx}}{20 \times M_x}$$

✓ Puisque la 1^{er} condition n'est pas vérifiée ; on doit faire le calcul de la flèche.

Calcul de la flèche : (principe)

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$$

$$f_{gv} = \frac{M_g \times l^2}{10E_v \times I_{f_{gv}}}$$

$$f_{ji} = \frac{M_j \times l^2}{10E_j \times I_{f_{ji}}}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \times l^2}{10E_i \times I_{f_{pi}}}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \times l^2}{10E_i \times I_{f_{gi}}}$$

Calcul de la flèche:

$$\Delta f_t = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i) \leq \Delta f_{t_{\max}}$$

Calcul des charges:

g: charge permanente après mise en place des cloisons:

$$g = 606 \times 1.00 = 606 \text{ daN/m}_L$$

j: charge permanente avant mise en place des cloisons:

$$j = (g-75) \times 1.00 = 531 \times 1.00 = 531 \text{ daN/m}_L$$

P: charge totale (p = G+Q):

$$P = (606+500) \times 1.00 = 1106 \text{ daN/m}_L$$

Calcul des moments fléchissant:

$$M_{ig}^{ser} = 0.85 \times M_{tx}^g = 0.85 \times \mu_x \times g \times l_x^2 = 0.85 \times 0.0441 \times 606 \times (4.5)^2 = 459.99 daN.m$$

$$M_{ig}^{ser} = 0.85 \times M_{tx}^g = 0.85 \times \mu_x \times g \times l_x^2 = 0.85 \times 0.0441 \times 531 \times (4.5)^2 = 403.07 daN.m$$

$$M_{ip}^{ser} = 0.85 \times M_{tx}^p = 0.85 \times \mu_x \times P \times l_x^2 = 0.85 \times 0.0441 \times 1106 \times (4.5)^2 = 839.53 daN.m$$

Modules de déformations longitudinaux:

$$Ei = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 29859 MPa$$

$$Ev = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10043 MPa$$

Moment d'inertie de la section homogène:

I_0 : Moment d'inertie de la section homogène par rapport à un axe passant par son centre de gravité.

Coordonnées du centre de gravité:

$$V_1 = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i}$$

$$V_1 = \frac{b \times h \times \frac{h}{2} + n \times A \times d}{b \times h + n \times A}$$

$$V_1 = \frac{100 \times 16 \times 8 + 15 \times 3.14 \times 14.6}{100 \times 16 + 15 \times 3.14} = 8.19 cm$$

$$V_2 = h - V_1 = 7.81 cm$$

$$I_0 = \frac{b V_1^3}{3} + \frac{b_0 \cdot V_2^3}{3} + n \times A \times (V_2 - C)^2$$

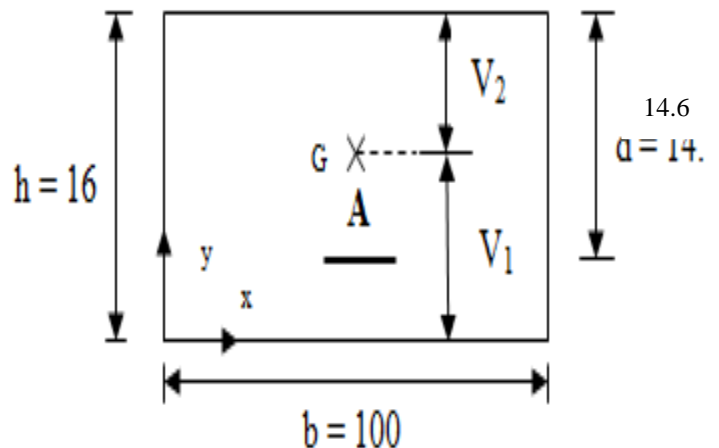


Fig.III.4:Coordonnées de centre de gravité

$$I_0 = \frac{100 \times 8.19^3}{3} + \frac{100 \times 7.81^3}{3} + 15 \times 3.14 \times (7.81 - 1.4)^2 = 36126.34 cm^4$$

Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations:

$$\sigma_s = \frac{M_1^{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d}$$

$$\rho_1 = 100\rho = 100 \cdot \frac{A}{b_0 \cdot d} = 100 \cdot \frac{3.14}{100 \times 14.6} = 0.215 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,925$$

$$\sigma_s^g = \frac{M_{ig}^{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d_x} = \frac{4599.9}{3.14 \times 0.925 \times 14.6} = 108.47 MPa$$

$$\sigma_s^j = \frac{M_{ij}^{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d_x} = \frac{4030.7}{3.14 \times 0.925 \times 14.6} = 95.05 MPa$$

$$\sigma_s^P = \frac{M_{tp}^{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d_x} = \frac{8395.3}{3.14 \times 0.925 \times 14.6} = 197.98 \text{ MPa}$$

Calcul des μ_g , μ_j et μ_p :

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{avec} \quad f_{t28} = 1.8 \text{ MPa}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 1.8}{4 \times 0.00215 \times 108.47 + 1.8} = -0.15$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 1.8}{4 \times 0.00215 \times 95.05 + 1.8} = -0.20$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 1.8}{4 \times 0.00215 \times 197.98 + 1.8} = 0.10$$

Calcul des moments d'inertie fictifs (I_f):

$$I_f = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{5 \times \rho} = \frac{0.05 \times 1.8}{5 \times 0.00215} = 8.37$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = \frac{2}{5} \times 8.37 = 3.35$$

$$I_{fg}^v = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g} = \frac{1.1 \times 36126.34}{1 + (3.35 \times 0)} = 39728.97 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^i = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_g} = \frac{1.1 \times 36126.34}{1 + (8.37 \times 0)} = 39728.97 \text{ cm}^4$$

$$I_{fj}^i = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_j} = \frac{1.1 \times 36126.34}{1 + (8.37 \times 0)} = 39728.97 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp}^i = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_p} = \frac{1.1 \times 36126.34}{1 + (8.37 \times 0.10)} = 21632.54 \text{ cm}^4$$

Calcul des flèches partielles:

$$f_g^v = \frac{M_{tg}^{ser} \cdot L^2}{10E_v \cdot I_{fg}^v} = \frac{4599.9 \times 450^2}{10 \times 10043 \times 39728.97} = 0.233 \text{ cm}$$

$$f_g^i = \frac{M_{tg}^{ser} \cdot L^2}{10E_i \cdot I_{fg}^i} = \frac{4599.9 \times 450^2}{10 \times 29859 \times 39728.97} = 0.079 \text{ cm}$$

$$f_j^i = \frac{M_{tj}^{ser} \cdot l^2}{10E_i \cdot I_{fj}^i} = \frac{4030.7 \times 450^2}{10 \times 29859 \times 39728.97} = 0.069 \text{ cm}$$

$$f_p^i = \frac{M_{tp}^s \cdot l^2}{10E_i \cdot I_{fp}^i} = \frac{8395.3 \times 450^2}{10 \times 29859 \times 21632.54} = 0.263 \text{ cm}$$

La flèche totale:

$$\Delta f_t = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i) = (0.233 - 0.069) + (0.263 - 0.079) = 0.35 \text{ cm}$$

La flèche admissible:

$$\Delta f_{t,\max} = \frac{l}{500} \Rightarrow \Delta f_{t,\max} = \frac{450}{500} = 0.90 \text{ cm}$$

Conclusion:

$$\Delta f_t < \Delta f_{t,\max} \longrightarrow 0.35\text{cm} < 0.90 \text{ cm} \Rightarrow \text{la flèche est vérifiée}$$

III.3.Étude du plancher:

Dans notre structure, les planchers sont en corps creux (16+4 =20cm)

Plancher = poutrelles + corps creux + dalle de compression

- Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué par deux éléments fondamentaux :

Eléments résistants (porteurs) : poutrelles en T comportant des aciers de liaison avec la dalle de compression.

Eléments de remplissage (de coffrage) : les entre-nervures en béton sur lesquels est coulée une dalle de compression en béton, armé d'un treillis soudé, qui garantit une meilleure répartition des charges.

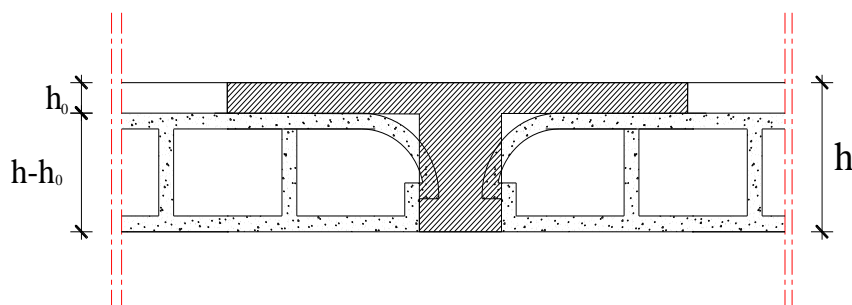


Fig.III.5 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux

III.3.1- Détermination des dimensions des poutrelles :

Pour notre projet, nous avons un seul type de planchers à corps creux dans les différents étages : Hauteur de 20 cm, dont 16 cm pour le corps creux et 4 cm pour la dalle de compression.

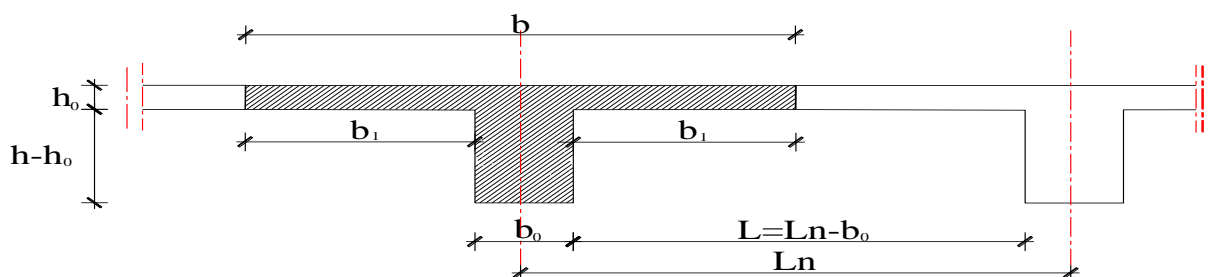


Figure III.6:Section de calcul d'un plancher à corps creux.

$\left\{ \begin{array}{l} h_t = 20 \text{ cm} \\ h_1 = 16 \text{ cm} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \end{array} \right.$
 D'après [BAEL91/A.4.1, 3], on a :

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

Avec :

L_n : Distance entre axes des nervures ($L_n = 60 \text{ cm}$) [DTRB.C.2.2/Annexe C3] ;

L : Portée entre nus d'appuis ($L = 3.10 \text{ m}$) ;

h_0 : Hauteur maximale de la dalle de compression et

b_0 : Epaisseur de la nervure ($b_0 = 12 \text{ cm}$).

Donc :

$$b_1 \leq 24 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq 31 \text{ cm}$$

$$24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm}$$

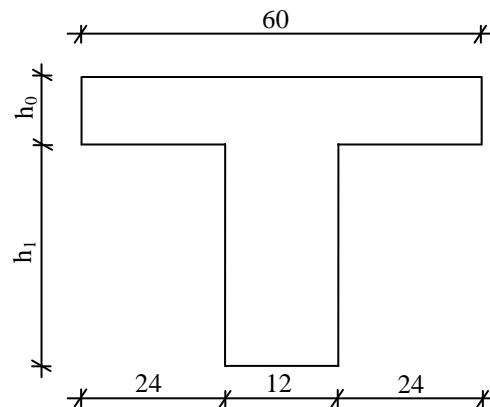


Fig.III.7: Section de calcul

On prend $b_1 = 24 \text{ cm}$.

La largeur de la dalle de compression est donc :

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

III.3.2- Ferrailage de la dalle de compression : [BAEL91/B.6.8,423] :

D'après les règles BAEL91, l'épaisseur minimale de la dalle de compression est de :

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

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

20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures ; que l'on note : A_{\perp}

33 cm : pour les armatures parallèles aux nervures ; que l'on note : A_{\parallel}

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

- Si : $L_n \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e}$;

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

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

Avec :

f_e : Limite d'élasticité en [MPa].

Armatures perpendiculaires aux nervures (A_{\perp}) :

Détermination des armatures :

Dans notre plancher, on a :

$$L_n = 60 \text{ cm} \Rightarrow 50 \text{ cm} < L_n < 80 \text{ cm}$$

$$\text{On prendra : } \emptyset_6 \rightarrow f_e = 520 \text{ MPa}$$

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L_n}{f_e} = \frac{4 \times 60}{520} \Rightarrow A_{\perp} = 0.46 \text{ cm}^2 / m_L$$

Choix des armatures :

$$5\emptyset 6/\text{ml} \longrightarrow A = 1.41 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$(\emptyset 6 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

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

Détermination des armatures :

$$\text{On a : } A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.41}{2} = 0.71 \text{ cm}^2 / m_L$$

Choix des armatures :

$$5\emptyset 6/\text{ml} \longrightarrow A = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\emptyset 6 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

Choix : Le treillis soudé adopté est : TS $\emptyset 6$ (200x200) mm².

III.3.3- Etude des poutrelles:

Dans le cas des planchers comportant des poutres (secondaires et principales) surmontées par une dalle générale à laquelle elle sont liées, il est légitime d'utiliser pour le calcul des poutres, les méthodes de calcul simplifiées dont le domaine d'application est essentiellement défini en fonction du rapport de la charge d'exploitation aux charges permanentes et limité, éventuellement par des conditions complémentaires : [CBA93/B.6.2,20].

Evaluation des charges :

Les poutrelles supportent les charges suivantes :

1^{er} → 9^{ème} étage : Plancher terrasse

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 486 \text{ daN/m}^2 \\ Q = 150 \text{ daN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 681 \text{ daN/m}^2 \\ Q = 100 \text{ daN/m}^2 \end{array} \right.$$

Combinaisons fondamentales :

-Etat limite ultime : -Etat limite de service :

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5Q$$

$$q_s = G + Q$$

$$\bar{q}_u = q_u \times 0.6$$

$$\bar{q}_s = q_s \times 0.6$$

a) 1^{er} étage et plus :

➤ **Etat Limite Ultime :**

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5Q = 1.35 \times 486 + 1.5 \times 150 = 881.1 \text{ daN/ml}$$

$$\bar{q}_u = q_u \times 0.6 = 881.1 \times 0.6 = 528.66 \text{ daN/ml}$$

➤ **Etat Limite Service :**

$$q_s = G + Q = 486 + 150 = 636 \text{ daN/ml}$$

$$\bar{q}_s = q_s \times 0.6 = 636 \times 0.6 = 381.6 \text{ daN/ml}$$

b) Terrasse :

➤ **Etat Limite Ultime :**

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5Q = 1.35 \times 681 + 1.5 \times 100 = 1069.35 \text{ daN/ml}$$

$$\bar{q}_u = q_u \times 0.6 = 1069.35 \times 0.6 = 641.61 \text{ daN/ml}$$

➤ **Etat Limite Service :**

$$q_s = G + Q = 681 + 100 = 781 \text{ daN/ml}$$

$$\bar{q}_s = q_s \times 0.6 = 781 \times 0.6 = 468.6 \text{ daN/ml}$$

Remarque :

Voir les tableaux des charges et combinaisons de charges « chapitre II ».

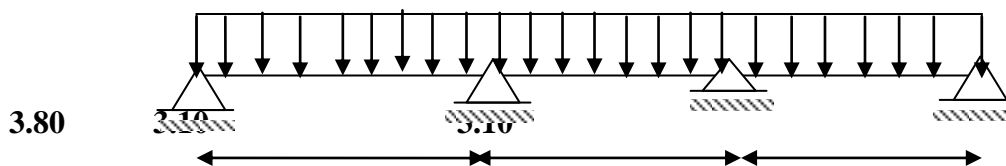
❖ **Types de poutrelles :**

On distingue les poutrelles dont les schémas statiques sont les suivants :

TYPE : 1

$$q_u = 528.66 \text{ daN}$$

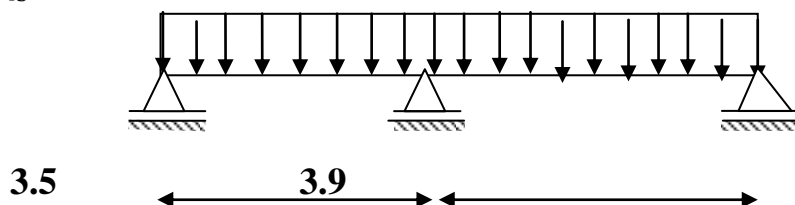
$$q_s = 381.6 \text{ daN}$$



TYPE : 2

$$q_u = 528.66 \text{ daN}$$

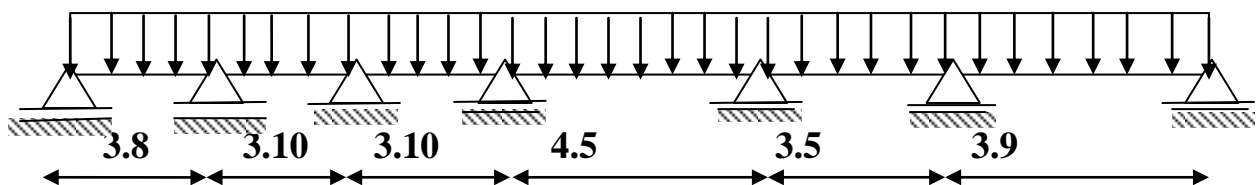
$$q_s = 381.6 \text{ daN}$$



TYPE : 3

$$q_u = 528.66 \text{ daN}$$

$$q_s = 381.6 \text{ daN}$$



TYPE :4

$$q_u = 528.66 \text{ daN}$$

$$q_s = 381.6 \text{ daN}$$

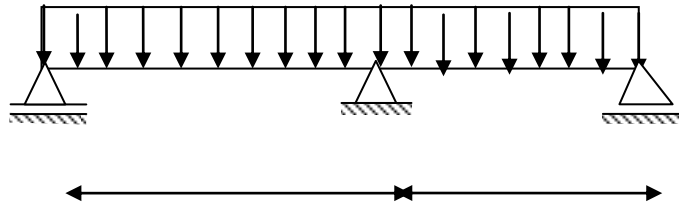


Fig.III.8 : schéma statique de poutrelles

Méthode forfaitaire : pour le calcul des planchers à charge d'exploitation modérée ; [CBA93/B6.2.21]

Méthode d'A. Caquot : pour les planchers à charge d'exploitation relativement élevée. [CBA93/B.6.2.22]

III.3.3.1) Méthode forfaitaire :

Domaine d'application :

Pour utiliser la méthode forfaitaire, les conditions suivantes doivent être vérifiées :

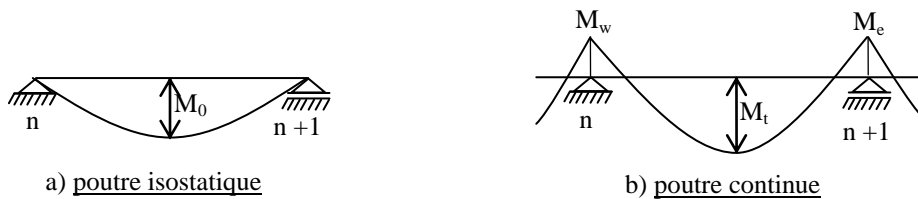
- Les valeurs des charges d'exploitation respectent la condition : $Q [\text{daN/m}^2] \leq \min (2G ; 500 \text{ daN/m}^2)$
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées;
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 et
- La fissuration est considérée comme non préjudiciable

Le principe de la méthode :

Soit :

M_0 : Valeur maximale du moment fléchissant de la travée considérée supposée indépendante (poutre simplement appuyée) (voir figure III.9.a) ;

M_w et M_e : Valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.



M_t : Moment maximum en travée.

Fig.III.9: Définition des moments

- Moments en travées :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \{ (1 + 0.3\alpha) M_0 ; 1.05 M_0 \}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad (\text{Pour une travée intermédiaire})$$

$$M_i \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad (\text{Pour une travée de rive})$$

-Moments sur appuis de rive : Mar

Mar = 0 → pour appuis simples ;

Mar = -0.2 M0 → pour un encastrement partiel et

Mar = -0.4 M0 → pour un encastrement parfait.

-Moments sur appuis intermédiaires : Mai (figure III.10)

Mai = -0.6 M0 → cas d'une poutre à deux travées ;

Mai = -0.5 M0 → pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées et :

Mai = -0.4 M0 → pour les autres appuis intermédiaires.

$$-0.6 M_0 \qquad -0.5 M_0 \qquad -0.4 M_0 \quad -0.4 M_0 \quad -0.5 M_0$$

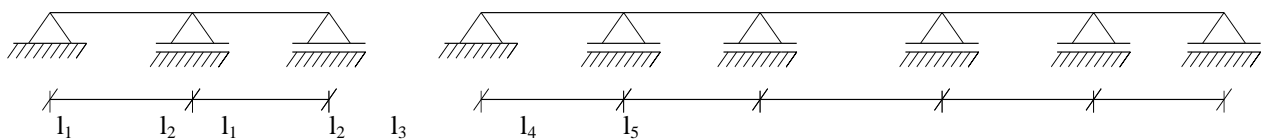


Fig.III.10:Moments sur appuis intermédiaires.

✓ **Remarque :**

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

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire (type 1) :

- $Q = 150 \text{ daN/m}^2 \leq \min(2 \times 486; 500) \text{ daN/m}^2 = 500 \text{ daN/m}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée.

-Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées → Condition vérifiée.

-Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{380}{310} = 1,23 \leq 1,25 \rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{310}{310} = 1 \leq 1,25$$

-La fissuration est considérée comme non préjudiciable → Condition vérifiée.

Conclusion :

Les 4 conditions sont vérifiées pour les types suivantes : type 1 et type 2

On peut utiliser la méthode forfaitaire.

III.3.3.1.1) Application de la méthode forfaitaire :

-On prend le 1^{er} type comme un exemple de calcul (forfaitaire).

Poutrelle 1 :

$$G=486daN/m^2$$

$$Q=150daN/m^2$$

$$\bar{q}_u = 528.66daN/ml$$

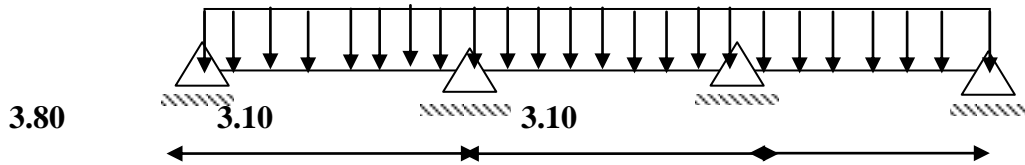
$$\bar{q}_s = 381.6daN/ml$$

Schéma statique :

TYPE : 1

$$q_u = 528.66daN$$

$$q_s = 381.6daN$$



Moments fléchissant en appuis :

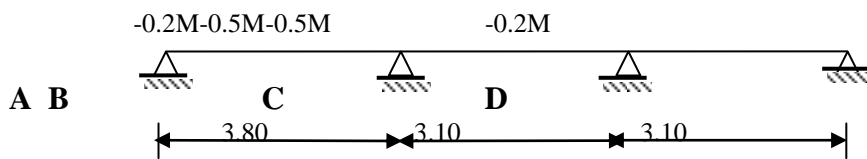


Figure III.11: Schéma statique de la poutrelle type N° 1

Moments fléchissant en travées :

$$\alpha = \frac{P}{G + P} = \frac{150}{150 + 486} = 0.24 \quad 0 \leq \alpha = 0,24 \leq \frac{2}{3} \dots \text{Condition vérifiée}$$

Pour les travées de rives AB et CD :

$$\begin{cases} M_{r1} + \frac{0.5 + 0.2}{2} M_{o1} \geq [\max((1 + 0.3 \times \alpha) ; 1.05)] M_{o1} \\ M_{2r1} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \right) M_{o1} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{r1} + \frac{0.5 + 0.2}{2} M_{o1} \geq [\max((1 + 0.3 \times 0.24); 1.05)] M_{o1} \\ M_{r1} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3 \times 0.24}{2} \right) M_{o1} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{r1} \geq 0.72 M_{o1} \\ M_{r1} \geq 0.64 M_{o1} \end{cases}$$

On prend : $M_{t1} = 0.75M_{01}$

Travées intermédiaires BC :

$$\begin{cases} M_{t2} + \frac{0.5+0.5}{2} M_{01} \geq \max(1+0.3 \times 0.24; 1.05) M_{01} \\ M_{t2} \geq \left(\frac{1+0.3 \times 0.24}{2} \right) M_{01} \\ \Rightarrow \begin{cases} M_{t2} \geq 0.57 M_{01} \\ M_{t2} \geq 0.54 M_{01} \end{cases} \end{cases}$$

On prend : $M_{t2} = 0.60M_{01}$

➤ **Moments en travées :**

✓ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_{t1}^u = 0.75M_{01}^u \quad M_{01}^u \rightarrow \frac{q_u \times L^2}{8} = 528.66 \times \frac{3.80^2}{8} = 954.23 \text{ daN.m}$$

$$M_{t1}^u = 0.75 \times 954.23 = 715.67 \text{ daN.m}$$

$$M_{t2}^u = 0.60M_{01}^u \quad M_{01}^u \rightarrow \frac{\bar{q}_u \times L^2}{8} = 528.66 \times \frac{3.10^2}{8} = 635.05 \text{ daN.m}$$

$$M_{t2}^u = 0.60 \times 635.05 = 381.03 \text{ da N.m}$$

$$M_{t3}^u = 0.75M_{01}^u \quad M_{01}^u \rightarrow \frac{\bar{q}_u \times L^2}{8} = 528.66 \times \frac{3.10^2}{8} = 635.05 \text{ daN.m}$$

$$M_{t3}^u = 0.75 \times 635.05 = 476.30 \text{ daN.m}$$

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

$$\begin{cases} M_{t1}^{ser} = 0.75M_{01}^{ser} \quad M_{01}^{ser} \rightarrow \frac{\bar{q}_{ser} \times L^2}{8} = 381.6 \times \frac{3.80^2}{8} = 688.79 \text{ daN.m} \\ = 0.75 \times 688.79 = 516.59 \text{ daN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t2}^{ser} = 0.60M_{01}^{ser} \quad M_{01}^{ser} \rightarrow \frac{q_{ser} \times L^2}{8} = 381.6 \times \frac{3.10^2}{8} = 458.40 \text{ daN.m} \\ M_{t2}^{ser} = 0.60 \times 458.40 = 275.04 \text{ daN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t3}^{ser} = 0.75M_{01}^{ser} \quad M_{01}^{ser} \rightarrow \frac{q_{ser} \times L^2}{8} = 381.6 \times \frac{3.10^2}{8} = 458.40 \text{ daN.m} \\ M_{t3}^{ser} = 0.75 \times 458.40 = 343.80 \text{ daN.m} \end{cases}$$

➤ **Moments en appuis :**

✓ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_A = -0.2 \times M_{01}^u = -0.2 \times 954.23 = -190.85 \text{ daN.m}$$

$$M_D = -0.2 \times M_{01}^u = -0.2 \times 635.05 = -127.01 \text{ daN.m}$$

$$M_B = -0.5 \times M_{02}^u = -0.5 \times 635.05 = -317.53 \text{ daN.m}$$

$$M_C = -0.5 \times M_{03}^u = -0.5 \times 635.05 = -317.53 \text{ daN.m}$$

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

$$M_A = -0.2 \times M_{01}^{ser} = -0.2 \times 687.70 = -137.54 \text{ daN.m}$$

$$M_D = -0.2 \times M_{01}^{ser} = -0.2 \times 458.40 = -91.68 \text{ daN.m}$$

$$M_B = -0.5 \times M_{02}^u = -0.5 \times 458.40 = -229.2 \text{ daN.m}$$

$$M_C = -0.5 \times M_{03}^{ser} = -0.5 \times 458.40 = -229.2 \text{ daN.m}$$

Calcul de l'effort tranchant (T) :

$$T = \frac{q_u \times l}{2} \mp \frac{M_g + M_d}{2}$$

➤ **Travée A-B (par exemple)**

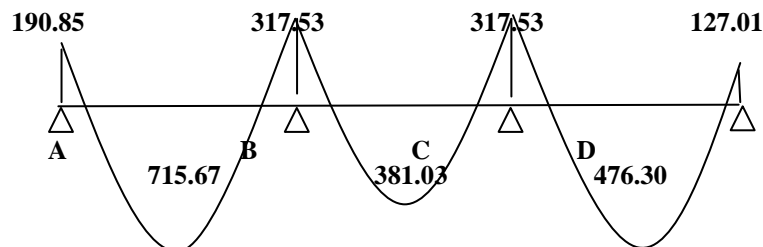
$$T_1 = \frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_A - M_B}{2} = \frac{528.66 \times 3.8}{2} + \frac{190.85 - 317.53}{2} = 941.11 \text{ daN}$$

$$T_2 = \frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_A - M_B}{2} = \frac{528.66 \times 3.8}{2} - \frac{190.85 - 317.53}{2} = 1067.79 \text{ daN}$$

Diagramme des moments fléchissant :

➤ **E.L.U :**

M : en [daN.m]



➤ **E.L.S :**

M : en [daN.m]

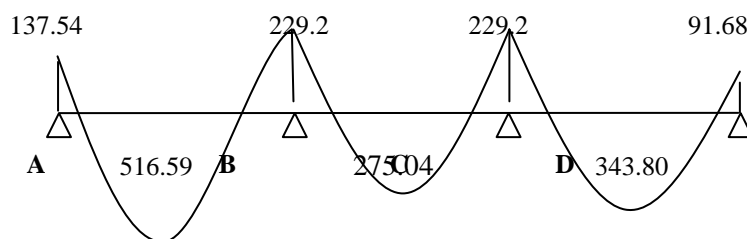


Fig. III. 12.1 : Diagramme des moments fléchissant.

Efforts tranchants :

$$T = \frac{q_u L}{2} \pm \frac{M_g - M_d}{L}$$

T : en [daN]

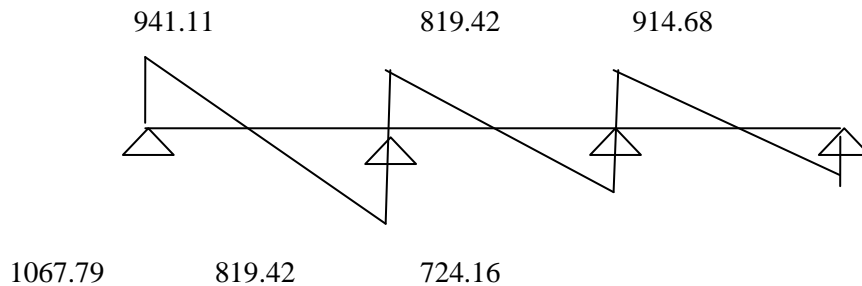
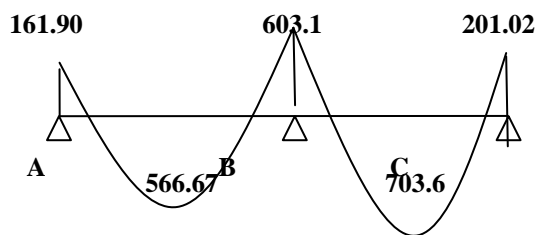


Fig. III. 12.2 : Diagramme des efforts tranchants.

Type 2 :

➤ **E.L.U :**

M : en [daN.m]



E.L.S :

M : en [daN.m]

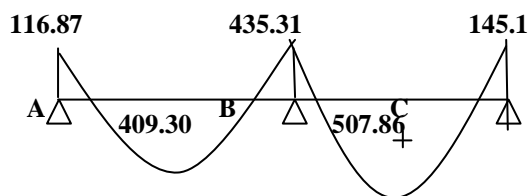


Fig. III. 13.1 : Diagramme des moments fléchissant de type 2.

➤ Efforts tranchants :

$$T = \frac{q_u L}{2} \pm \frac{M_g - M_d}{L}$$

T : en [daN]

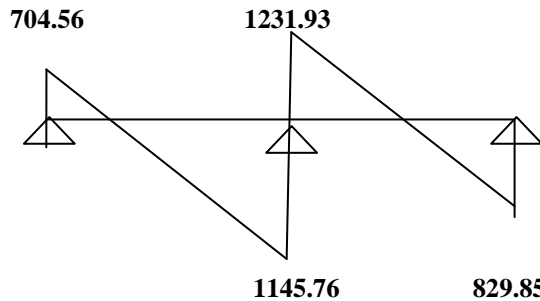


Fig. III. 13.2 :Diagramme des efforts tranchants de type 2.

Remarque : on ne peut pas utiliser la méthode forfaitaire pour les types suivantes : type 3 et type4.

Le rapport entre deux portées successives ($L_{i+1} ; L_i$) n'est pas compris entre 0.8 et 1.25.

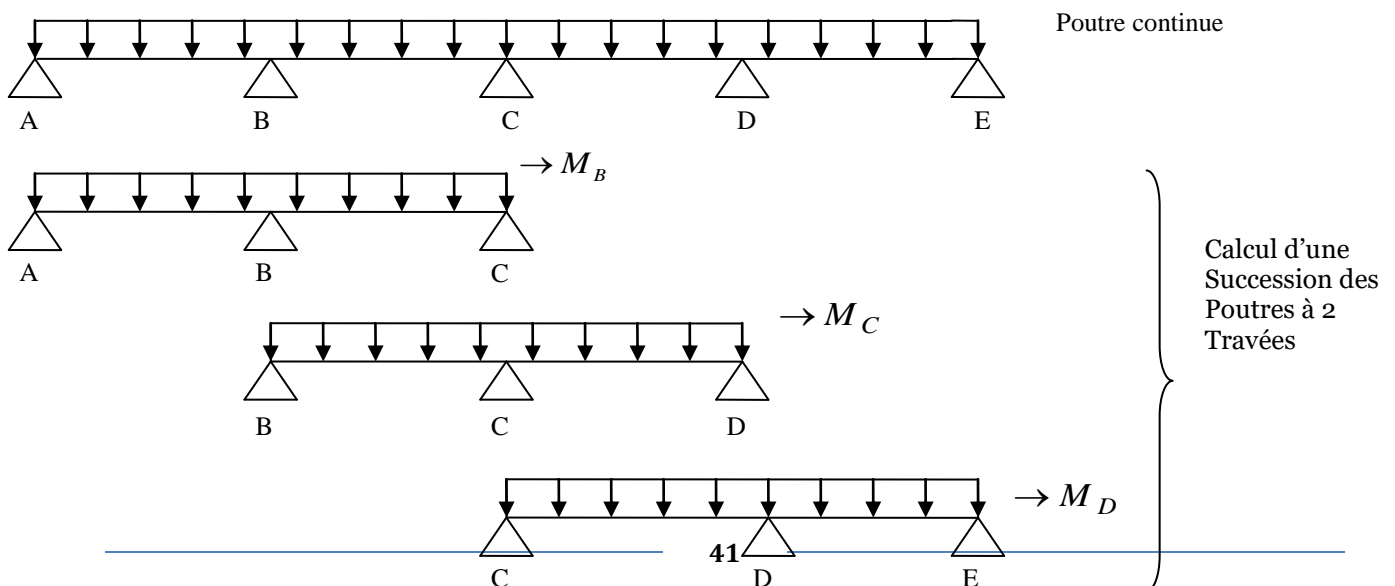
III.3.3.2) Méthode de Caquot minorée:

➤ **Domaine d'application** : [CBA93/B6.2.2.1]

Dans le cas où l'une des quatre conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite, on peut appliquer la méthode de Caquot, mais il faut diminuer les moments sur appuis dûs aux seules charges permanentes par application aux valeurs trouvées d'un coefficient compris entre 1 et 2/3 ; les valeurs des moments en travée sont majorées en conséquence.

➤ **Principe de la méthode** : [CBA93/ B 6.2,221]

Caquot a établi une méthode de calcul directe et pratique qui a l'avantage de libérer le projeteur de toute résolution de système d'équations linéaires. En effet, l'auteur a basé sa méthode sur la théorie générale des poutres continues, mais en considérant que le moment sur un appui donné ne dépend principalement que des charges situées sur les travées adjacentes à cet appui. Cette judicieuse hypothèse simplifie énormément les calculs et réduit ainsi le problème à l'étude d'une série des poutres à deux travées une fois hyperstatique.



➤ **Moments sur appuis intermédiaires:**

$$M_i = \frac{q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3}{8.5(l_w' + l_e')}$$

Avec :

$l' = 1$: pour une travée de rive ;

$l' = 0.8 l$: pour une travée intermédiaire;

l_w' et l_e' : étant les portées des travées fictives à gauche et à droite de l'appui et

l : la portée réelle de la travée.

➤ **Moments en travées:**

$$M(x) = M_0(x) + \left(1 - \frac{x}{l}\right)M_w + \frac{x}{l}M_e$$

Avec :

$M_0(x)$: Moment fléchissant d'une travée supposée indépendante (le moment isostatique);

M_w et M_e : Moments sur appuis de gauche et de droite (West et East) de la travée;

x : abscisse variant de 0 à l ;

$$M(x) = M_{\max} \Rightarrow T(x) = \frac{dM(x)}{dx} \stackrel{?}{=} 0 \Rightarrow x =$$

Avec :

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{ql}$$

➤ **Efforts tranchants :**

$$T_w = q \frac{l}{2} + \frac{|M_w| - |M_e|}{l}$$

$$T_e = q \frac{l}{2} - \frac{|M_w| - |M_e|}{l}$$

III.3.3.2.1. Application de méthode Caquot:

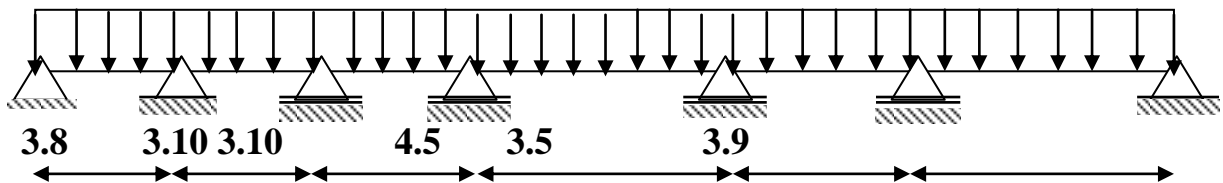
On prend le type 3 comme exemple

TYPE : 3

Schéma statique :

$$q_u = 528.66 \text{ daN}$$

$$q_s = 381.6 \text{ daN}$$



Combinaisons fondamentales (Plancher Etages courants) :➤ **Etat limite ultime :**

$$q_u = 528.66 \text{ daN/ml}$$

$$q_u^r = (1.35 \times 2G/3 + 1.5P) \times 0.6 = (1.35 \times 2/3 \times 486 + 1.5 \times 150) \times 0.6 = 397.44 \text{ daN/ml.}$$

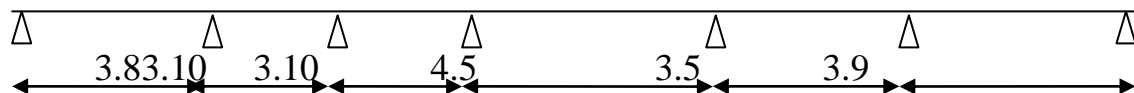
➤ **Etat limite de service :**

$$q_s = 381.6 \text{ daN/ml}$$

$$q_s^r = (2G/3 + P) \times 0.6 = (2/3 \times 486 + 150) \times 0.6 = 284.4 \text{ daN/ml.}$$

Moment fléchissant en appuis

$$M_1 M_2 M_3 M_4 M_5 M_6 M_7$$



Travée de rive : $L'_1 = l_1 = 3.04 \text{ m}$

$$L'_6 = l_6 = 3.12 \text{ m}$$

Travée intermédiaire : $L'_2 = L'_3 = 0.8 \times l_2 = 0.8 \times 3.1 = 2.48 \text{ m}$

$$L'_4 = 0.8 \times l_4 = 0.8 \times 4.5 = 3.6 \text{ m}$$

$$L'_5 = 0.8 \times l_5 = 0.8 \times 3.5 = 2.8 \text{ m}$$

En appuis de rive :

$$M_i = - \frac{\overline{qu} \times l_1^3}{8.5 \times l_1}$$

En appui intermédiaire :

$$M_i = - \frac{\overline{qu} \times (l_w^3 + l_e^3)}{8.5 \times (l_w + l_e)}$$

Avec : l_w et l_e : les linges fictives

➤ **Etat limite ultime :****Appuis de rives A et G :**

$$M_A = - \frac{\overline{qu} \times l_1^2}{8.5} = \frac{397.44 \times 3.04^3}{8.5 \times 3.04} = -432.12 \text{ daN.m}$$

$$M_G = - \frac{\overline{qu} \times l_6^2}{8.5 l_6} = \frac{397.44 \times 3.12^3}{8.5 \times 3.12} = -455.16 \text{ daN.m}$$

Appuis intermédiaire:

$$M_B = - \frac{\overline{qu} \times (l_1^3 + l_2^3)}{8.5(l_1 + l_2)} = \frac{397.44 \times (3.04^3 + 2.48^3)}{8.5(3.04 + 2.48)} = -367.18 \text{ daN.m}$$

$$M_C = - \frac{\overline{qu} \times (l_2^3 + l_3^3)}{8.5(l_2 + l_3)} = \frac{397.44 \times (2.48^3 + 2.48^3)}{8.5(2.48 + 2.48)} = -287.58 \text{ daN.m}$$

$$M_D = - \frac{\overline{qu} \times (l_2^3 + l_3^3)}{8.5(l_2 + l_3)} = \frac{397.44 \times (2.48^3 + 3.6^3)}{8.5(2.48 + 3.6)} = -476.11 \text{ daN.m}$$

$$M_E = - \frac{\overline{qu} \times (l_4^3 + l_5^3)}{8.5(l_4 + l_5)} = \frac{397.44 \times (3.6^3 + 2.8^3)}{8.5(2.8 + 3.6)} = -501.24 \text{ daN.m}$$

$$M_F = -\frac{\overline{q_u}(l_5^3 + l_6^3)}{8.5(l_5 + l_6)} = \frac{397.44 \times (2.8^3 + 3.12^3)}{8.5(2.8 + 3.12)} = -413.26 \text{ daN.m}$$

➤ **Etat limite service :**

Appuis de rives A et G :

$$M_A = -\frac{\overline{q_u} \times l_1^2}{8.5} = \frac{284.4 \times 3.04^3}{8.5 \times 3.04} = -309.21 \text{ daN.m}$$

$$M_G = -\frac{\overline{q_u} \times l_6^2}{8.5l_6} = \frac{284.4 \times 3.12^3}{8.5 \times 3.12} = -325.70 \text{ daN.m}$$

Appuis intermédiaire :

$$M_B = -\frac{\overline{q_u} \times (l_1^3 + l_2^3)}{8.5(l_1 + l_2)} = \frac{284.4 \times (3.04^3 + 2.48^3)}{8.5(3.04 + 2.48)} = -262.75 \text{ daN.m}$$

$$M_C = -\frac{\overline{q_u} \times (l_2^3 + l_3^3)}{8.5(l_2 + l_3)} = \frac{284.4 \times (2.48^3 + 2.48^3)}{8.5(2.48 + 2.48)} = -205.79 \text{ daN.m}$$

$$M_D = -\frac{\overline{q_u} \times (l_2^3 + l_3^3)}{8.5(l_2 + l_3)} = \frac{284.4 \times (2.48^3 + 3.6^3)}{8.5(2.48 + 3.6)} = -340.69 \text{ daN.m}$$

$$M_E = -\frac{\overline{q_u} \times (l_4^3 + l_5^3)}{8.5(l_4 + l_5)} = \frac{284.4 \times (3.6^3 + 2.8^3)}{8.5(3.6 + 2.8)} = -358.68 \text{ daN.m}$$

$$M_F = -\frac{\overline{q_u} \times (l_5^3 + l_6^3)}{8.5(l_5 + l_6)} = \frac{284.4 \times (2.8^3 + 3.12^3)}{8.5(2.8 + 3.12)} = -295.72 \text{ daN.m}$$

Calcul de l'effort tranchant :

$$T(x) = \left(\frac{ql_i}{2} - qx\right) + \frac{M_{i-1} - M_i}{l_i}$$

➤ **Etat Limite Ultime :**

Travée A-B :

$$T_1 = \frac{528.66 \times 3.8}{2} + \frac{432.12 - 367.18}{3.8} = 1021.54 \text{ daN}$$

$$T_2 = \left(\frac{528.66 \times 3.8}{2} - 528.66 \times 3.8\right) + \frac{432.12 - 367.18}{3.8} = -987.36 \text{ daN}$$

Travée B-C :

$$T_2 = \frac{528.66 \times 3.1}{2} + \frac{367.18 - 287.58}{3.1} = 845.10 \text{ daN}$$

$$T_3 = \left(\frac{528.66 \times 3.1}{2} - 528.66 \times 3.1\right) + \frac{367.18 - 287.58}{3.8} = -793.75 \text{ daN}$$

Travée C-D :

$$T_3 = \frac{528.66 \times 3.1}{2} + \frac{287.58 - 476.11}{3.1} = 758.61 \text{ daN}$$

$$T_4 = \left(\frac{528.66 \times 3.1}{2} - 528.66 \times 3.1 \right) + \frac{287.58 - 476.11}{3.8} = -880.24 \text{ daN}$$

Travée D-E :

$$T_4 = \frac{528.66 \times 4.5}{2} + \frac{476.11 - 501.24}{4.5} = 1183.93 \text{ daN}$$

$$T_5 = \left(\frac{528.66 \times 4.5}{2} - 528.66 \times 4.5 \right) + \frac{476.11 - 501.24}{4.5} = -1195.07 \text{ daN}$$

Travée E-F :

$$T_5 = \frac{528.66 \times 3.5}{2} + \frac{501.24 - 413.26}{3.5} = 950.29 \text{ daN}$$

$$T_6 = \left(\frac{528.66 \times 3.5}{2} - 528.66 \times 3.5 \right) + \frac{501.24 - 413.26}{3.5} = -900.01 \text{ daN}$$

Travée F-G :

$$T_6 = \frac{528.66 \times 3.9}{2} + \frac{413.26 - 455.16}{3.9} = 1020.14 \text{ daN}$$

$$T_7 = \left(\frac{528.66 \times 3.9}{2} - 528.66 \times 3.9 \right) + \frac{413.26 - 455.16}{3.9} = -1041.63 \text{ daN}$$

Calcul d'abscisse de M_T maximum (x_0) :

$$X_0 = \left(\frac{M_{i-1} - M_i}{l_i \cdot q} \right) + \frac{l}{2}$$

➤ **Etat limite ultime :**

Travée A-B :

$$X_{01} = \left(\frac{M_A - M_B}{l_1 \cdot q_u} \right) + \frac{l}{2} = \frac{432.12 - 367.18}{3.8 \times 528.66} + \frac{3.8}{2} = 1.93 \text{ m}$$

Travée B-C :

$$X_{02} = \left(\frac{M_B - M_C}{l_1 \cdot q_u} \right) + \frac{l}{2} = \frac{367.18 - 287.58}{3.1 \times 528.66} + \frac{3.1}{2} = 1.60 \text{ m}$$

Travée C-D :

$$X_{03} = \left(\frac{M_C - M_D}{l_1 \cdot q_s} \right) + \frac{l}{2} = \frac{287.58 - 476.11}{3.1 \times 528.66} + \frac{3.1}{2} = 1.43 \text{ m}$$

Travée D-E :

$$X_{04} = \left(\frac{M_D - M_E}{l_1 \cdot q_u} \right) + \frac{l}{2} = \frac{476.11 - 501.24}{4.5 \times 528.66} + \frac{4.5}{2} = 2.24m$$

Travée E-F :

$$X_{05} = \left(\frac{M_E - M_F}{l_1 \cdot q_s} \right) + \frac{l}{2} = \frac{501.24 - 413.26}{3.5 \times 528.66} + \frac{3.5}{2} = 1.80m$$

Travée F-G :

$$X_{06} = \left(\frac{M_F - M_G}{l_1 \cdot q_s} \right) + \frac{l}{2} = \frac{413.26 - 455.16}{3.9 \times 528.66} + \frac{3.9}{2} = 1.93m$$

Remarque :

On trouve les mêmes valeurs en l'état limite service

Moments fléchissant en travées :

➤ **Etat Limite Ultime :**

Travée A-B:

$$M_T = \left(\frac{q_x \times l_1}{2} \cdot X - q_x \frac{X^2}{2} \right) + \left(\frac{M_A - M_B}{l_i} \right) \cdot X + M_A$$

$$M_T = \left(\frac{528.66 \times 3.8}{2} \cdot 1.93 - 528.66 \cdot \frac{1.93^2}{2} \right) + \left(\frac{432.12 - 367.18}{3.8} \right) \cdot 1.93 - 432.12$$

$$M_T = 554.86 \text{ daN.m}$$

Travée B-C:

$$M_T = \left(\frac{528.66 \times 3.1}{2} \cdot 1.60 - 528.66 \cdot \frac{1.60^2}{2} \right) + \left(\frac{367.18 - 287.58}{3.1} \right) \cdot 1.60 - 367.18$$

$$M_T = 308.30 \text{ daN.m}$$

Travée C-D:

$$M_T = \left(\frac{528.66 \times 3.1}{2} \cdot 1.43 - 528.66 \cdot \frac{1.43^2}{2} \right) + \left(\frac{287.58 - 476.11}{3.1} \right) \cdot 1.43 - 287.58$$

$$M_T = 256.70 \text{ daN.m}$$

Travée D-E:

$$M_T = \left(\frac{528.66 \times 4.5}{2} \cdot 2.24 - 528.66 \cdot \frac{2.24^2}{2} \right) + \left(\frac{476.11 - 501.24}{4.5} \right) \cdot 2.24 - 476.11$$

$$M_T = 849.53 \text{ daN.m}$$

Travée E-F:

$$M_T = \left(\frac{528.66 \times 3.5}{2} \cdot 1.80 - 528.66 \cdot \frac{1.80^2}{2} \right) + \left(\frac{501.24 - 413.26}{3.5} \right) \cdot 1.80 - 501.24$$

$$M_T = 352.86 \text{ daN.m}$$

Travée F-G:

$$M_T = \left(\frac{528.66 \times 3.9}{2} \cdot 1.93 - 528.66 \cdot \frac{1.93^2}{2} \right) + \left(\frac{413.26 - 455.16}{3.9} \right) \cdot 1.93 - 413.26$$

$$M_T = 571.01 \text{ daN.m}$$

➤ **Etat Limite Service :**Travée A-B:

$$M_T = \left(\frac{q_x \times l_1}{2} \cdot X - q_x \frac{X^2}{2} \right) + \left(\frac{M_A - M_B}{l_i} \right) \cdot X + M_A$$

$$M_T = \left(\frac{381.6 \times 3.8}{2} \cdot 1.93 - 381.6 \cdot \frac{1.93^2}{2} \right) + \left(\frac{309.21 - 262.75}{3.8} \right) \cdot 1.93 - 309.21$$

$$M_T = 403.00 \text{ daN.m}$$

Travée B-C:

$$M_T = \left(\frac{381.6 \times 3.1}{2} \cdot 1.60 - 381.6 \cdot \frac{1.60^2}{2} \right) + \left(\frac{262.75 - 205.79}{3.1} \right) \cdot 1.60 - 262.75$$

$$M_T = 224.57 \text{ daN.m}$$

Travée C-D:

$$M_T = \left(\frac{381.6 \times 3.1}{2} \cdot 1.43 - 381.6 \cdot \frac{1.43^2}{2} \right) + \left(\frac{205.79 - 340.69}{3.1} \right) \cdot 1.43 - 205.79$$

$$M_T = 187.63 \text{ daN.m}$$

Travée D-E:

$$M_T = \left(\frac{381.6 \times 4.5}{2} \cdot 2.24 - 381.6 \times \frac{2.24^2}{2} \right) + \left(\frac{340.69 - 358.68}{4.5} \right) \cdot 2.24 - 340.69$$

$$M_T = 616.26 \text{ daN.m}$$

Travée E-F:

$$M_T = \left(\frac{381.6 \times 3.5}{2} \cdot 1.80 - 381.6 \cdot \frac{1.80^2}{2} \right) + \left(\frac{358.68 - 295.72}{3.5} \right) \cdot 1.80 - 358.68$$

$$M_T = 257.55 \text{ daN.m}$$

Travée F-G:

$$M_T = \left(\frac{381.6 \times 3.9}{2} \cdot 1.93 - 381.6 \frac{1.93^2}{2} \right) + \left(\frac{295.72 - 325.70}{3.9} \right) \cdot 1.93 - 295.72$$

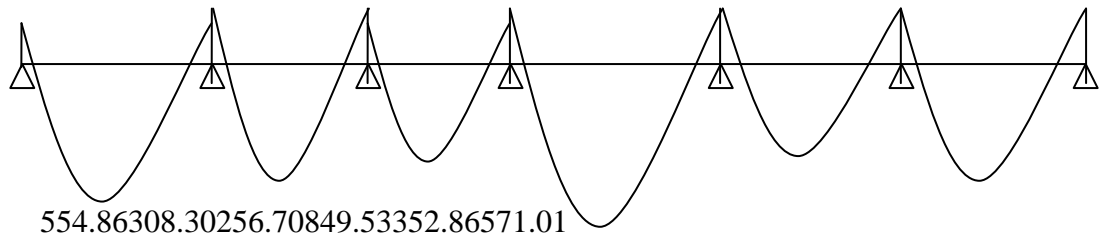
$M_T = 414.88 \text{ daN.m}$

Diagramme des moments fléchissant et les efforts tranchants:

Type 3 :

➤ **ELU :**

432.12 367.18 287.58476.11 501.24413.26455.16



➤ **ELS:**

309.21262.75205.79340.69358.68295.72 325.70

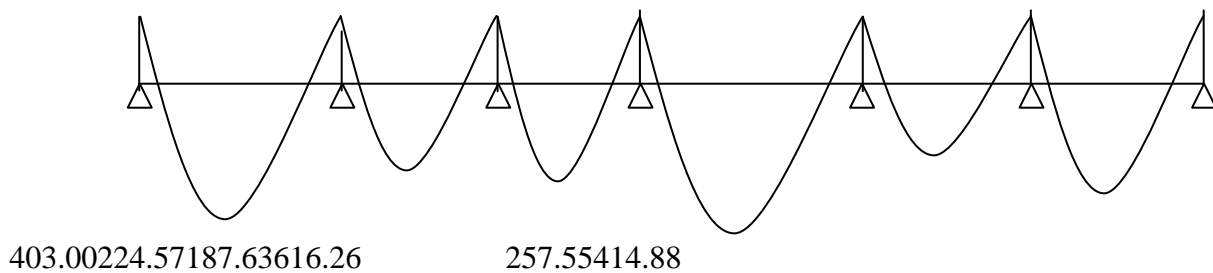


Fig. III. 15.1 : Diagramme des moments fléchissant de type 3.

➤ **Etat Limite Ultime**

1021.54 845.10758.611183.93950.291020.14

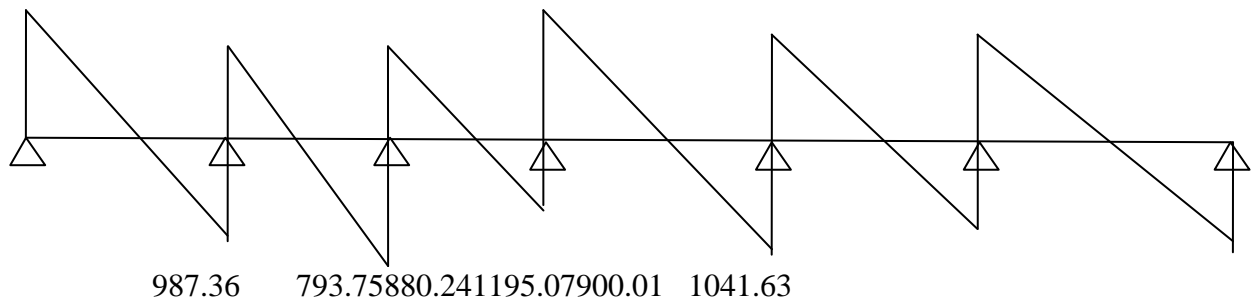
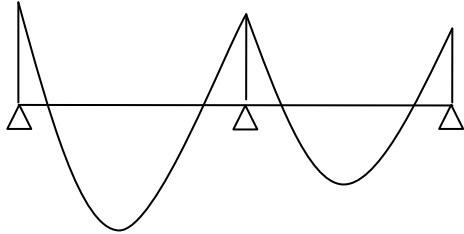


Fig. III. 15.2 : Diagramme des efforts tranchant de type 3.

Type 4 :

➤ **EL U:**

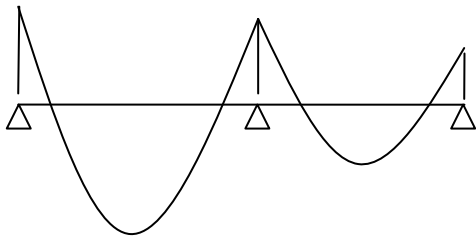
605.98 501.24 366.58



799.27376.99

➤ **E L S :**

433.63358.68265.72



570.13

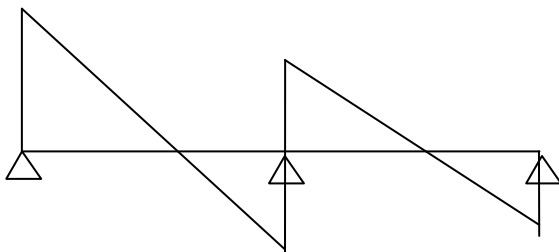
274.82

M : en [daN.m

Fig. III. 16.1 : Diagramme des moments fléchissant de type 4.

➤ **E L U**

1212.76963.63



1166.21886.68

Fig. III. 16.2 : Diagramme des efforts tranchants.

Tableau (III.4) : tableau récapitulatif des moments fléchissant et des efforts maximaux

| Type | Moment en travée daN.m | | Moment en appuis daN.m | | Efforts tranchants daN |
|------|------------------------|--------|------------------------|--------|------------------------|
| | ELU | ELS | ELU | ELS | |
| 1 | 715.67 | 515.78 | 317.53 | 229.20 | 1067.79 |
| 2 | 703.60 | 507.86 | 603.10 | 435.31 | 1231.93 |
| 3 | 849.53 | 616.26 | 501.24 | 358.68 | 1195.07 |
| 4 | 799.27 | 570.13 | 602.98 | 433.63 | 1212.76 |

Conclusion :

Pour le ferrailage des poutrelles ; on choisira le cas plus défavorable qui donnera les moments fléchissant maximales.

Etat limite ultime :

$$M_t^u = 849.53 \text{ daN.m}$$

$$M_a^u = 603.10 \text{ daN.m}$$

Etat limite service :

$$M_t^s = 616.26 \text{ daN.m}$$

$$M_a^s = 435.31 \text{ daN.m}$$

$$T_{max} = 1231.93 \text{ daN}$$

III.3.3.3- Détermination des armatures :**a. En travées :**➤ **Etat Limite Ultime :**

$$M_t^u = 849.53 \text{ daN.m}$$

Vérification de l'étendue de la zone comprimée:

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

$$M_T = 11.33 \times 60 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 43507.2 \text{ N.m}$$

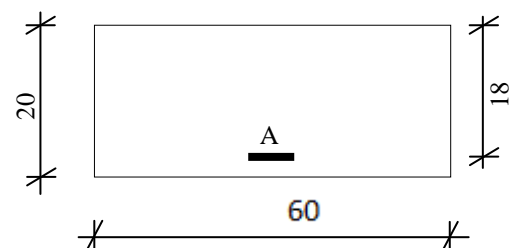
$M_t^u = 849.53 \text{ N.m} < M_T = 43507.2 \text{ N.m} \Rightarrow$ la zone comprimée se trouve dans la table de compression, donc la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h) = (60 \times 20) \text{ [cm}^2\text{]}$.

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{849.53}{11.33 \times 60 \times (18)^2} = 0.039$$

$$\mu = 0.039 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

**Fig.III.17.:**Section de calcul en travée

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.050$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.980$$

Détermination des armatures :

$$A_t'' = \frac{M_t''}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{8495.3}{348 \times 0.980 \times 18} = 1.38 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{1.8}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1.38 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

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

➤ **Etat Limite Service :**

$$\overline{M}_t = 570.10 \text{ daN.m}$$

Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

$$H = \frac{bh_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{60 \times 4^2}{2} - 15 \times 2.36 \times (18 - 4) = -15.6 < 0$$

⇒ La zone comprimée se trouve dans la nervure ⇒ la section de calcul sera une section en T.

$$D = \frac{(b - b_0)h_0 + 15A}{b_0} = \frac{(60 - 12) \times 4 + 15 \times 2.36}{12} = 18.95 \text{ cm}$$

$$E = \frac{(b - b_0)h_0^2 + 30 \cdot A \cdot d}{b_0} = \frac{(60 - 12) \times 4^2 + 30 \times 2.36 \times 18}{12} = 170.2 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -18.95 + \sqrt{(-18.95)^2 + 170.2} = 4.06 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by_1^3 - (b - b_0)(y_1 - h_0)^3}{3} + 15A(d - y_1)^2 = \frac{60 \times 2.04^3 - (60 - 12) \times (2.04 - 4)^3}{3} + 15 \times 2.36 \times (18 - 2.04)^2$$

$$I = 7233.37 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M^{ser}_t}{I} = \frac{6162.6}{7233.37} = 0.852$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 0.852 \times 4.06 = 3.46 \text{ MPa.}$$

Conclusion :

$$\sigma_b < \sigma_b \equiv 12 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible ⇒ les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues.

(Aucune vérification pour (σ_s))

b. En appuis :

➤ **Etat Limite Ultime:**

$$\overline{M}_a = 603.10 \text{ daN.m}$$

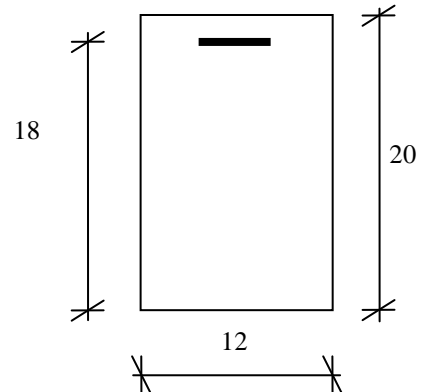
La table de compression se trouve dans la zone tendue et le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ [cm}^2\text{]}$.

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{6031.00}{11.33 \times 12 \times (18)^2} = 0.140 \quad \mu = 0.137 < \mu_L = 0.186 \Rightarrow A' N' \text{ existepas}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.185 \quad \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.926$$

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



Détermination des armatures :

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{6031.00}{348 \times 0.926 \times 18} = 1.04 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{1.8}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

Fig.III.18:Section de calcul en appui

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1.04 \text{ cm}^2.$$

Choix des armatures :

$$1T14 \longrightarrow A = 1.54 \text{ cm}^2.$$

➤ **E.L.S :**

- $M_a^{ser} = -435.31 \text{ daN.m}$
 - Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans } A' \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{603.10}{435.31} = 1.39$$

$$\frac{1.39 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.393 > \alpha = 0.189$$

• **Conclusion :**

- $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa}$
 - Fissuration peu nuisible
 - (Aucune vérification pour (σ_s))
- les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues.

III.3.3.4- Calcul des armatures transversales :

L'effort tranchant peut engendrer des fissures inclinées à 45° par rapport à la ligne moyenne, et pour y remédier on utilise des armatures transversales.

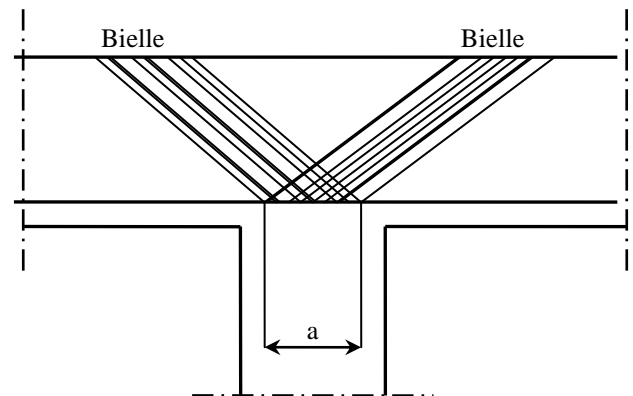
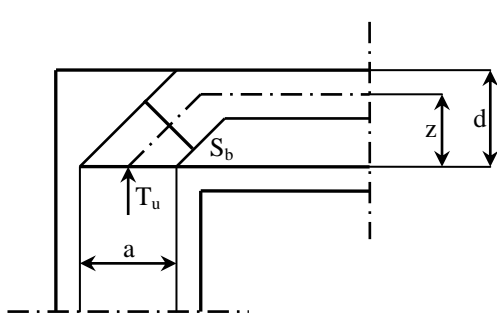


Fig.III.20.a:Influence de l'effort tranchant sur un appui de rive.

Fig.III.20.b:Influence de l'effort tranchant sur un appui intermédiaire.

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

$$T_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0.9d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$$

$$T_u = 12319.3 \text{ N} \leq 0.267 \times 16.2 \times 12 \times 20 \times 100 = 103809.6 \text{ N}$$

⇒ L'effort tranchant n'influe pas au voisinage des appuis.

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

On doit vérifier que :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_c} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right)$$

$$A_l = 2.36 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left(12319.3 - \frac{8495.3}{0.9 \times 18} \right) \cdot 10^{-2} = 0.35 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{ Condition vérifiée}$$

⇒ Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur \$A_l\$.

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

On a :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{12319.3}{(12 \times 18) \times 100} = 0.57 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2.67 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.57 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2.67 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne $\Rightarrow \alpha = 90^\circ$

Section et écartement des armatures transversales A_t :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{1\text{min}} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{20}{35} ; \frac{12}{10} ; 1 \right) = 0.57 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 6 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow A_t = 2\phi_6 \rightarrow A_t = 0.56 \text{ cm}^2$

Espacement des armatures transversales :

$$\left\{ \begin{array}{l} K = 1 \text{ (flexion simple) et} \\ \alpha = 90^\circ \end{array} \right.$$

$$\delta_{t1} \leq \min (0.9d ; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4b_0 \times \sin \alpha} = \frac{0.56 \times 235}{0.4 \times 12 \times 1} = 27.42 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot \delta_{t3}} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{tj} \times K}{0.8f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\text{Donc : } \delta_{t3} \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_e}{b_0 \cdot (\tau_u - 0.3f_{t28})} = \frac{0.56 \times 0.8 \times 235}{12 \times (0.57 - 0.3 \times 1.8)} = 292.44 \text{ cm}$$

Conclusion :

$$\delta_t \leq \min (\delta_{t1} ; \delta_{t2} ; \delta_{t3}) = 16.2 \text{ cm}$$

On adopte : $\delta_t = 15 \text{ cm}$

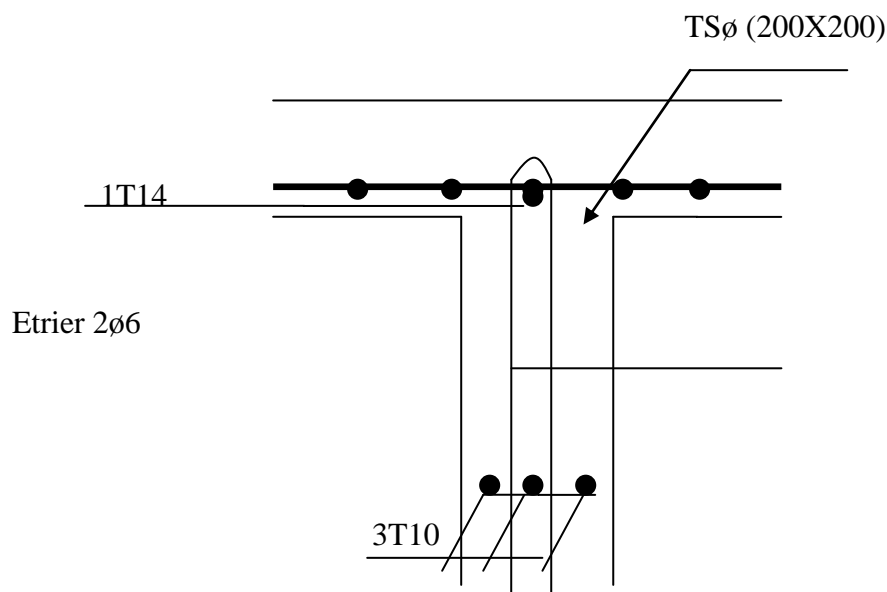


Fig.21 : ferrailage de poutrelle

III.3.3.5)-vérification de la flèche :

Suivant les règles [BAEL 91 / B.7.5], il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \left(\frac{M_t^{ser}}{M_0^{ser}} \right)$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire:

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{20}{450} = 0.044 < \frac{1}{16} = 0.062 \Rightarrow \text{C.N.V}$$

Une des trois conditions n'est pas vérifiée \Rightarrow le calcul de la flèche est nécessaire.

Calcul de la flèche :

$$\Delta ft = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i) \leq \Delta ft_{\max}$$

✓ Calcul des charges :

g : charge permanente après mise en place des cloisons ;

$$j = g = 486 \times 0.6 = 291.6 \text{ daN/m.}$$

j : charge permanente avant mise en place des cloisons ;

P : charge totale ($P = G + Q$) ;

$$P = (486 + 150) \times 0.6 = 381.6 \text{ daN/m.}$$

✓ Calcul des moments fléchissant :

$$M_{tg}^{ser} = 0.8 \times M_{0g}^{ser} = 0.8 \times 291.6 \times \frac{4.5^2}{8} = 590.49 \text{ daN.m}$$

$$M_{tp}^{ser} = 0.8 \times M_{\hat{a}p}^{ser} = 0.8 \times 381.6 \times \frac{4.5^2}{8} = 772.74 \text{ daN.m}$$

• Modules de déformations longitudinaux : μ

$$f_{c28} = 20 \text{ MPa.}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 1.8 \text{ MPa.}$$

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 29858.59 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10043.34 \text{ MPa}$$

Moment d'inertie de la section homogène :

I_0 : Moment d'inertie de la section homogène par rapport à un axe passant par son centre de gravité ($g g'$).

Coordonnées du centre de gravité

$$V_1 = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i}$$

$$V_1 = \frac{b \times h_0 \times \frac{h_0}{2} + b_0 \times (h - h_0) \times (\frac{h + h_0}{2}) + n \times A \times d}{b \times h_0 + b_0 (h - h_0) + n \times A}$$

$$V_1 = \frac{4 \times 60 \times 2 + 16 \times 12 \times 12 + 15 \times 2.36 \times 18}{4 \times 60 + 16 \times 12 + 15 \times 2.36} = 7.31 \text{ cm}$$

$$V_2 = 20 - V_1 = 12.69 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b V_1^3}{3} - \frac{(b - b_0) (V_1 - h_0)^3}{3} + b_0 V_1^3$$

$$I_0 = \frac{60 \times 7.31^3}{3} - \frac{(60 - 12) (7.31 - 2)^3}{3} + 12 \times 7.31^3$$

$$I_0 = 19451.68 \text{ cm}^4$$

✓ **Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations :**

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A \cdot B_1 \cdot d}$$

$$\rho_1 = 100\rho = 100 \times \frac{A}{b_0 \times d} = 100 \times \frac{2.36}{12 \times 18} = 1.092 \rightarrow \beta_1 = 0.856$$

$$\sigma_s^g = \frac{M_s^g}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{5904.9}{2.36 \times 0.856 \times 18} = 162.39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_s^p}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{7727.4}{2.36 \times 0.856 \times 18} = 212.51 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \text{ avec } f_{t28} = 1.8 \text{ MPa}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 1.8}{4 \cdot 0.01092 \cdot 162.39 + 1.8} = 0.354$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \cdot 1.8}{4 \times 0.01092 \times 212.51 + 1.8} = 0.284$$

Calcul des moments d'inertie fictifs :

$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_\mu}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0.05 \times 1.8}{(2 + 3 \times \frac{12}{60}) 0.01092} = 3.16$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0.02 \times 1.8}{(2 + 3 \times \frac{12}{60}) 0.01092} = 1.26$$

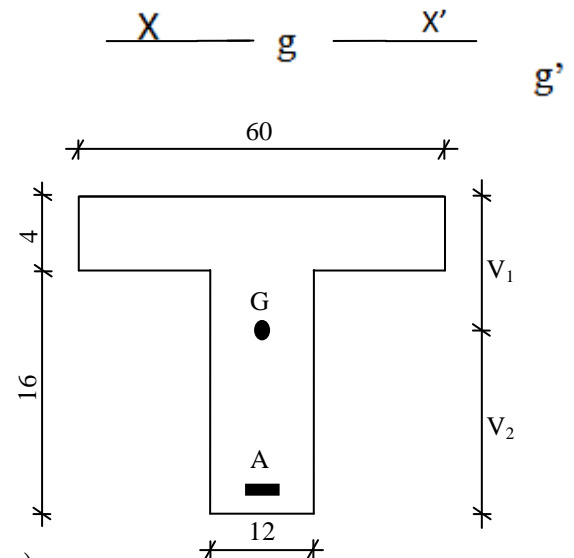


Fig.III.22:Coordonnées de centre de gravité

$$I_{f_{gv}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 19451.68}{1 + 1.26 \times 0.354} = 14796.86 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{gi}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 19451.68}{1 + 3.16 \times 0.354} = 10099.33 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{pi}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 19451.68}{1 + 3.16 \times 0.284} = 11276.69 \text{ cm}^4$$

Calcul des flèches partielles :

$$f_{gv} = \frac{M_g \times l^2}{10E_v \times I_{f_{gv}}} = \frac{5904.9 \times 4.5^2}{10 \times 10043.34 \times 14796.86} \times 10^4 = 0.80$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \times l^2}{10E_i \times I_{f_{gi}}} = \frac{5904.9 \times 4.5^2}{10 \times 29858.59 \times 10099.33} \times 10^4 = 0.40$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \times l^2}{10E_i \times I_{f_{pi}}} = \frac{7727.4 \times 4.5^2}{10 \times 29858.59 \times 11276.69} \times 10^4 = 0.46$$

La flèche totale :

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$$

$$\Delta f_t = (0.8 - 0.40) + (0.46 - 0.4) = 0.46 \text{ cm}$$

La flèche admissible :

$$l = 4.5 \text{ m} < 5.00 \text{ m}$$

$$\Delta f_{t_{\max}} = \frac{l}{500} = \frac{450}{500} = 0.9 \text{ cm}$$

$$0.46 \text{ cm} < 0.9 \text{ cm}$$

$\Delta f_t < \Delta f_{t_{\max}} \Rightarrow$ Donc la flèche est vérifiée.

IV. Etude des éléments secondaires

IV.1- Etude des escaliers :

IV.1.1- Définition :

L'escalier est un élément qui permet la circulation verticale entre les différents niveaux d'un bâtiment. Il est défini par son emmarchement, giron, contre marche et sa volée.

L'escalier est conçu de manière à être parcouru par les utilisateurs avec un minimum d'effort et un maximum de sécurité.

IV.1.2- Eléments constitutifs :

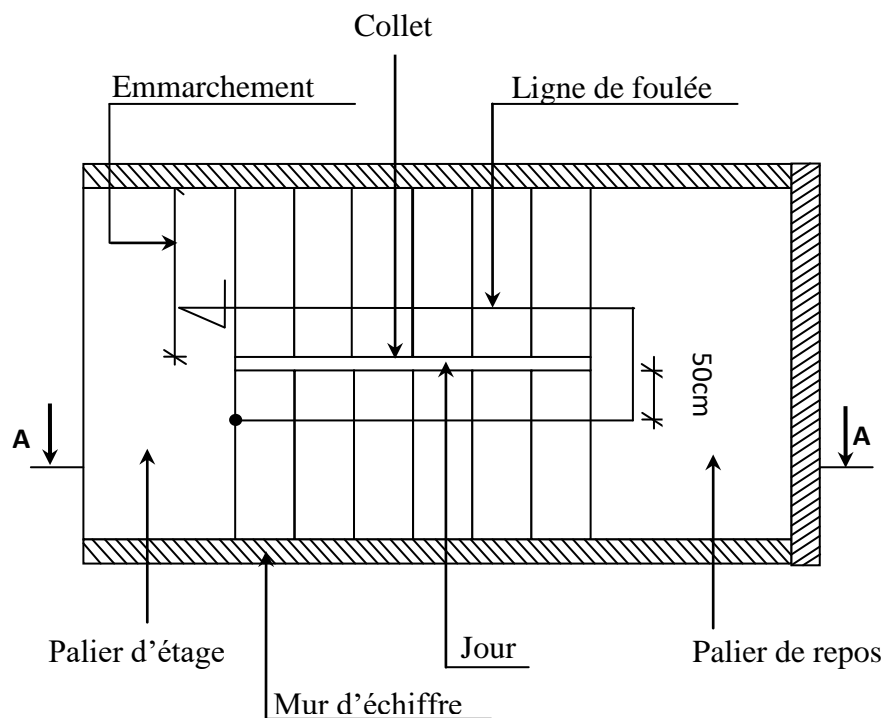


Fig IV.1: Les éléments constitutifs d'un escalier

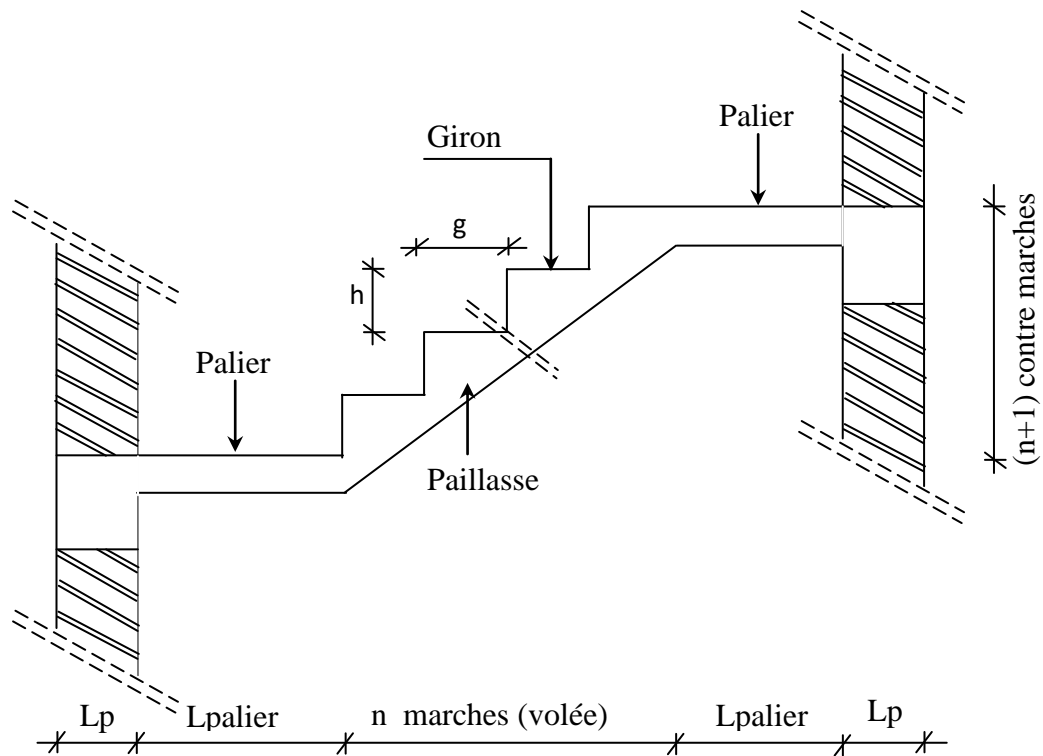


Fig IV.2: Coupe AA

- **Emmarchement** : Longueur de la marche ;
- **g** : Giron (largueur d'une marche) ;
- **h** : Hauteur d'une marche ;
- **Mur d'échiffre** : Mur qui limite l'escalier ;
- **Paillasse** : Plafond qui monte sous les marches ;
- **Contre marche** : Partie verticale d'une marche ;
- **Le jour** : Espace entre 2 volées en projection horizontale ;
- **Le collet** : Bord qui limite l'escalier du coté du jour ;
- **Ligne de foulée** : Courbe décrite par une personne prenant l'escalier (tracée à 50cm du coté de jour);
- **Volée** : Suite de marche (avec 20 marches au maximum) ;
- **Palier de repos** : Partie horizontale d'un escalier entre 2 volées et
- **Palier d'arrivée** : Palier d'étage.

Dans ce projet, on a une seul type d'escaliers :

- Escalier à volées avec 2 paliers intermédiaires
-

- La longueur de la paille (L Paille) :

$$L_{\text{paille}} = \sqrt{(153^2 + 240^2)} = 285\text{cm.}$$

- L'épaisseur de l'est :
- $L/30 < e < L/20 \Rightarrow 285/30 < e < 285/20$
 $\Rightarrow 9.5 < e < 14.25$

On opte pour une épaisseur d'ép. = 15 cm pour la paille et le palier

4.4.4. Détermination des charges et surcharges :

Le calcul se fera pour 1.5 m d'emmarchement.

1.1. Palier

IV.1.3.2-Descente de charges :

1-volée :

a- Charges permanentes :

| | |
|-----------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------|
| - Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose+sable) | 104 daN/m ² |
| - Revêtement vertical ($104 \times \frac{h}{g}$) | 58.93 daN/m ² |
| - Poids propre des marches ($2200 \times \frac{h}{2}$) | 187 daN/m ² |
| - Poids propre de la paille ($2500 \times \frac{ep_1}{\cos\alpha}$) | 431.03 daN/m ² |
| - Enduit au ciment ($18 \times \frac{1.5}{\cos\alpha}$) | 31.03 daN/m ² |
| | G = 811.99 daN/m² |

b- Charges d'exploitation :

Locaux à usage d'habitation ou bureau $= Q_1 = 250 \text{ daN/m}^2$.

c- Combinaisons fondamentales :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$q_1^u = 1.35G_1 + 1.5Q_1 = 1.35 \times 811.99 + 1.5 \times 250 = 1471.19 \text{ daN/m}^2.$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$q_1^{\text{ser}} = G_1 + Q_1 = 811.99 + 250 = 1061.99 \text{ daN/m}^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_1^u = \bar{q}_1^u \times 1.00 = 1471.19 \times 1.00 = 1471.19 \text{ daN/m}_L.$$

$$\overline{q_1^{ser}} = q_1^{ser} \times 1.00 = 1061.99 \times 1.00 = 1061.99 \text{ daN/m}_L.$$

2-Palier :

a- Charges permanentes :

- Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose +sable) 104daN/m²
- Poids propre du palier (2500 × e_{p1}) 375 daN/m²
- poids propre des marches(2200xe_{p2}).....354daN/m²
- Enduit au ciment (18 daN/m²/cm × 1.5cm) 27 daN/m²

b- Charges d’exploitation :

G₂ = 860daN/m²

Locaux à usage d’habitation ou bureau Q = 250 daN/m².

c- Combinaisons fondamentales :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$q_2^u = 1.35G_2 + 1.5Q = 1.35 \times 860 + 1.5 \times 250 = 1536.00 \text{ daN/m}^2.$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$q_2^{ser} = G_2 + Q = 860 + 250 = 1110 \text{ daN/m}^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_2^u = \overline{q_2^u} \times 1.00 = 1536.00 \times 1.00 = 1536.00 \text{ daN/m}_L.$$

$$\overline{q_2^{ser}} = q_2^{ser} \times 1.00 = 1110 \times 1.00 = 1110 \text{ daN/m}_L.$$

➤ Paillasse porteuse:

❖ Volée 01

- Schéma statique:

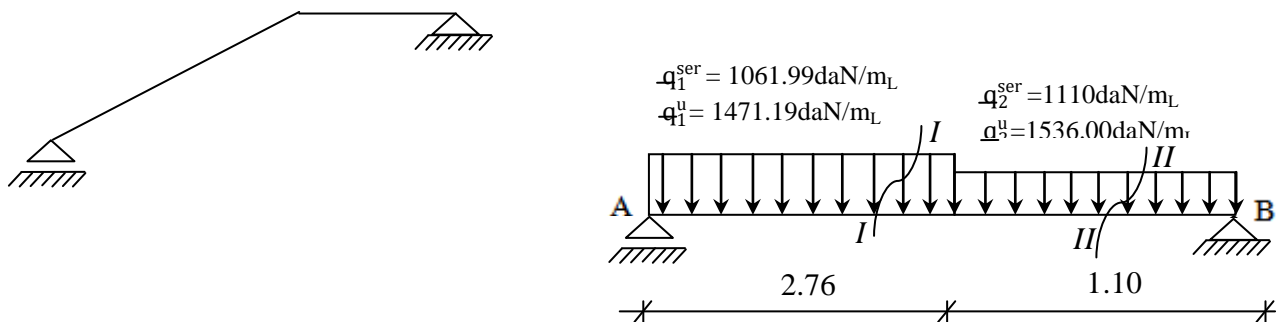


Fig.IV.5:Schéma statique d’un escalier à paillasse avec palier de repos

➤ Etat limite ultime (E.L.U.):

- Calcul des réactions :

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow R_A = 2849.55 \text{ daN}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow R_B = 2900.53 \text{ daN}$$

☑ Vérification :

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 2849.55 + 2900.53 = 1471.19 \times 2.76 + 1536 \times 1.1 = 5750.08 \text{ daN}$$

Section I-I : $0 \leq x \leq 2.76 \text{ m}$

$$T(x) = R_A - q_1'' \cdot x$$

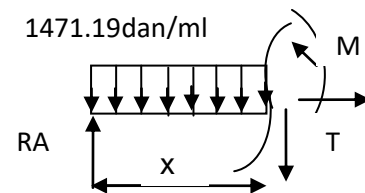
$$M(x) = R_A \cdot x - q_1'' \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$T(x) = 2849.55 - 1471.19 \cdot x$$

$$M(x) = 2849.55 \cdot x - 1471.19 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \Rightarrow \begin{cases} T(0) = 2849.55 \text{ daN} \\ M(0) = 0 \end{cases}$$

$$x = 2.76 \text{ m} \Rightarrow \begin{cases} T(2.76) = -1210.92 \text{ daN} \\ M(2.76) = 2261.30 \text{ daN.m} \end{cases}$$



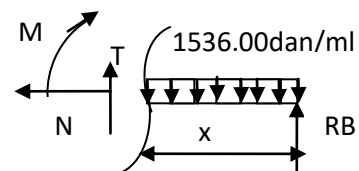
Section II-II : $0 \leq x \leq 1.10$

$$\sum F_{/v} = 0 \Rightarrow T(x) + R_B - q_u'' \cdot x = 0$$

$$\Rightarrow T(x) = 1536.00 \cdot x - 2900.53$$

$$\sum M_{/G} = 0 \Rightarrow M(x) - R_B \cdot x + q_u'' \cdot \frac{x^2}{2} = 0$$

$$\Rightarrow M(x) = 2900.53 \cdot x - 1536.00 \cdot \frac{x^2}{2}$$



$$x = 0 \Rightarrow \begin{cases} T(0) = -2900.53 \text{ daN} \\ M(0) = 0 \end{cases}$$

$$x = 1,10 \Rightarrow \begin{cases} T(1,10) = -1210.93 \text{ daN} \\ M(1,10) = 2261.30 \text{ daN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

- Calcul du moment fléchissant maximum :

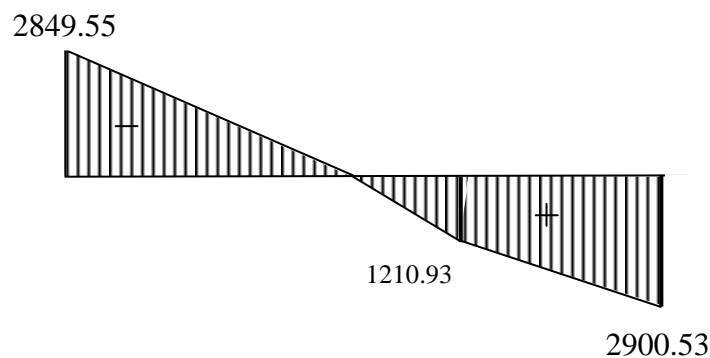
$$M_{\max} \Rightarrow T(x_m) = 0 \Rightarrow 2849.55 - 1471.19 \cdot x = 0 \Rightarrow x_m = 1.94 \text{ m.}$$

$$M_{\max}^u = M(1.94 \text{ m}) = 2759.65 \text{ daN} \cdot \text{m.}$$

- Diagramme des moments fléchissant et effort tranchant :

- Etat limite ultime (E.L.U.) :

- T : en [daN]



- M : en [daN.m]

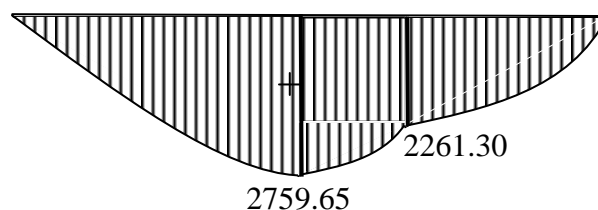


Fig.IV.6: Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à E.L.U.

- Moment en appuis :

$$M_a^u = -0.4M_{\max}^u = -1103.86 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

- Moment en travée :

$$M_t^u = 0.8M_{\max}^u = 2207.72 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

- Calcul des réactions :

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow R_A = 2057.17 \text{ daN}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow R_B = 2094.93 \text{ daN}$$

☑ Vérification :

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 2057.17 + 2094.93 = 1061.99 \times 2.76 + 1110 \times 1.1 = 4152.10 \text{ daN}$$

Section I-I : $0 \leq x \leq 2.76 \text{ m}$

$$T(x) = R_A - q_1^{\text{ser}} \cdot x$$

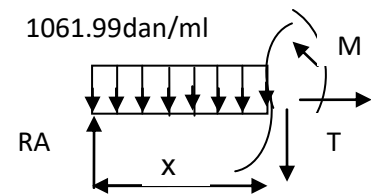
$$M(x) = R_A \cdot x - q_1^{\text{ser}} \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$T(x) = 2057.17 - 1061.99 \cdot x$$

$$M(x) = 2057.17 \cdot x - 1061.99 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \Rightarrow \begin{cases} T(0) = 2057.17 \text{ daN} \\ M(0) = 0 \end{cases}$$

$$x = 2.76 \text{ m} \Rightarrow \begin{cases} T(2.76) = -873.92 \text{ daN} \\ M(2.76) = 1632.88 \text{ daN.m} \end{cases}$$



Section II-II : $0 \leq x \leq 1.10$

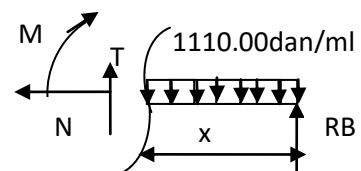
$$\sum F_v = 0 \Rightarrow T(x) + R_B - q_{\text{ser}}^T \cdot x = 0$$

$$\Rightarrow T(x) = 1110 \cdot x - 2094.93$$

$$\sum M_{/G} = 0 \Rightarrow M(x) - R_B \cdot x + q_{\text{ser}}^T \cdot \frac{x^2}{2} = 0$$

$$\Rightarrow M(x) = 2094.93 \cdot x - 1110 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \Rightarrow \begin{cases} T(0) = -2094.93 \text{ daN} \\ M(0) = 0 \end{cases}$$



$$x = 1,10 \Rightarrow \begin{cases} T(1,10) = -873.93 \text{ daN} \\ M(1,10) = 1632.87 \text{ daN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

- Calcul du moment fléchissant maximum :

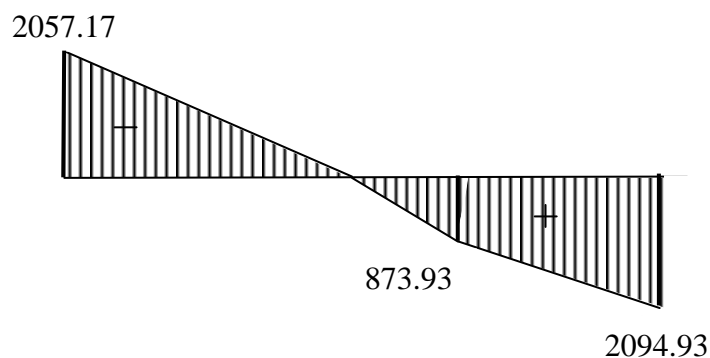
$$M_{\max} \Rightarrow T(x_m) = 0 \Rightarrow 2057.17 - 1161.99 \cdot x = 0 \Rightarrow x_m = 1.94.$$

$$M_{\max}^{ser} = M(1.94) = 1992.46 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

- Diagramme des moments fléchissant et effort tranchant :

- Etat limite ultime de service (E.L.S.) :

- T : en [daN]



- M : en [daN.m]

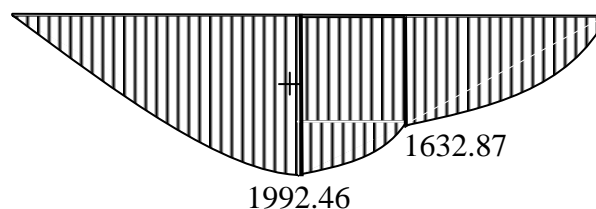


Fig.IV.7: Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à E.L.S.

- Moment en appuis :

$$M_a^{ser} = -0.4 M_{\max} = -796.98 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

- Moment en travée :

$$M_t^{ser} = 0.8 M_{\max} = 1593.97 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

❖ Volée 02

- Schéma statique:

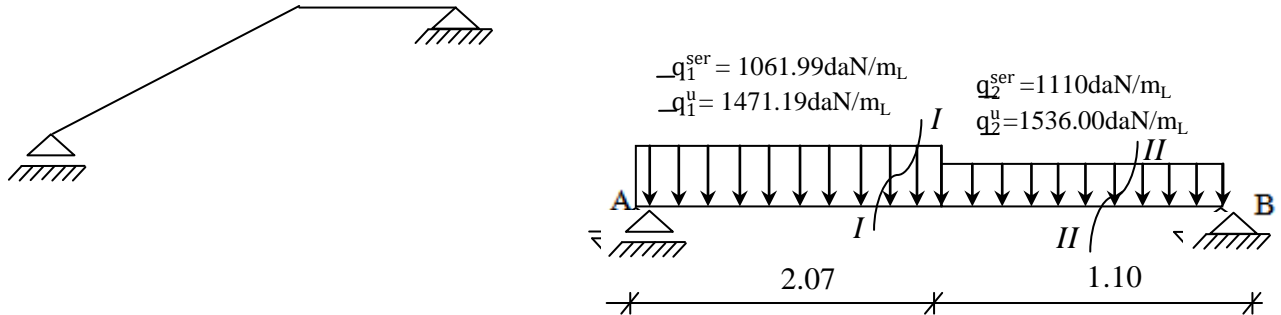


Fig.IV.8: Schéma statique d'un escalier à paillasse avec palier de repos

➤ Etat limite ultime (E.L.U.):

- Calcul des réactions :

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow R_A = 2344.21 \text{ daN}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow R_B = 2390.76 \text{ daN}$$

☑ Vérification :

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 2344.21 + 2390.76 = 1471.19 \times 2.07 + 1536 \times 1.1 = 4734.97 \text{ daN}$$

Section I-I : $0 \leq x \leq 2.76 \text{ m}$

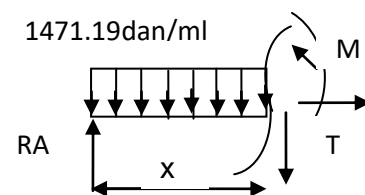
$$T(x) = R_A - q_1^u \cdot x$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_1^u \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$T(x) = 2344.21 - 1471.19 \cdot x$$

$$M(x) = 2344.21 \cdot x - 1471.19 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \Rightarrow \begin{cases} T(0) = 2344.21 \text{ daN} \\ M(0) = 0 \end{cases}$$



$$x = 2.07 \text{ m} \Rightarrow \begin{cases} T(2.07) = -701.16 \text{ daN} \\ M(2.07) = 1700.55 \text{ daN}\cdot\text{m} \end{cases}$$

Section II-II : $0 \leq x \leq 1.10$

$$\sum F_{/v} = 0 \Rightarrow T(x) + R_B - q_u^T \cdot x = 0$$

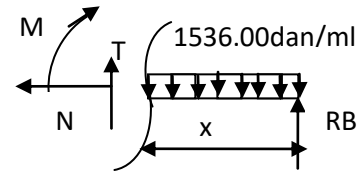
$$\Rightarrow T(x) = 1536.00 \cdot x - 2390.76$$

$$\sum M_{/G} = 0 \Rightarrow M(x) - R_B \cdot x + q_u^T \cdot \frac{x^2}{2} = 0$$

$$\Rightarrow M(x) = 2390.76x - 1536.00 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \Rightarrow \begin{cases} T(0) = -2390.76 \text{ daN} \\ M(0) = 0 \end{cases}$$

$$x = 1.10 \Rightarrow \begin{cases} T(1.10) = -701.16 \text{ daN} \\ M(1.10) = 1700.55 \text{ daN}\cdot\text{m} \end{cases}$$



- Calcul du moment fléchissant maximum :

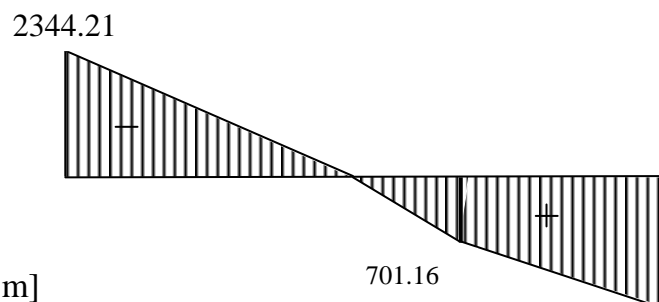
$$M_{\max} \Rightarrow T(x_m) = 0 \Rightarrow 2344.21 - 1471.19 \cdot x = 0 \Rightarrow x_m = 1.59 \text{ m.}$$

$$M_{\max}^u = M(1.59 \text{ m}) = 1867.64 \text{ daN}\cdot\text{m.}$$

- Diagramme des moments fléchissant et effort tranchant :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

- T : en [daN]



- M : en [daN.m]

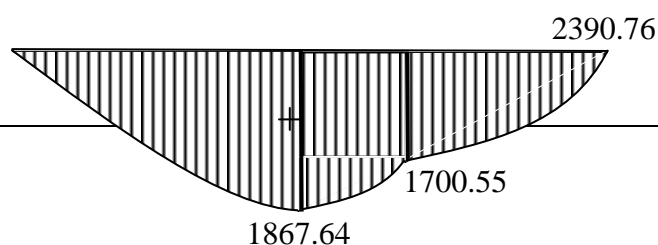


Fig.IV.9:Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à E.L.U.

- Moment en appuis :

$$M_a'' = -0.4M_{\max}'' = -747.06 \text{ daN.m}$$

- Moment en travée :

$$M_t'' = 0.8M_{\max}'' = 1494.11 \text{ daN.m}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

• Calcul des réactions :

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow R_A = 1692.49 \text{ daN}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow R_B = 1726.90 \text{ daN}$$

☑ Vérification :

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 1692.49 + 1726.90 = 1061.99 \times 2.07 + 1110 \times 1.1 = 3419.32 \text{ daN}$$

Section I-I : $0 \leq x \leq 2.07 \text{ m}$

$$T(x) = R_A - q_1^{\text{ser}} \cdot x$$

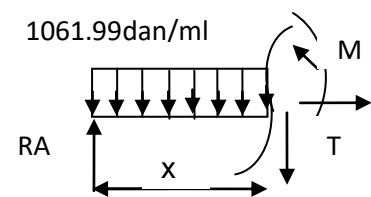
$$M(x) = R_A \cdot x - q_1^{\text{ser}} \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$T(x) = 1692.42 - 1061.99 \cdot x$$

$$M(x) = 1692.42 \cdot x - 1061.99 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \Rightarrow \begin{cases} T(0) = 1692.42 \text{ daN} \\ M(0) = 0 \end{cases}$$

$$x = 2.07 \text{ m} \Rightarrow \begin{cases} T(2.07) = -505.90 \text{ daN} \\ M(2.07) = 1228.04 \text{ daN.m} \end{cases}$$



Section II-II : $0 \leq x \leq 1.10$

$$\sum F_{/v} = 0 \Rightarrow T(x) + R_B - q_{ser} \cdot x = 0$$

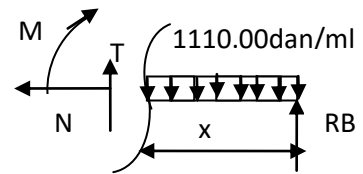
$$\Rightarrow T(x) = 1110 \cdot x - 1726.90$$

$$\sum M_{/G} = 0 \Rightarrow M(x) - R_B \cdot x + q_{ser} \cdot \frac{x^2}{2} = 0$$

$$\Rightarrow M(x) = 1726.90 \cdot x - 1110 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \Rightarrow \begin{cases} T(0) = -1726.90 \text{ daN} \\ M(0) = 0 \end{cases}$$

$$x = 1,10 \Rightarrow \begin{cases} T(1,10) = -505.90 \text{ daN} \\ M(1,10) = 1228.04 \text{ daN} \cdot m \end{cases}$$



- Calcul du moment fléchissant maximum :

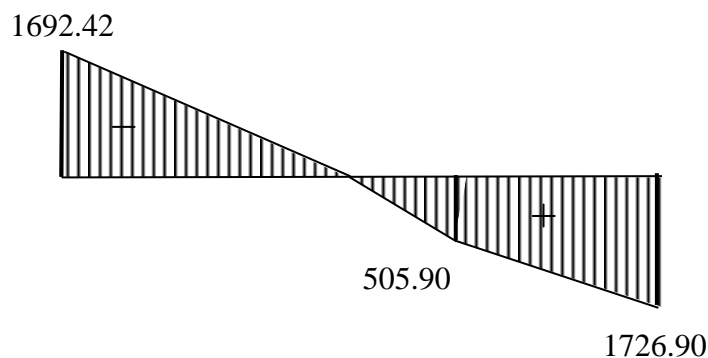
$$M_{\max} \Rightarrow T(x_m) = 0 \Rightarrow 1692.42 - 1061.99 \cdot x = 0 \Rightarrow x_m = 1.59.$$

$$M_{\max}^{ser} = M(1.59) = 1348.54 \text{ daN} \cdot m$$

- Diagramme des moments fléchissant et effort tranchant :

➤ Etat limite ultime de service (E.L.S.) :

- T : en [daN]



- M : en [daN.m]

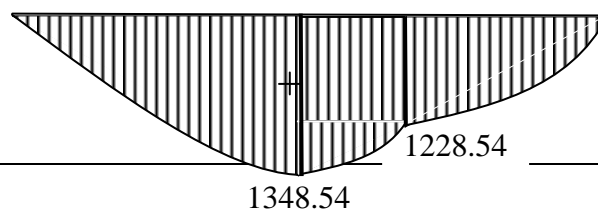


Fig.IV.10:Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à E.L.S.

- Moment en appuis :

$$M_a^{ser} = -0.4M_{\max} = -539.42 \text{ daN.m}$$

- Moment en travée :

$$M_t^{ser} = 0.8M_{\max} = 1078.83 \text{ daN.m}$$

➤ Calcul du ferrailage :

❖ Volée 01 :

A. En travée :

➤ Etat limite ultime (E L U) :

$$M_t^u = 2207.72 \text{ daN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{22077.2}{11.33 \times 100 \times (13.5)^2} = 0.107$$

$$\mu = 0.107 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.142$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.943$$

- Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{22077.2}{348 \times 0.943 \times 13.5} = 4.98 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 4.98 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Choix des armatures :

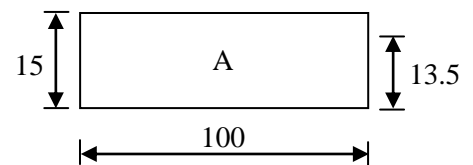


Fig IV.11.section de calcul de la paillasse

$$5T12/m_L \longrightarrow A = 5.65 \text{ cm}^2/m_L.$$

$$(T12 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_i^{ser} = 1593.97 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans A' } $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$
- Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_i^u}{M_i^{ser}} = \frac{2207.72}{1593.97} = 1.38$$

$$\frac{1.38-1}{2} + \frac{20}{100} = 0.39 > \text{Condition vérifiée}$$

• Conclusion :

- $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa}$
 - Fissuration peu nuisible } les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.
- (Aucune vérification pour (σ_s))

• Armatures de répartition :

$$A_r \geq \frac{A_t}{4} = \frac{4.98}{4} = 1.24 \text{ cm}^2/m_L$$

• Choix des armatures :

$$4T8/m_L \longrightarrow A = 2.01 \text{ cm}^2/m_L$$

$$(T8e = 25 \text{ cm}) \rightarrow$$

B. En appuis :

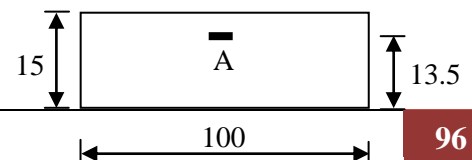
➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_a^u = -1103.86 \text{ daN.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{11038.6}{11.33 \times 100 \times (13.5)^2} = 0.053$$

$$\mu = 0.053 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$



$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.069$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.973$$

Fig IV.12. section de calcul de la pailasse

- Détermination des armatures :

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{11038.6}{348 \times 0.973 \times 13.5} = 2.42 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_a = \max(A_a; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 2.42 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Choix des armatures :

$$5T8/m_L A = 2.51 \text{ cm}^2 / m_L.$$

$$(T8 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

- Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_a^{ser} = -796.98 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma^2 - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{1103.86}{796.98} = 1.38$$

$$\frac{1.38 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.39 > 0.069 \text{ Condition vérifiée}$$

- Conclusion :

$$\bullet \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa}$$

• Fissuration peu nuisible \Rightarrow les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

(Aucune vérification pour (σ_s))

- Armatures de répartition :

$$A_r^a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{2.42}{4} = 0.60 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Choix des armatures :

$$4T8/m_L \longrightarrow A = 2.01 \text{ cm}^2/m_L$$

$$(T8e = 25\text{cm}) \longrightarrow$$

❖ **Volée 02 :**

C. En travée :

➤ Etat limite ultime (E L U) :

$$M_t^u = 1494.11 \text{ daN.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{1494.11}{11.33 \times 100 \times (13.5)^2} = 0.072$$

$$\mu = 0.072 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.094$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.962$$

• Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{14941.1}{348 \times 0.962 \times 13.5} = 3.30 \text{ cm}^2 / m_L$$

• Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 3.30 \text{ cm}^2 / m_L$$

• Choix des armatures :

$$4T12/m_L \longrightarrow A = 4.52 \text{ cm}^2 / m_L.$$

$$(T12 \longrightarrow e = 25\text{cm}).$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_t^{ser} = 1078.83 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\left. \begin{array}{l} \text{ } \\ \text{ } \\ \text{ } \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

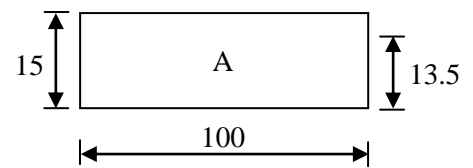


Fig IV.13. section de calcul de la paillasse

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{1494.11}{1078.83} = 1.38$$

$$\frac{1.38-1}{2} + \frac{20}{100} = 0.39 > \text{Condition vérifiée}$$

• Conclusion :

$$\bullet \sigma_b < \overline{\sigma_b} = 12 \text{MPa}$$

• Fissuration peu nuisible \Rightarrow les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.
(Aucune vérification pour (σ_s))

• Armatures de répartition :

$$A_r \geq \frac{A_t}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{cm}^2 / m_L$$

• Choix des armatures :

$$4\text{T8}/m_L \quad \rightarrow \Delta = 2.01 \text{cm}^2 / m_L$$

(T8e = 25cm) \rightarrow

D. En appuis :

\rightarrow Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_a^u = -747.06 \text{ daN.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{7470.6}{11.33 \times 100 \times (13.5)^2} = 0.036$$

$$\mu = 0.036 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.046$$

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

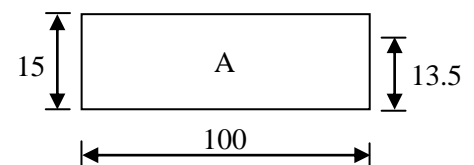


Fig IV.14. section de calcul de la paillasse

• Détermination des armatures :

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{7470.6}{348 \times 0.982 \times 13.5} = 1.62 \text{cm}^2 / m_L$$

• Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_a = \max(A_a; A_{\min}) \Rightarrow A_r = 1.62 \text{ cm}^2 / m_L$$

• Choix des armatures :

$$5T8/m_L A = 2.51 \text{ cm}^2 / m_L.$$

$$(T8 \longrightarrow e = 20\text{cm}).$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_a^{ser} = -539.42 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\left. \begin{array}{l} \text{ } \\ \text{ } \\ \text{ } \end{array} \right\} \alpha \leq \frac{\gamma^2 - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{747.06}{539.42} = 1.38$$

$$\frac{1.38 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.39 > \text{Condition vérifiée}$$

• Conclusion :

- $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa}$
 - Fissuration peu nuisible
- (Aucune vérification pour (σ_s))
- ➔ les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

• Armatures de répartition :

$$A_r^a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{1.62}{4} = 0.40 \text{ cm}^2 / m_L$$

• Choix des armatures :

$$4T8/m_L \longrightarrow A = 2.01 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$(T8e = 25\text{cm})$$

E. Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_u^{\max} = 2849.55 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{2849.5}{100 \times 13.5 \times 100} = 0.21 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = 0.05.f_{c28} = 1.00 \text{ MPa}$$

- $\tau_u = 0.21 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 1 \text{ MPa}$
 - Il n'y a pas de reprise de bétonnage
- } ⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

IV.1.3.3- Escalier Type 2: (pour les étages de commerce)

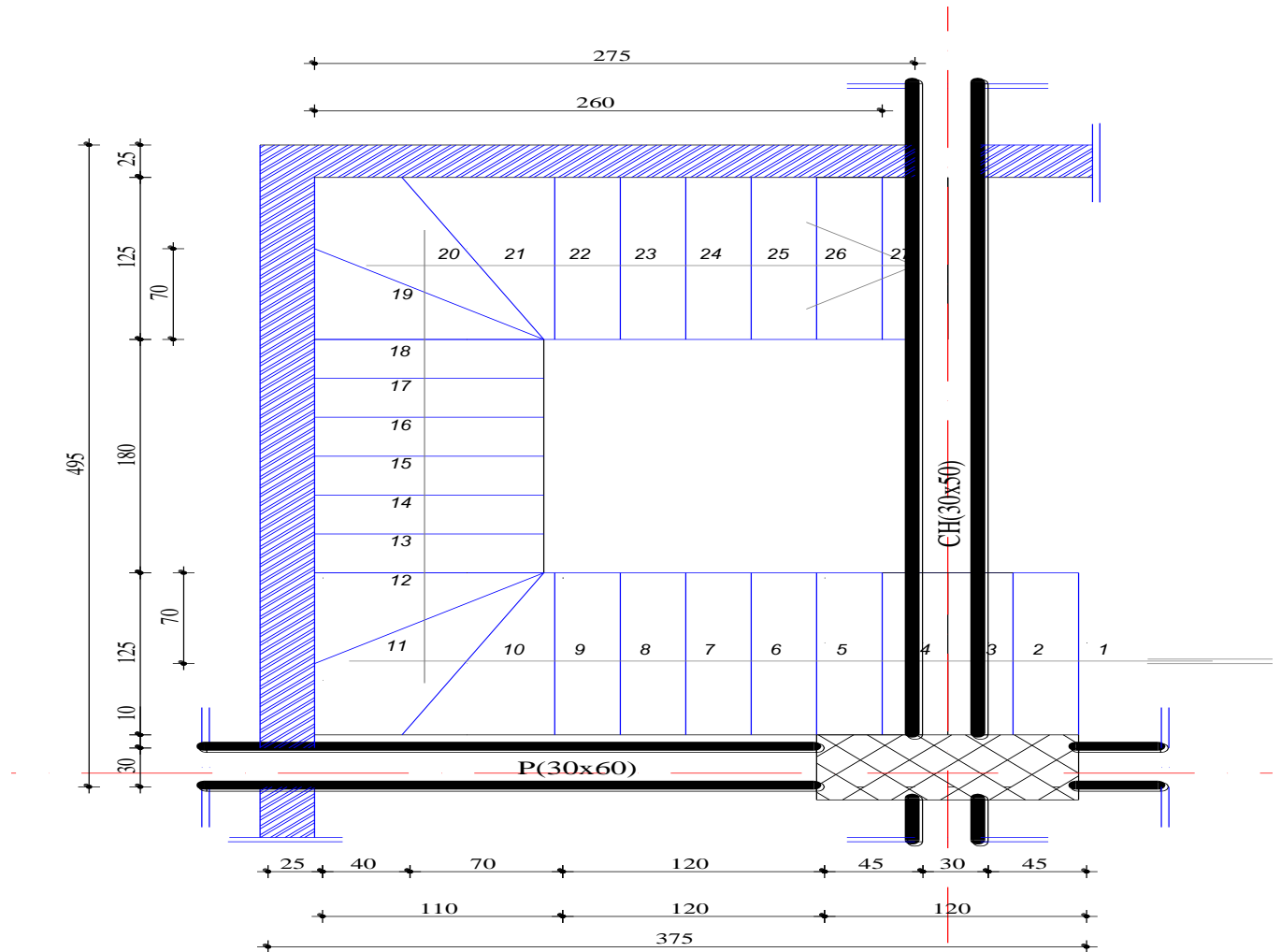


Fig.IV.15: Vue en plan de la cage d'escalier

IV.1.3.3.1-Pré-dimensionnement :

Le pré-dimensionnement des escaliers doit respecter la formule de «BLONDEL» suivante :

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

$$h = 17\text{cm. } g = 30\text{cm.}$$

Selon la formule de «BLONDEL» ; il faut que :

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

Compte-marches : $N = \frac{H}{h} = \frac{459}{17} = 27$ nombre des contre-marches.

On aura 27 contre-marches ($N=08$ contre-marches de volée (1), $N=06$ de volée (2) et (3)).

• **L'inclinaison de la pailleasse :**

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

• **La longueur de la pailleasse :**

➤ volées (1):

$$L' = \frac{1.36}{\sin(29.54)} = 2.76 \text{ m}$$

$$L_{\text{pai}} = L' + L_{\text{palier}} = 2.76 + 1.10 = 3.86 \text{ m}.$$

➤ volées (3):

$$L' = \frac{1.02}{\sin(29.54)} = 2.07 \text{ m}$$

$$L_{\text{pai}} = L' + L_{\text{palier}} = 2.07 + 1.10 = 3.17 \text{ m}.$$

• **Epaisseur de la pailleasse:** (pailleasse porteuse)

Condition de résistance : $\frac{L_{\text{pai}}}{30} < e_p < \frac{L_{\text{pai}}}{20} \Rightarrow \frac{386}{30} < e_p < \frac{386}{20}$

D'où : $e_p = (12.87 ; 19.30) \text{ cm}$; on prend : **$e_p = 15 \text{ cm}$** .

➤ Volée (2) :

Escalier a marche porteuse : **$e_{p2} = 6 \text{ cm}$** .

❖ **Conclusion :**

On a deux types de schéma statique :

- **1^{er} type** : Escalier à pailleasse avec un seul palier s'appuyant sur les éléments de résistance.
- **2^{ème} type** : Escalier à marche porteuses, les marches sont encastées dans une voile.

IV.1.3.3.2-Descente de charges :

➤ **1^{er} type** : (Escalier à pailleasse avec un seul palier)

1-volée :

a- Charges permanentes :

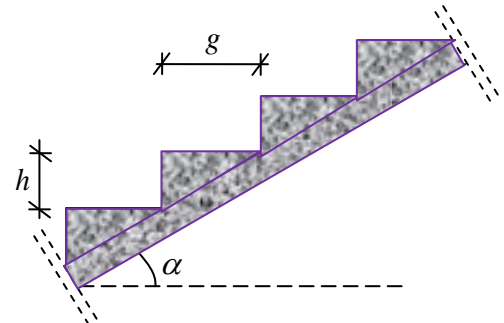


Fig IV.16: schémas de la pailleasse

| | |
|--------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------|
| - Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose+sable) | 104 daN/m ² |
| - Revêtement vertical ($104 \times \frac{h}{g}$) | 58.93daN/m ² |
| - Poids propre des marches ($2200 \times \frac{h}{2}$) | 187 daN/m ² |
| - Poids propre de la paillasse ($2500 \times \frac{ep_1}{\cos\alpha}$) | 431.03 daN/m ² |
| - Enduit au ciment ($18 \times \frac{1.5}{\cos\alpha}$) | 31.03 daN/m ² |
| | G = 811.99daN/m² |

b- Charges d'exploitation :

Locaux à usage d'habitation ou bureau $Q_1 = 500$ daN/m².

c- Combinaisons fondamentales :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$q_1^u = 1.35G_1 + 1.5Q_1 = 1.35 \times 811.99 + 1.5 \times 500 = 1846.19 \text{ daN/m}^2.$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$q_1^{ser} = G_1 + Q_1 = 811.99 + 500 = 1311.99 \text{ daN/m}^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_1^u = \bar{q}_1^u \times 1.00 = 1846.19 \times 1.00 = 1846.19 \text{ daN/m}_L.$$

$$\bar{q}_1^{ser} = q_1^{ser} \times 1.00 = 1311.99 \times 1.00 = 1311.99 \text{ daN/m}_L.$$

2-Palier :

a- Charges permanentes :

| | |
|---------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------|
| - Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose +sable) | 104daN/m ² |
| - Poids propre du palier ($2500 \times e_{p1}$) | 375 daN/m ² |
| -poids propre des marches($2200 \times ep_2$)..... | 354daN/m ² |
| - Enduit au ciment ($18 \text{ daN/m}^2/\text{cm} \times 1.5\text{cm}$) | 27 daN/m ² |
| | G₂ = 860daN/m² |

b- Charges d'exploitation :

Locaux à usage d'habitation ou bureau $Q = 500$ daN/m².

c- Combinaisons fondamentales :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$q_2^u = 1.35G_2 + 1.5Q = 1.35 \times 860 + 1.5 \times 500 = 1911.00 \text{ daN/m}^2.$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$q_2^{ser} = G_2 + Q = 860 + 500 = 1360 \text{ daN/m}^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_2^u = \bar{q}_2^u \times 1.00 = 1911.00 \times 1.00 = 1911.00 \text{ daN/m}_L.$$

$$\bar{q}_2^{ser} = q_2^{ser} \times 1.00 = 1360 \times 1.00 = 1360 \text{ daN/m}_L$$

➤ 2^{ème} type : (Escalier à marches porteuses)

3- Marche porteuse :

• Calcul de h_{moy} :

$$h_{moy} = \frac{z_1 + z_2}{2} = \frac{2z_1 + h}{2}$$

$$z_1 = \frac{e_{p2}}{\cos \alpha} = \frac{6}{\cos(29.54^\circ)} = 6,90 \text{ cm}$$

$$h_{moy} = \frac{2 \times 6.9 + 17}{2} = 15.4 \text{ cm}$$

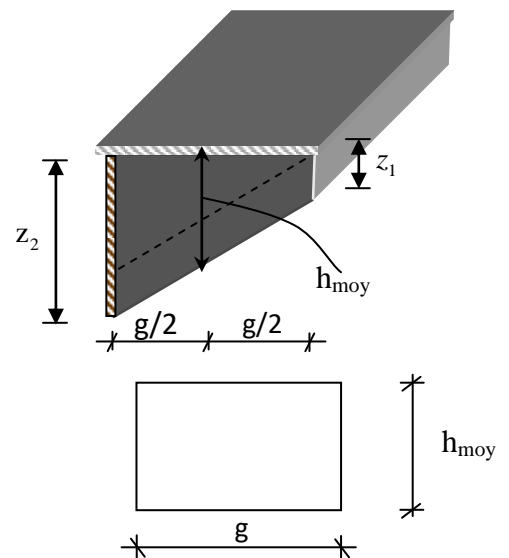


Fig.IV.17: Schéma de la marche porteuse

a- Charges permanentes :

- Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose + sable)(104×g)..... 31.2daN/m_L
 - Revêtement vertical(104 ×h) 17.68daN/m_L
 - Poids propre de la marche ($h_{moy} = 15.4 \text{ cm}$) (2500×0.154×0.3)..... 115.5 daN/m_L
 - Enduit au ciment (18 daN/m²/cm) $\times \frac{1.5}{\cos^2(29,54^\circ)} \times 0,3$ 10.70daN/m_L
- $G_3 = 175,08 \text{ daN/m}_L$**

b- Charges d'exploitation :

Locaux à usage du commerce $Q_1 \Rightarrow 500 \times 0.3 = 150 \text{ daN/m}_L.$

c- Combinaisons fondamentales:

- Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$\bar{q}_3^u = 1.35G_3 + 1.5Q_1 = 1.35 \times 175.08 + 1.5 \times 150 = 461.36 \text{ daN/m}_L.$$

- Etat limite de service (E.L.S.) :

$$q_3^{\text{ser}} = G_3 + Q_1 = 175.08 + 150 = 325.08 \text{ daN/m}_L.$$

IV.1.3.3- Calcul du ferrillage :

A. Marches porteuses :

- Etat limite ultime (E.L.U.):

$$\bar{q}_3^u = 461.36 \text{ daN/m}_L$$

$$M_u = -\frac{q_3^u \cdot L^2}{2} = -\frac{461.36 \times 1.05^2}{2} = -254.32 \text{ daN.m}$$

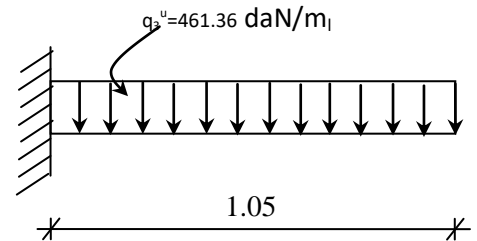


Fig.IV.18 :Schéma statique de la marche porteuse

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{2543.2}{11.33 \times 30 \times (13.4)^2} = 0.042$$

$$\mu = 0.042 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.054$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.979$$

- Détermination des armatures :

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{2543.2}{348 \times 0.979 \times 13.4} = 0.56 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h_{\text{moy}} = 0.0008 \times 30 \times 15.4 = 0.36 \text{ cm}^2$$

$$A_L = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 0.56 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$2T10 \longrightarrow A = 1.57 \text{ cm}^2.$$

- Etat limite de service (E.L.S.) :

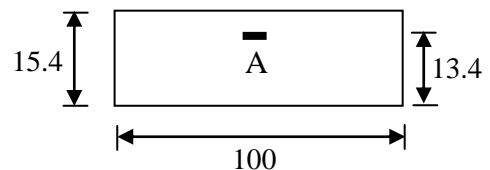


Fig IV.19.section de calcul de la pailasse

$$\overline{q}_3^{ser} = 325.08 \text{ daN/m}_L$$

$$M_{ser} = -\frac{\overline{q}_3^{ser} \cdot L^2}{2} = -\frac{325.08 \times 1.05^2}{2} = -179.20 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma^2 - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{254.32}{179.20} = 1.42$

$$\frac{1.42 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.41 > \alpha = 0.054 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• Conclusion :

- $\sigma_b < \overline{\sigma}_b = 12 \text{ MPa}$
- Fissuration peu nuisible \Rightarrow les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.
- (Aucune vérification pour (σ_s))

• Calcul des armatures transversales :

$$T_u^{max} = q_3^u \cdot L = 461.36 \times 1.05 = 484.43 \text{ daN}$$

a. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$T_u \stackrel{?}{\leq} 0.267 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0.9d = 0.9 \times 13.4 = 12.06 \text{ cm}$$

$$T_u = 4844.3 \text{ N} \leq 0.267 \times 12.06 \times 30 \times 20 \times 100 = 193201.2 \text{ N.}$$

\Rightarrow L'effort tranchant n'influe pas au voisinage des appuis.

b. Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :

On doit vérifier que :

$$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9 \cdot d} \right)$$

$$A_L = 1.57 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left(4844.3 - \frac{254.32}{0.9 \times 13.4} \right) \cdot 10^{-2} = 0.13 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

\Rightarrow Il n'ya aucune influence de l'effort tranchant sur A_L .

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

On a :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{4844.3}{(30 \times 13.4) \times 100} = 0.12 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.67 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0.12 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.67 \text{ MPa} \Rightarrow$ les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne $\Rightarrow \alpha = 90^\circ$

d. Section et écartement des armatures transversales A_t :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{l\min}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{15.4}{35}; \frac{30}{10}; 1\right) = 0.44 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 6 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow A_t = 2\phi_6 = 0.56 \text{ cm}^2$

e. Espacement des armatures transversales :

$$\left\{ \begin{array}{l} K = 1 \text{ (flexion simple) et} \\ \alpha = 90^\circ \end{array} \right.$$

- $\delta_{t1} \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = 12.06 \text{ cm}$
- $\delta_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_c}{0.4 \cdot b \cdot \sin \alpha} = \frac{0.56 \times 235}{0.4 \times 30 \times 1} = 10.97 \text{ cm}$
- $\frac{A_t}{b \cdot \delta_{t3}} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \cdot K}{0.8 f_c (\sin \alpha + \cos \alpha)}$

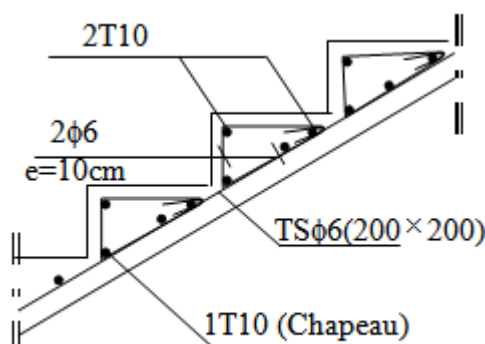
Donc : $\delta_{t3} \leq \frac{A_t \cdot 0.8 \cdot f_c}{b \cdot (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{0.56 \times 0.8 \times 235}{30 \times (0.104 - 0.3 \times 1.8)} = -8.05 \text{ cm} \rightarrow$ Valeur rejetée.

❖ Conclusion :

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 10.97 \text{ cm}$$

On adopte : $\delta_t = 10 \text{ cm}$

• Dessin du ferrailage :



(Armature de montage)

Fig IV.20.dessin du ferrailage

B. Paillasse porteuse:
Volée 01

- Schéma statique:

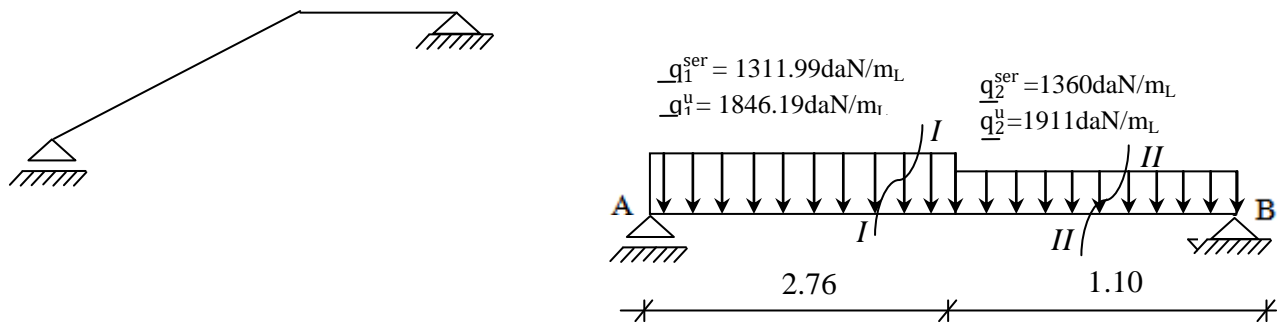


Fig.IV.21:Schéma statique d'un escalier à paillasse avec palier de repos

- Etat limite ultime (E.L.U.):

- Calcul des réactions :

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow R_A = 3573.30 \text{ daN}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow R_B = 3624.28 \text{ daN}$$

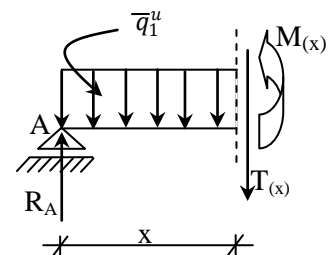
- ☑ Vérification :

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 3573.30 + 3624.28 = 1846.19 \times 2.76 + 1911 \times 1.10 = 7197.58 \text{ daN}$$

Section I-I : $0 \leq x \leq 2.76 \text{ m}$

$$T(x) = R_A - q_1^u \cdot \bar{x}$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_1^u \cdot \frac{x^2}{2}$$



$$T(x) = 3573.30 - 1846.19 \cdot x$$

$$M(x) = 3573.30 \cdot x - 1846.19 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \Rightarrow \begin{cases} T(0) = 3573.30 \text{ daN} \\ M(0) = 0 \end{cases}$$

$$x = 2.76 \text{ m} \Rightarrow \begin{cases} T(2.76) = -1522.18 \text{ daN} \\ M(2.76) = 2830.55 \text{ daN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

Section II-II : $0 \leq x \leq 1.10$

$$\sum F_{/v} = 0 \Rightarrow T(x) + R_B - q_u^T \cdot x = 0$$

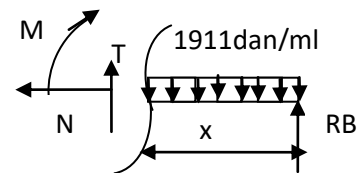
$$\Rightarrow T(x) = 1911 \cdot x - 3624.28$$

$$\sum M_{/G} = 0 \Rightarrow M(x) - R_B \cdot x + q_u^T \cdot \frac{x^2}{2} = 0$$

$$\Rightarrow M(x) = 3624.28 \cdot x - 1911 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \Rightarrow \begin{cases} T(0) = -3624.28 \text{ daN} \\ M(0) = 0 \end{cases}$$

$$x = 1,10 \Rightarrow \begin{cases} T(1,10) = -1522.18 \text{ daN} \\ M(1,10) = 2830.55 \text{ daN} \cdot \text{m} \end{cases}$$



- Calcul du moment fléchissant maximum :

$$M_{\max} \Rightarrow T(x_m) = 0 \Rightarrow 3573.30 - 1846.19 \cdot x = 0 \Rightarrow x_m = 1.93 \text{ m.}$$

$$M_{\max}^u = M(1.93 \text{ m}) = 3458.06 \text{ daN} \cdot \text{m.}$$

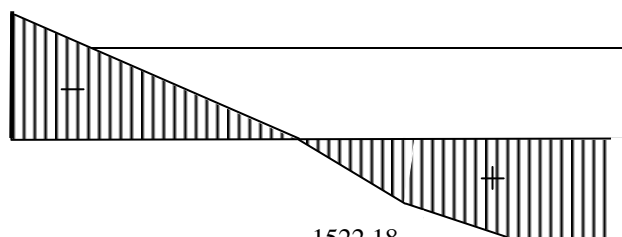
- Diagramme des moments fléchissant et effort tranchant :

- Etat limite ultime (E.L.U.) :



- T : en [daN]

3573.30



- \underline{M} : en [daN.m]

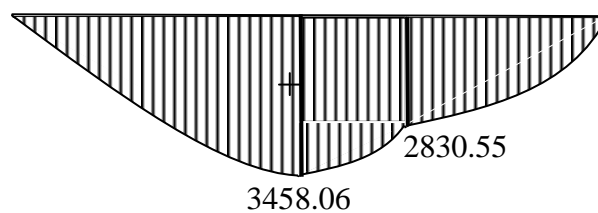


Fig.IV.22:Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à E.L.U.

- Moment en appuis :

$$M_a'' = -0.4M_{\max}'' = -1383.22 \text{ daN.m}$$

- Moment en travée :

$$M_t'' = 0.8M_{\max}'' = 2766.45 \text{ daN.m}$$

- Etat limite de service (E.L.S.) :

- Calcul des réactions :

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow R_A = 2539.65 \text{ daN}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow R_B = 2577.43 \text{ daN}$$

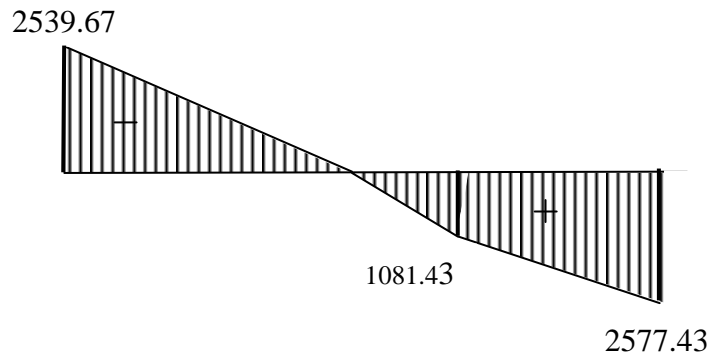
- ☑ Vérification :

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 2539.65 + 2577.43 = 1311.99 \times 2.76 + 1360 \times 1.1 = 5117.10 \text{ daN}$$

- Diagramme des moments fléchissant et effort tranchant :

- Etat limite ultime de service (E.L.S.) :

- **T** : en [daN]



- **M** : en [daN.m]

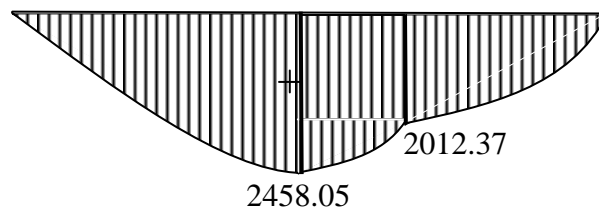


Fig.IV.23:Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à E.L.S.

- Moment en appuis :

$$M_a^{ser} = -0.4 M_{max} = -983.22 \text{ daN.m}$$

- Moment en travée :

$$M_t^{ser} = 0.8 M_{max} = 1966.44 \text{ daN.m}$$

Volée 02

- Schéma statique:

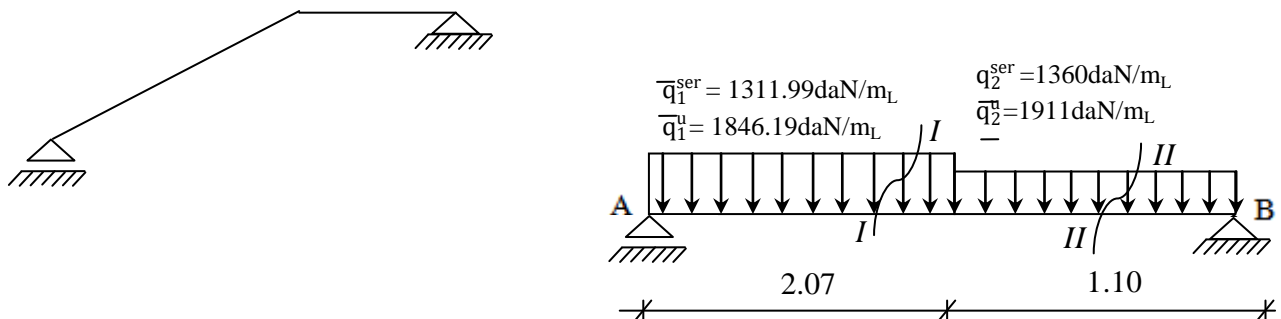


Fig.IV.24:Schéma statique d'un escalier à paillasse avec palier de repos

- Etat limite ultime (E.L.U.):

- Calcul des réactions :

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow R_A = 2938.58 \text{ daN}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow R_B = 2985.13 \text{ daN}$$

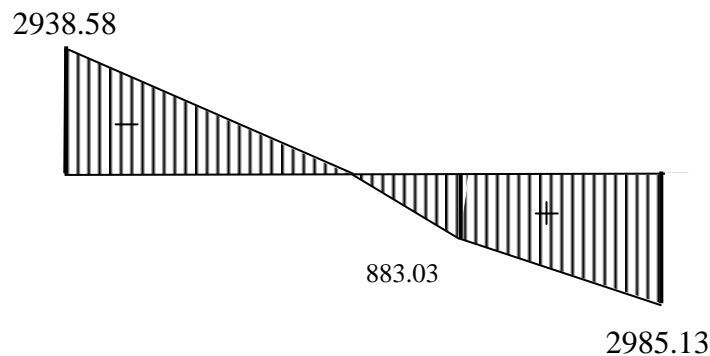
- ☑ Vérification :

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 2938.58 + 2985.13 = 1846.19 \times 2.07 + 1911 \times 1.10 = 5923.71 \text{ daN}$$

Diagramme des moments fléchissant et effort tranchant :

- Etat limite ultime (E.L.U.) :

- T : en [daN]



- M : en [daN.m]

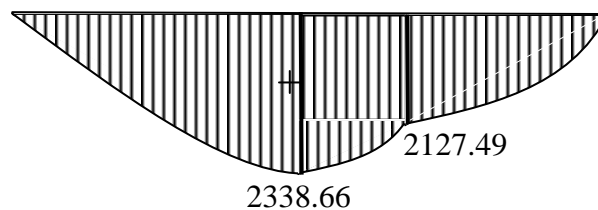


Fig.IV.25:Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à E.L.U.

- Moment en appuis :

$$M_a^u = -0.4M_{\max}^u = -935.46 \text{ daN.m}$$

- Moment en travée :

$$M_t^u = 0.8M_{\max}^u = 1870.93 \text{ daN.m}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

- Calcul des réactions :

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow R_A = 2088.67 \text{ daN}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow R_B = 2123.15 \text{ daN}$$

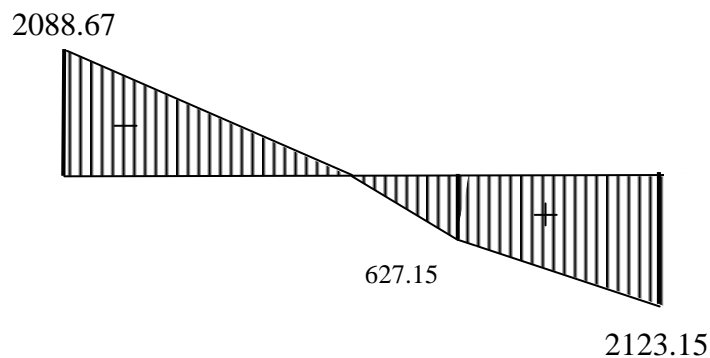
- ☑ Vérification :

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 2088.67 + 2123.15 = 1311.99 \times 2.07 + 1360 \times 1.1 = 4211.82 \text{ daN}$$

- Diagramme des moments fléchissant et effort tranchant :

➤ Etat limite ultime de service (E.L.S.) :

- T : en [daN]



- M : en [daN.m]

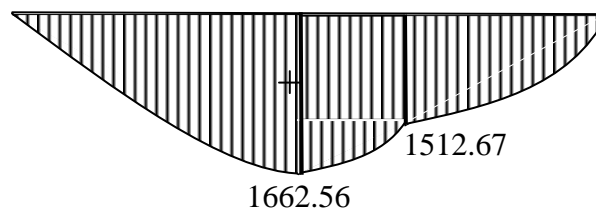


Fig.IV.26: Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à E.L.S.

- Moment en appuis :

$$M_a^{ser} = -0.4 M_{max} = -665.02 \text{ daN.m}$$

- Moment en travée :

$$M_t^{ser} = 0.8 M_{max} = 1330.05 \text{ daN.m}$$

➤ Calcul du ferrailage :

❖ Volée 01 :

F. En travée :

➤ Etat limite ultime (E L U) :

$$M_t^u = 2766.45 \text{ daN.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{2766.45}{11.33 \times 100 \times (13.5)^2} = 0.134$$

$$\mu = 0.134 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.181$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.928$$

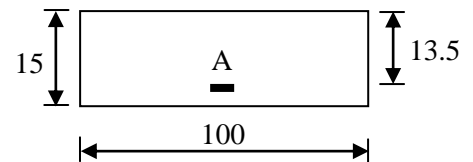


Fig IV.27.section de calcul de la paillasse

• Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{27664.5}{348 \times 0.928 \times 13.5} = 6.35 \text{ cm}^2 / m_L$$

• Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_t; A_{min}) \Rightarrow A_t = 6.35 \text{ cm}^2 / m_L$$

• Choix des armatures :

$$5T14/m_L \longrightarrow A = 7.69 \text{ cm}^2/m_L.$$

$$(T14 \longrightarrow e = 20\text{cm}).$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_t^{ser} = 798.88 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple

- Section rectangulaire sans $A' \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$
- Acier FeE400

Avec : $\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{2766.45}{1966.44} = 1.40$

$\frac{1.40-1}{2} + \frac{20}{100} = 0.40 > \text{Condition vérifiée}$

• Conclusion :

- $\sigma_b < \overline{\sigma}_b = 12 \text{ MPa}$
 - Fissuration peu nuisible \Rightarrow les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.
- (Aucune vérification pour (σ_s))

• Armatures de répartition :

$A_r \geq \frac{A_t}{4} = \frac{6.35}{4} = 1.59 \text{ cm}^2 / m_L$

• Choix des armatures :

4T8/ $m_L \rightarrow A = 2.01 \text{ cm}^2 / m_L$

(T8e = 25cm) \rightarrow

G. En appuis :

\rightarrow Etat limite ultime (E.L.U.) :

$M_a^u = -278.02 \text{ daN.m}$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{13832.2}{11.33 \times 100 \times (13.5)^2} = 0.067$

$\mu = 0.07 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$

$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.087$

$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.965$

• Détermination des armatures :

$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{13832.2}{348 \times 0.965 \times 13.5} = 3.05 \text{ cm}^2 / m_L$

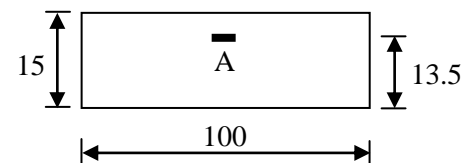


Fig IV.28.section de calcul de la paillasse

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_a = \max(A_a; A_{\min}) \Rightarrow A_r = 3.05 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Choix des armatures :

$$5T10/m_L \rightarrow 3.93 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$(T10 \rightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_a^{ser} = -983.22 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\left. \begin{array}{l} \text{ } \\ \text{ } \\ \text{ } \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma^2 - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{1383.22}{983.22} = 1.40$$

$$\frac{1.40 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.40 > \text{Condition vérifiée}$$

- Conclusion :

- $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa}$
 - Fissuration peu nuisible
- (Aucune vérification pour (σ_s))
- les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

- Armatures de répartition :

$$A_r^a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{3.05}{4} = 0.76 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Choix des armatures :

$$4T8/m_L \rightarrow 2.01 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$(T8e = 25 \text{ cm})$$

❖ Volée 02:

H. En travée :

➤ Etat limite ultime (E L U) :

$$M_t^u = 1870.93 \text{ daN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{1870.93}{11.33 \times 100 \times (13.5)^2} = 0.091$$

$$\mu = 0.134 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.119$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.952$$

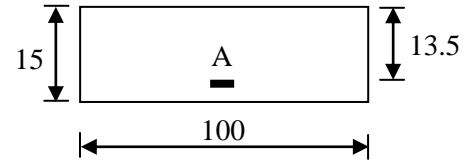


Fig IV.29. section de calcul de la paillasse

- Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{18709.3}{348 \times 0.952 \times 13.5} = 4.18 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 4.18 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Choix des armatures :

$$4T12/m_L \longrightarrow A = 4.52 \text{ cm}^2/m_L.$$

$$(T12 \longrightarrow e = 25\text{cm}).$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_t^{ser} = 1330.05 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma^2 - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{1870.93}{1330.05} = 1.40$$

$$\frac{1.40 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.40 > \text{Condition vérifiée}$$

- Conclusion :

- $\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 12\text{MPa}$
 - Fissuration peu nuisible \Rightarrow les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.
- (Aucune vérification pour (σ_s))

- Armatures de répartition :

$$A_r' \geq \frac{A_t}{4} = \frac{4.18}{4} = 1.04 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Choix des armatures :

$$4\text{T8}/m_L \longrightarrow A = 2.01 \text{ cm}^2 / m_L$$

(T8e = 25cm) \rightarrow

I. En appuis :

\rightarrow Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_a^u = -935.46 \text{ daN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{9354.6}{11.33 \times 100 \times (13.5)^2} = 0.045$$

$$\mu = 0.045 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.058$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.977$$

- Détermination des armatures :

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{9354.6}{348 \times 0.977 \times 13.5} = 2.04 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_a = \max(A_a; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 2.04 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Choix des armatures :

$$4\text{T10}/m_L \longrightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2 / m_L$$

(T10 \rightarrow e = 25cm).

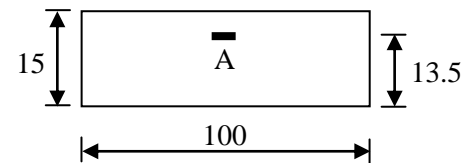


Fig IV.30.section de calcul de la paillasse

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_a^{ser} = -665.02 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans A' } $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$
- Acier FeE400

Avec : $\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{935.46}{665.02} = 1.40$

$$\frac{1.40-1}{2} + \frac{20}{100} = 0.40 > \text{Condition vérifiée}$$

• Conclusion :

- $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa}$
 - Fissuration peu nuisible } les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.
- (Aucune vérification pour (σ_s))

• Armatures de répartition :

$$A_r \geq \frac{A_a}{4} = \frac{2.04}{4} = 0.51 \text{ cm}^2/m_L$$

• Choix des armatures :

$$4T8/m_L \rightarrow A = 2.01 \text{ cm}^2/m_L$$

(T8e = 25cm) ➤

J. Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_u^{max} = 3573.30 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{ux}^{max}}{b \times d} = \frac{3573.30}{100 \times 15 \times 100} = 0.23 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.05 \cdot f_{c28} = 1.00 \text{ MPa}$$

- $\tau_u = 0.23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1 \text{ MPa}$
- Il n'y a pas de reprise de bétonnage } ➔ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

IV.1.3.4- Escalier Type 3: (pour les étages de commerce)

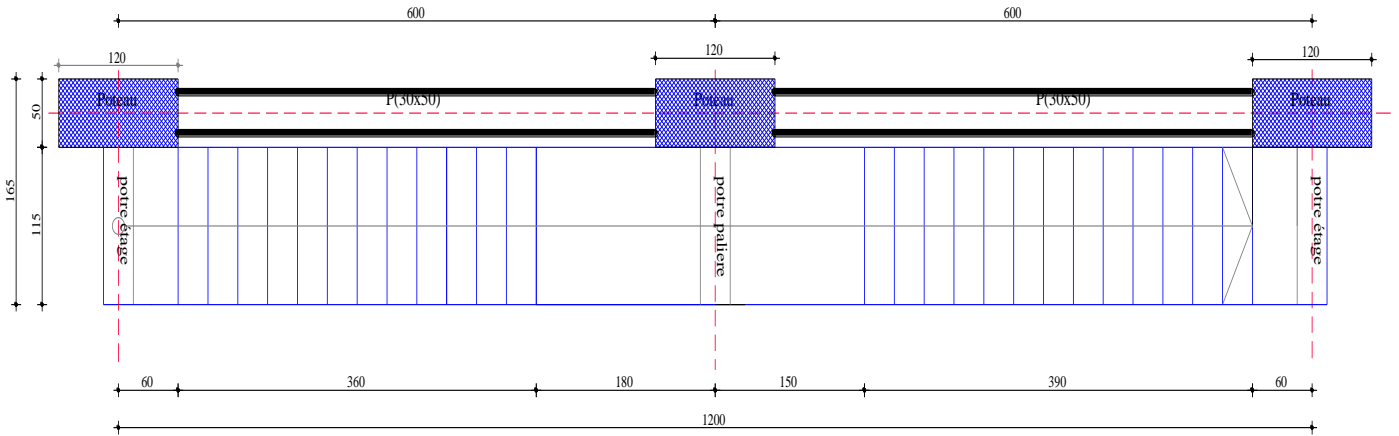


Fig.IV.31: Vue en plan de la cage d'escalier

IV.1.3.5- Escalier Type 4: (escalier de sous sol N°=01)

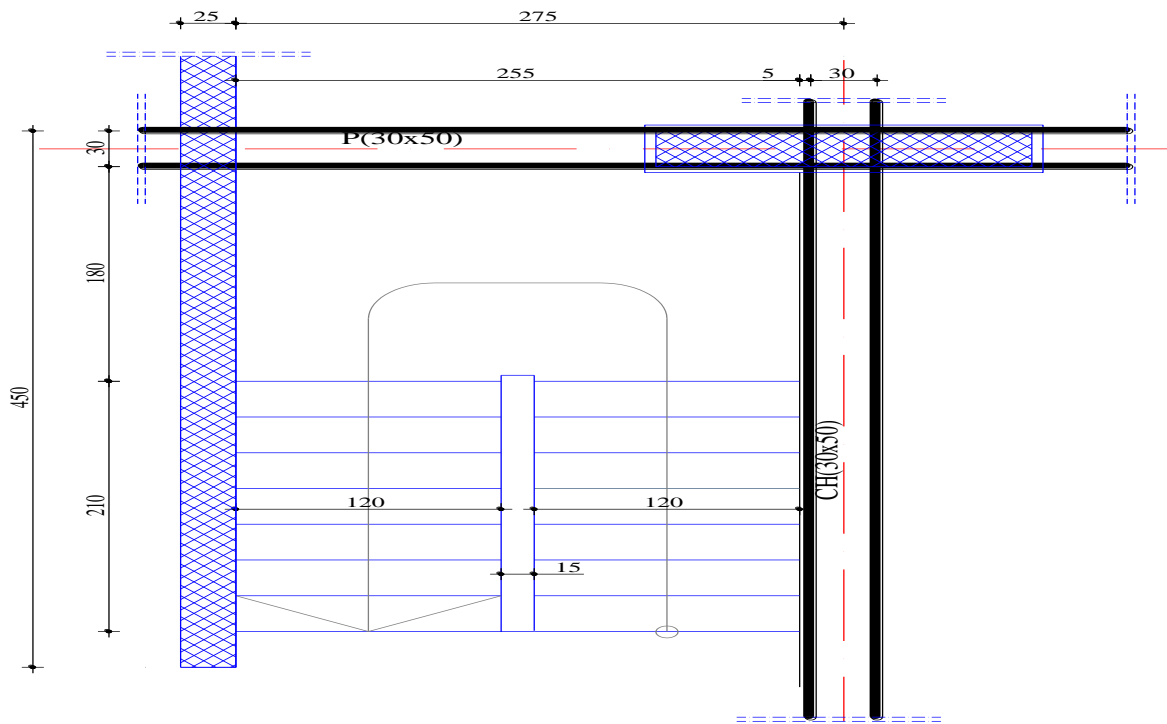


Fig.IV.32: Vue en plan de la cage d'escalier

IV.1.3.6- Escalier Type 5: (escalier de sous sol N°=02)

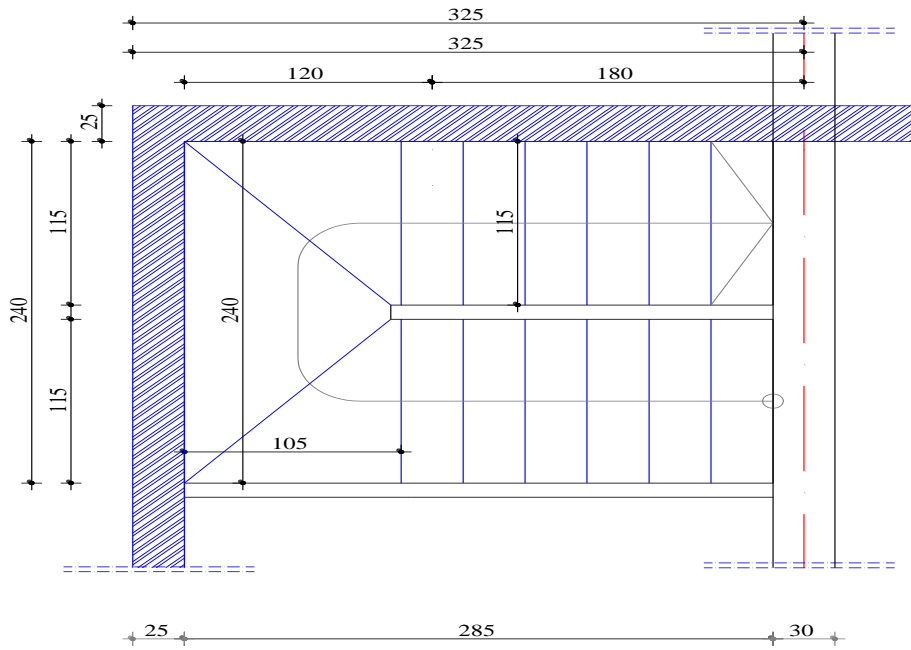


Fig.IV.33: Vue en plan de la cage d'escalier

IV.1.3.7- **Escalier Type 6:** (escalier de sous sol N°=03)

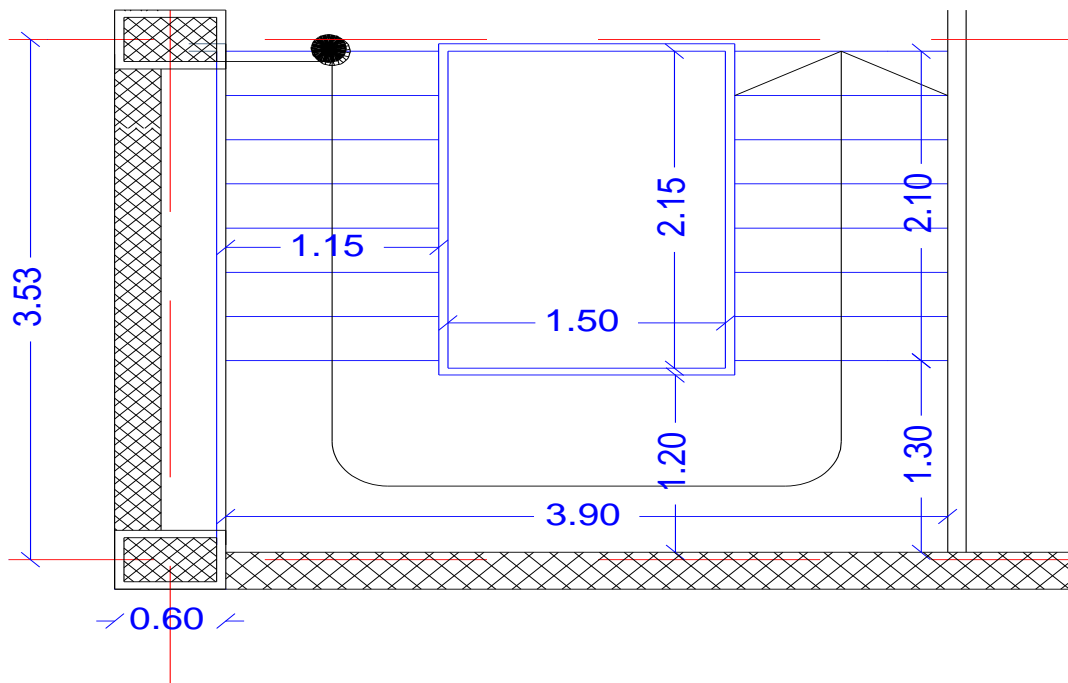


Fig.IV.34: Vue en plan de la cage d'escalier

IV.1.3.8- **Escalier Type7**: (escalier pour étages du bureau)

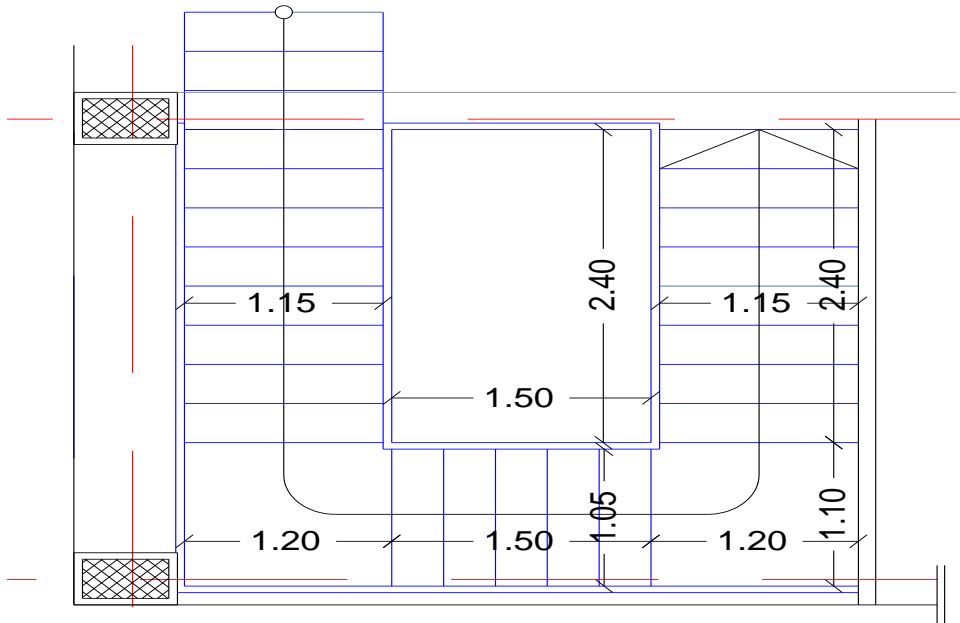


Fig.IV.35: Vue en plan de la cage d'escalier

IV.1.3.9- **Escalier Type8**: (escalier de secours)

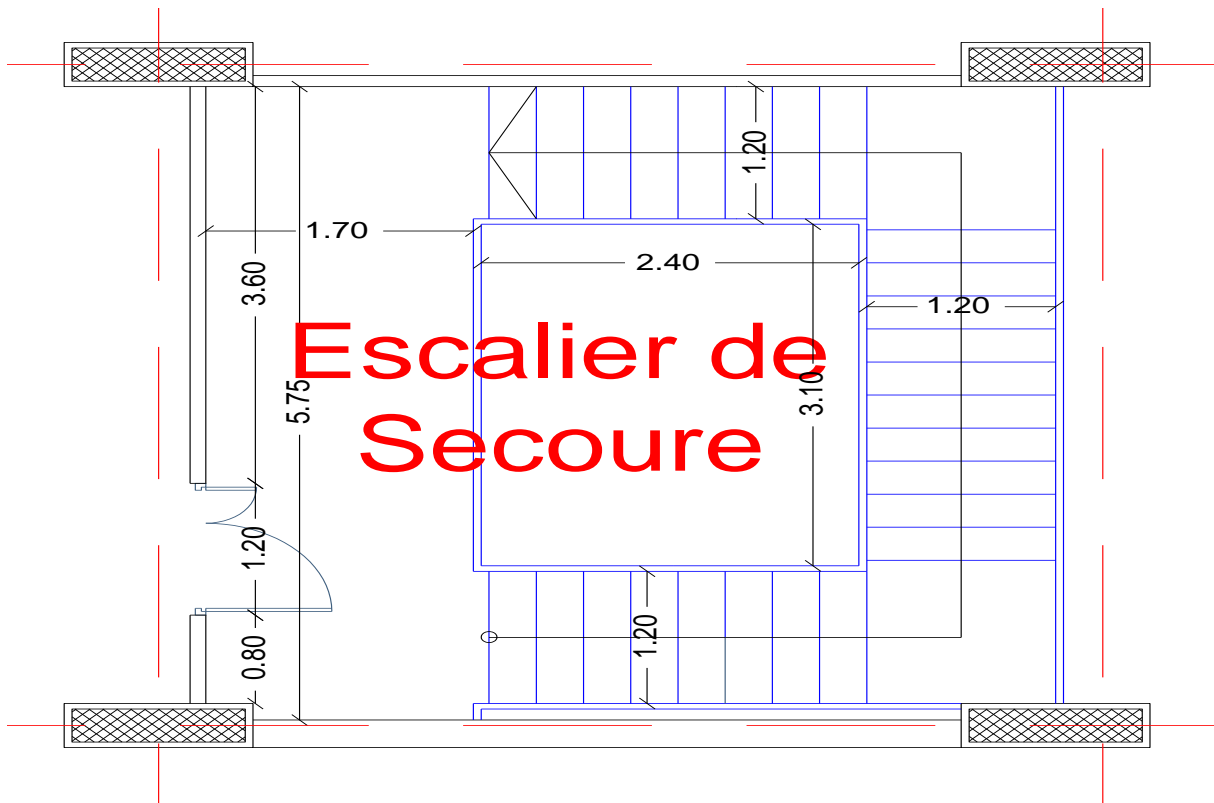


Fig.IV.36: Vue en plan de la cage d'escalier

IV.1.4- Calcul de la poutre brisée (escalier n° : 08):

La poutre brisée est appuyée sur les poteaux et sollicitée par les charges provenant des volées et paliers de repos ainsi que celle des marches porteuses.

La hauteur de la poutre brisée doit vérifier les conditions suivantes :

☑ Condition de la flèche :

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

Avec :

L : Portée de la poutre (L= 5.60m) ;

h : Hauteur de la poutre et

b : Largeur de la poutre.

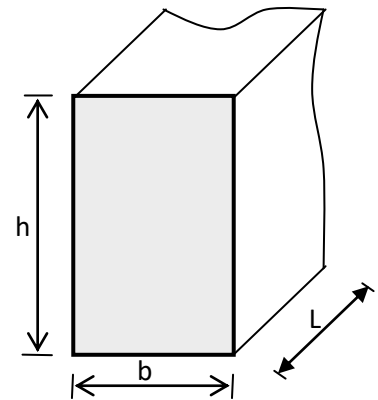


Fig.IV.37:Section de la poutre brisée.

$$\Rightarrow \frac{560}{15} \leq h \leq \frac{560}{10} \Rightarrow 37.33\text{cm} \leq h \leq 56\text{cm}$$

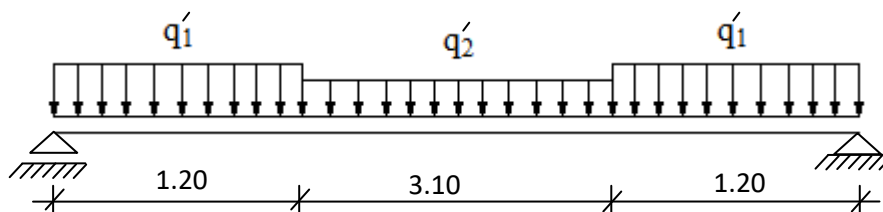
Soit : **h = 45cm** et **b = 30cm**.

☑ Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :

$$\left. \begin{array}{l} b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \\ h = 45\text{ cm} \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1.5 \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

Donc ; la section de la poutre brisée est (b×h) = (30×45) cm².

A. Moment fléchissant :



$$q_{\text{éq}} = \frac{q_2 \cdot L_2 + 2 \cdot q_1 \cdot L_1}{L_2 + 2 \cdot L_1} + (g_p)$$

g_p ; **g_{mur}** : poids propre de la poutre brisée et de mur respectivement ;

q'_1 : Charge uniformément répartie due aux réactions du palier et de la volée ;

q'_2 : Charge uniformément répartie due aux réactions des marches porteuses et

$q_{\text{éq}}$: Charge équivalente sollicitant la poutre brisée.

- Calcul du poids propre g_p de la poutre brisée :

$$g_p = 0.45 \times 0.30 \times 2500 = 337.50 \text{ daN} / m_L$$

- ❖ Combinaisons fondamentales :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$q_1^u = R_B^u = 1433.10 \text{ daN} / m_L$$

$$q_2^u = \frac{n \cdot \bar{q}_3^u \cdot L'}{L} = \frac{9 \times 461.36 \times 1.2}{3.1} = 1607.32 \text{ daN} / m_L \text{ (n : nombres des marches)}$$

$$\Rightarrow q_{\text{eq}}^u = \frac{1607.32 \times 3.1 + 2 \times 1433.10 \times 1.20}{3.1 + (2 \times 1.20)} + 1.35 \times 337.50 = 1986.92 \text{ daN} / m_L$$

$$M_0^u = \frac{q_{\text{eq}}^u \cdot L^2}{8} = \frac{1986.92 \times (5.5)^2}{8} = 7513.04 \text{ daN.m}$$

- En travée :

$$M_t^u = 0,6 \cdot M_0^u = 0,6 \times 7513.04 = 4507.82 \text{ daN.m}$$

- En appui :

$$M_a^u = -0,4 \cdot M_0^u = -0,4 \times 7513.04 = -3005.22 \text{ daN.m}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$q_1^{\text{ser}} = R_B^{\text{ser}} = 1006 \text{ daN} / m_L$$

$$q_2^{\text{ser}} = \frac{n \cdot \bar{q}_3^{\text{ser}} \cdot L'}{L} = \frac{9 \times 325.08 \times 1.2}{3.1} = 1132.54 \text{ daN} / m_L$$

$$q_{\text{eq}}^{\text{ser}} = \frac{1132.54 \times 3.1 + 2 \times 1006 \times 1.2}{3.1 + 2 \times 1.2} + 337.5 = 1414.82 \text{ daN} / m_L$$

$$M_0^{\text{ser}} = \frac{q_{\text{eq}}^{\text{ser}} \cdot L^2}{8} = \frac{1414.82 \times (5.5)^2}{8} = 5349.79 \text{ daN.m}$$

- En travée :

$$M_t^{\text{ser}} = 0,6 \cdot M_0^{\text{ser}} = 0,6 \times 5349.79 = 3209.87 \text{ daN.m}$$

- En appui :

$$M_a^{\text{ser}} = -0,4 \cdot M_0^{\text{ser}} = -0,4 \times 5349.79 = -2139.92 \text{ daN.m}$$

Tableau IV.1.2: Tableau récapitulatif des moments fléchissant.

| Moments [daN.m] | E.L.U. | E.L.S. |
|-----------------|----------|----------|
| Travées | 4507.82 | 3209.87 |
| Appuis | -3005.22 | -2139.92 |

B. Déterminations des armatures :

a) En travée :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_t^u = 4507.82 \text{ daN.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{4507.82}{11.33 \times 30 \times (43)^2} = 0.072$$

$$\mu = 0.072 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.093$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.963$$

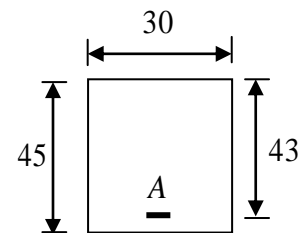


Fig IV.38 : Section du calcul

• Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{4507.82}{348 \times 0.963 \times 43} = 3.13 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 43 \times \frac{1.8}{400} = 1.34 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 2.50 \text{ cm}^2$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_t^{\text{ser}} = 3209.87 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- } $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma^2 - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$

Avec : $\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{4507.82}{3209.87} = 1.40$

$\frac{1.4-1}{2} + \frac{20}{100} = 0.4 > \text{Condition vérifiée}$

• Conclusion :

- $\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 12 \text{MPa}$
 - Fissuration peu nuisible
- (Aucune vérification pour (σ_s)) } les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

b) En appui :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$M_a^u = -3005.22 \text{ daN.m}$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{3005.22}{11,33 \times 30 \times (43)^2} = 0.048$

$\mu = 0.048 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$

$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$

$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.061$

$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.975$

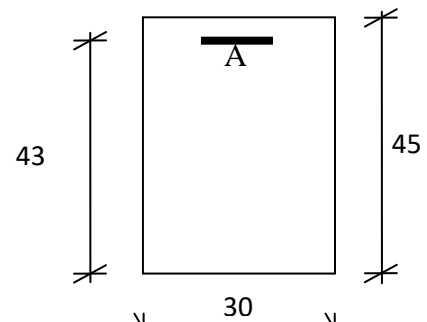


Fig IV.39 : Section du calcul

• Détermination des armatures :

$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{3005.22}{348 \times 0.975 \times 43} = 2.06 \text{ cm}^2 / m_L$

• Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 43 \times \frac{1.8}{400} = 1.33 \text{ cm}^2$

$A_a = \max(A_{cal}; A_{\min}) \Rightarrow A_a = 2.06 \text{ cm}^2 / m_L$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$M_a^{ser} = -2139.92 \text{ daN.m}$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- } $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{MPa}$

Avec : $\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{3005.22}{2139.92} = 1.40$

$\frac{1.40-1}{2} + \frac{20}{100} = 0.40 > \text{Condition vérifiée}$

• Conclusion :

- $\sigma_b < \sigma_b = 12 \text{ MPa}$
 - Fissuration peu nuisible \Rightarrow les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.
- (Aucune vérification pour (σ_s))

c) Moment de torsion :

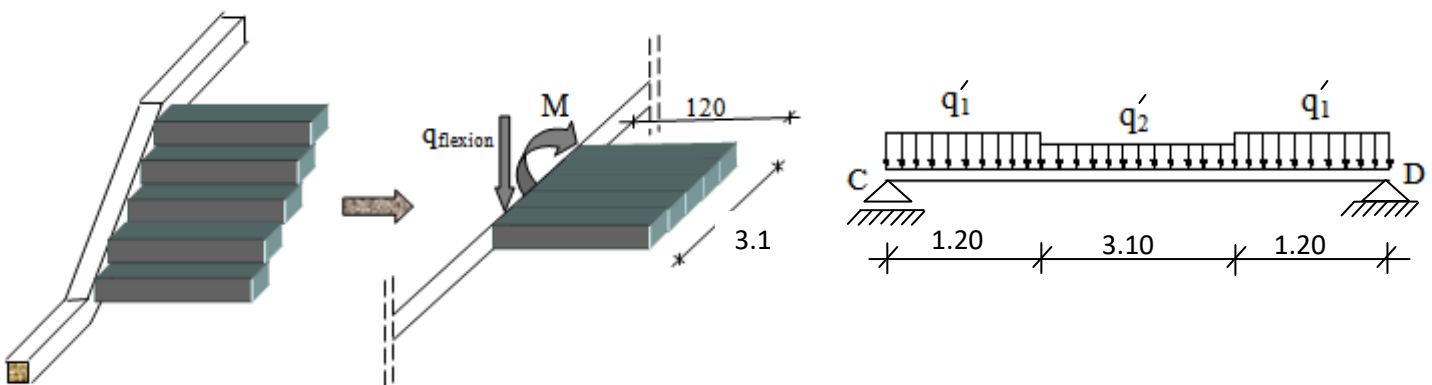


Fig.IV.40: Schéma des marches porteuses (effet de torsion)

$M_{T/marche} = \frac{q \cdot L^2}{2}$

$M_T = 9 \cdot \frac{q \cdot L^2}{2}$

- Moment en travée :

$M_T^u = 9 \cdot \frac{q_u \cdot L^2}{2} = 9 \cdot \frac{461.36 \times (1.2)^2}{2} = 2989.61 \text{ daN.m}$

- Moment en appuis :

$M_{TD}^u = M_{TC}^u = -\frac{M_T^u}{2} = -\frac{2989.61}{2} = 1494.80 \text{ daN.m}$

• Déterminations des armatures :

$e = \frac{a}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$

$\Omega = 35 \times 25 = 875 \text{ cm}^2 \quad e = (a/6)$

$U = (35 + 25) \times 2 = 120 \text{ cm}$

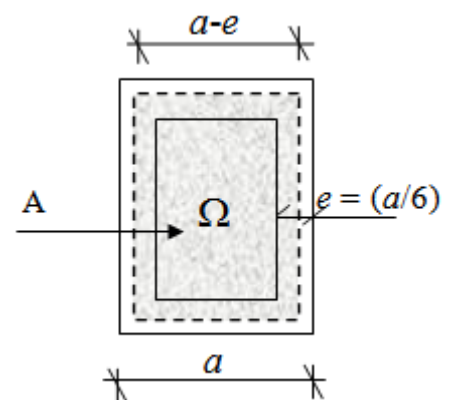


Fig.IV.41: Section de calcul

- Calcul des armatures longitudinales :

- En travée :

$$A_L^t = \frac{U \cdot M_T^u}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{120 \times 2989.61}{2 \times 875 \times \frac{400}{1.15}} = 5.89 \text{ cm}^2$$

- En appuis :

$$A_L^a = \frac{U \cdot M_{TD}^u}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{120 \times 1494.80}{2 \times 875 \times \frac{400}{1.15}} = 2.94 \text{ cm}^2$$

- Armatures minimales :

$$A_{\min} = \frac{0,4 \cdot e \cdot U}{f_e} = \frac{0,4 \times 5 \times 120}{400} = 0,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{Tt} = \max(A_{cal}; A_{\min}) = 5.89 \text{ cm}^2$$

$$A_{Ta} = \max(A_{cal}; A_{\min}) = 2.94 \text{ cm}^2$$

- Conclusion:

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{Tt} = 5.89 \text{ cm}^2 \\ A_{Ta} = 2.94 \text{ cm}^2 \\ A_{travée} = 3.13 + 5.89 = 9.02 \text{ cm}^2 \\ A_{appuis} = 2.06 + 2.94 = 5.00 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

- Choix des armatures :

$$8T12 \text{ A} \rightarrow 9.04 \text{ cm}^2$$

- Calcul des armatures transversales :

➤ Cas de flexion :

$$T_u^{\max} = \frac{q_{eq}^u \cdot L}{2} = \frac{1986.92 \times 5.5}{2} = 5464.03 \text{ daN}$$

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

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

Avec :

$$a = 0.9d = 0.9 \times 43 = 38.7 \text{ cm}$$

$$T_u = 54640.3 \text{ N} \leq 0.267 \times 38.7 \times 30 \times 20 \times 100 = 619974 \text{ N.}$$

⇒ l'effort tranchant n'influe pas au voisinage d'appuis.

b. Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :

On doit vérifier que :

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

$$A_L = 9.02 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left(54640.3 - \frac{4507.82}{0.9 \times 43} \right) \cdot 10^{-2} = 1.56 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ Condition vérifiée}$$

⇒ Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur A_L .

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

On a :

$$\tau_{uf} = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{54640.3}{(30 \times 43) \times 100} = 0,423 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,67 \text{ MPa}$$

$\tau_{uf} = 0,423 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,67 \text{ MPa} \Rightarrow$ les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne $\Rightarrow \alpha = 90^\circ$

d. Section et écartement des armatures transversales A_t :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{1\min} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{45}{35} ; \frac{30}{10} ; 1 \right) = 1.00 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow A_t = 4\phi_8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (1 cadre + 1 étrier).

e. Espacement des armatures transversales :

$$\begin{cases} K = 1 \text{ (flexion simple) et} \\ \alpha = 90^\circ \end{cases}$$

$$\bullet \delta_{t1} \leq \min (0.9d ; 40 \text{ cm}) = 38.7 \text{ cm}$$

$$\bullet \delta_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_c}{0.4b_0 \cdot \sin \alpha} = \frac{2.01 \times 235}{0.4 \times 30 \times 1} = 39.36 \text{ cm}$$

$$\bullet \frac{A_t}{b_0 \cdot \delta_{t3}} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{ij} \cdot K}{0.8f_c (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\text{Donc : } \delta_{t3} \leq \frac{A_t \cdot 0,8 \cdot f_e}{b \cdot (\tau_u - 0,3 f_{t28})} = \frac{2,01 \times 0,8 \times 235}{30 \times (0,423 - 0,3 \times 1,8)} = -107,66 \text{ cm} \rightarrow \text{Valeur rejetée.}$$

Selon (R.P.A.99version2003) :

- Zone nodale :

$$\delta_{t4} \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi \right) = \min \left(\frac{45}{4}; 12 \cdot 1,0 \right) = 11,25 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 10 \text{ cm}$$

- Zone courante :

$$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} \Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm}$$

➤ Cas de torsion :

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

$$\tau_{uT} = \frac{M_T}{2 \cdot \Omega \cdot e} = \frac{19896,1}{2 \times 875 \times 5} = 2,27 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 2,67 \text{ MPa (Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_{uT}^2 + \tau_{uf}^2 = (2,27)^2 + (0,423)^2 = 5,35 \text{ MPa} < \overline{\tau_u}^2 = 7,13 \text{ MPa} \Rightarrow \text{les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow A_t = 4\phi_8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (1 cadre + 1 étrier)

- L'espacement des armatures transversales :

$$\delta_t \leq \frac{2 \cdot \Omega \cdot A_t \cdot f_{et}}{M_t \cdot \gamma_s} = \frac{2 \times 875 \times 2,01 \times 235}{19896,1 \times 1,15} = 36,13 \text{ cm}$$

- Armatures minimales :

$$A_{\min} = \frac{e \cdot \delta_t \cdot 0,4}{f_{et}} = \frac{5 \times 36,13 \times 0,4}{235} = 0,307 \text{ cm}^2$$

❖ Conclusion :

- Zone nodale :

$$\delta_t = 10 \text{ cm}$$

- Zone courante :

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

IV.1.5- Calcul de la poutre brisée (escalier n° : 07):

Tableau IV.2.3: Tableau récapitulatif de ferrailage de la poutre brisée.

| L (cm) | b (cm) | h (cm) | q ₁ (daN) | q ₂ (daN) | L ₁ (cm) | L ₂ (cm) | q _{eq} (daN) | ELU (daN.m) | | ELU (cm ²) | | ELS | | ferrailages |
|-----------|-----------|-----------|-------------------------|-------------------------|------------------------|------------------------|--------------------------|----------------|---------|---------------------------|------|-----|----|-------------|
| | | | | | | | | Mt | Ma | Aa | At | Aa | At | |
| 495 | 30 | 40 | 1159.35 | 1395.44 | 120 | 150 | 1655.15 | 1888.11 | 1258.74 | 1.46 | 1.18 | cv | cv | 6T10 |

IV.1.6- Calcul de la poutre palière (escalier n°=4)

La poutre palière est appuyée sur les poteaux et sollicitée par les charges (réactions) provenant des volées et des paliers de repos.

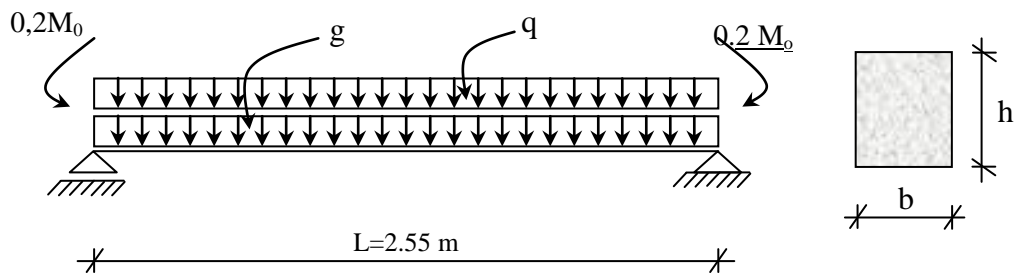


Fig.IV.42: Schéma statique de la poutre palière.

Critère de flèche:

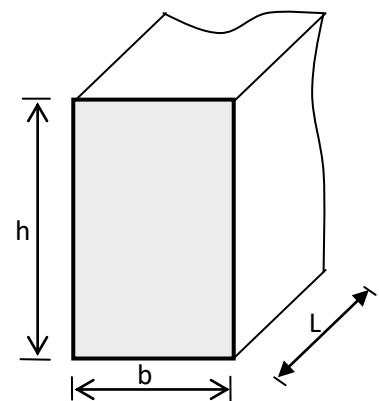
$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

Avec :

L : longueur de la poutre ;

h : hauteur de la poutre et

b : largeur de la poutre.



$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{255}{15} \leq h \leq \frac{255}{10}$$

Fig. IV.43: Section transversale d'une poutre

$$\Rightarrow 17\text{cm} \leq h \leq 25.5\text{cm}$$

Soit : **h = 30cm** et **b = 30cm**.

Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version 2003):

- $b=30\text{cm} \geq 20\text{cm}$
 - $h=30\text{cm} \geq 30\text{cm}$
 - $\frac{h}{b} = \frac{30}{30} = 1 \leq 4$
- } \Rightarrow Conditions vérifiées

Donc ; la section de la poutre brisée est $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$.

A. Evaluation des charges :

- Calcul du poids propre g_p de la poutre brisée

$$g_p = 0.3 \times 0.3 \times 2500 = 225 \text{ daN} / m_L$$

- Charge permanente du palier de repos :

$$R_B^u = 3096.76 \text{ daN}/m_L \text{ (E.L.U.)}$$

$$R_B^{ser} = 2227.88 \text{ daN}/m_L \text{ (E.L.S.)}$$

B. Combinaisons fondamentales :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$\Rightarrow q_u = (1.35 \times 225) + 3096.76 = 3400.51 \text{ daN}/m_L$$

$$M_0^u = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{3400.51 \times (2.55)^2}{8} = 2763.98 \text{ daN.m}$$

- En travée :

$$M_t^u = 0.8 \cdot M_0^u = 0.8 \times 2763.98 = 2211.18 \text{ daN.m}$$

-En appui :

$$M_a^u = -0.2 \cdot M_0^u = -0.2 \times 2763.98 = -552.80 \text{ daN.m}$$

➤ Etat limite de service(E.L.S.) :

$$\Rightarrow q_{ser} = 225 + 2227.88 = 2452.88 \text{ daN} / m_L$$

$$M_0^{ser} = \frac{q_{ser} \cdot L^2}{8} = \frac{2452.88 \times (2.55)^2}{8} = 1993.73 \text{ daN.m}$$

-En travée :

$$M_t^{ser} = 0.8 \cdot M_0^{ser} = 0.8 \times 1993.73 = 1594.98 \text{ daN.m}$$

-En appui :

$$M_a^{ser} = -0,2 \cdot M_0^S = -0,2 \times 1993,73 = -398,75 daN.m$$

Tableau.IV. 1.4: Tableau récapitulatif des moments fléchissant.

| Moments [daN.m] | E.L.U. | E.L.S. |
|--------------------|---------|----------|
| Travée | 2211.18 | 1594.98 |
| Appui | -552.80 | --398.75 |

❖ **Calcul du ferrailage :**

A. En travée :

➤ Etat limite ultime (E L U) :

$$M_t^u = 2211,18 daN.m$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{2211,18}{11,33 \times 30 \times (28)^2} = 0,083$$

$$\mu = 0,083 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 MPa$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,108$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 0,956$$

- Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{2211,18}{348 \times 0,956 \times 28} = 2,37 cm^2 / m_L$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 28 \times \frac{1,8}{400} = 0,87 cm^2$$

$$A_t = \max(A_t; A_{min}) \Rightarrow A_t = 2,37 cm^2 / m_L$$

- Choix des armatures:

$$3T12 \longrightarrow A = 3,39 cm^2$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_t^{ser} = 1594,98 daN.m$$

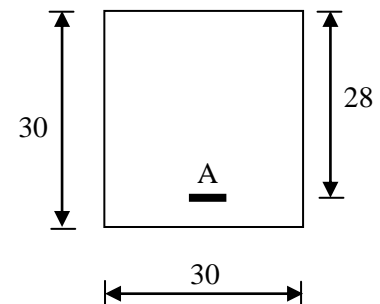


Fig IV.44 : Section du calcul

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

Avec : $\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{2211.18}{1594.98} = 1.38$

$$\frac{1.38-1}{2} + \frac{20}{100} = 0.39 > 0.108 \text{ Condition non vérifiée}$$

• Conclusion :

- $\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 12 \text{ MPa}$
 - Fissuration peu nuisible
- (Aucune vérification pour (σ_s))
- les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

B. En appuis :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_a^u = -552.80 \text{ daN.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{5528}{11.33 \times 30 \times (28)^2} = 0.020$$

$$\mu = 0.020 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.026$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.989$$

• Détermination des armatures :

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{5528}{348 \times 0.989 \times 28} = 0.57 \text{ cm}^2 / m_L$$

• Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 28 \times \frac{1.8}{400} = 0.87 \text{ cm}^2$$

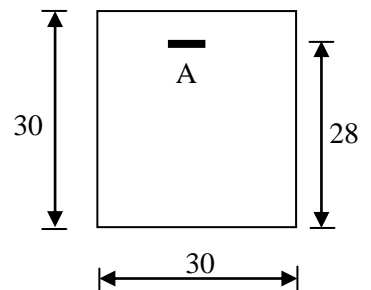


Fig IV.45 : Section du calcul

$$A_a = \max(A_a; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 0.87 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

• Choix des armatures :

$$3\text{T}12 \quad \longrightarrow \blacktriangle = 3.39\text{cm}^2$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_a^{ser} = -398.75 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans A' } $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$
- Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{552.8}{398.75} = 1.38$$

$$\frac{1.38-1}{2} + \frac{20}{100} = 0.38 > \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Conclusion :

- $\sigma_b < \overline{\sigma}_b = 12 \text{ MPa}$
 - Fissuration peu nuisible } les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.
- (Aucune vérification pour (σ_s))

• Calcul des armatures transversales :

$$T_u^{\max} = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{3400.51 \times 2.55}{2} = 4335.65 \text{ daN}$$

a. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$\text{Avec : } T_u \stackrel{?}{\leq} 0.267 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28}$$

$$a = 0.9d = 0.9 \times 28 = 25.2 \text{ cm}$$

$$T_u = 43356.5 \text{ N} \leq 0.267 \times 25.2 \times 30 \times 20 \times 100 = 403704 \text{ N.}$$

⇒ L'effort tranchant n'influe pas au voisinage des appuis.

b. Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :

On doit vérifier que :

$$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9 \cdot d} \right)$$

$$A_L = 3.39 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left(43356.5 - \frac{22111.8}{0.9 \times 28} \right) \cdot 10^{-2} = 1.22 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

⇒ Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur A_L .

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

On a :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{43356.5}{(30 \times 28) \times 100} = 0.52 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2.67 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.52 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.67 \text{ MPa} \Rightarrow \text{les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne}$$

moyenne ⇒ $\alpha = 90^\circ$

d. Section et écartement des armatures transversales A_t :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{l\min} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{30}{35}; \frac{30}{10}; 1.2 \right) = 0.86 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 ⇒ $A_t = 4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

e. Espacement des armatures transversales :

$$\left\{ \begin{array}{l} K = 1 \text{ (flexion simple) et} \\ \alpha = 90^\circ \end{array} \right.$$

$$\bullet \quad \delta_{t1} \leq \min (0.9d; 40\text{cm}) = 25.2 \text{ cm}$$

$$\bullet \quad \delta_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 b \cdot \sin \alpha} = \frac{2.01 \times 235}{0.4 \times 30 \times 1} = 39.36 \text{ cm}$$

$$\bullet \quad \frac{A_t}{b \cdot \delta_{t3}} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \cdot K}{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\text{Donc : } \delta_{t3} \leq \frac{A_t \cdot 0.8 \cdot f_e}{b \cdot (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{2.01 \times 0.8 \times 235}{30 \times (0.52 - 0.3 \times 1.8)} = -629.8 \text{ cm} \quad \text{Valeur rejeté}$$

Selon RPA99 (version 2003) :

- Zone nodale :

$$\delta_{t4} \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi \right) = \min \left(\frac{30}{4}; 12 \times 1.2 \right) = 7.5 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 7 \text{ cm}$$

- Zone courante :

$$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} \Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm}$$

❖ -vérification de la flèche :

Suivant les règles [BAEL 91 / B.7.5], il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \left(\frac{M_t^{ser}}{M_0^{ser}} \right)$
- $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

☑ Vérification si la flèche est nécessaire:

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{30}{255} = 0.117 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \Rightarrow C.V.$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \left(\frac{M_t^{ser}}{M_0^{ser}} \right) \Rightarrow \frac{30}{255} = 0.117 \geq \frac{1}{10} \left(\frac{1594.98}{1993.73} \right) = 0.080 \Rightarrow C.V.$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{30 \times 28} = 0.0040 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow C.V.$$

❖ Conclusion :

Les trois conditions sont vérifiées \Rightarrow le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

IV.2- Etude des balcons :

Les balcons sont considérés comme étant encastrés sur les poutres; sont calculés comme une console de 1m de largeur sollicitée par une charge permanente «G» et une surcharge d’exploitation « Q ».

Dans notre structure ; on a plusieurs types des balcons :

➤ **de Exemple calcul** : balcon type 01 :

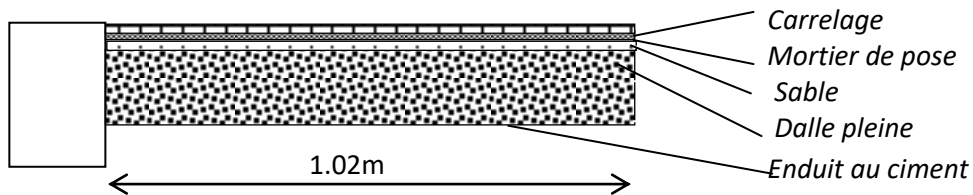


Fig.IV.2.1 : Coupe sur balcon

IV.2.1- Descente de charges :

Type 01 :

a. Charges permanentes:

| | |
|-------------------------------------------------------------|---------------------------------|
| 1-Carrelage + mortier de pose + sable | 104 daN/m ² |
| 2-Dalle pleine en béton armé (15cm) 2500×0,15 | 375 daN/m ² |
| 3-Enduit au ciment (1.5cm) (18daN/m ² /cm) | 27 daN/m ² |
| | G = 506daN/m² |

Pour une bonde de 1m de largeur :

$$\bar{G} = G \times 1.00 = 506 \text{ daN} / m_L$$

• Calcul de la charge due au poids du mur rideau :

$$Q_{M1} = G_m \cdot h \cdot 1$$

Epaisseur du mur : $e = 10 \text{ cm} \Rightarrow G_m = 75 \cdot 2 + 18 \cdot 1.4 = 175.20 \text{ daN} / m^2$

Hauteur du mur : $h = 3.05 - 0.2 = 2.85m \Rightarrow Q_{M1} = 175.20 \cdot 2.85 = 499.32 \text{ daN} / m_L$

b. Surcharges d’exploitation :

Balcon pour locaux à usage commercial : $Q = 150 \text{ daN} / m^2$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q = Q \times 1.00 = 150 \text{ daN} / m_L$$

Notre balcon n'est pas exposé aux intempéries ; donc la fissuration est considérée comme peu nuisible $\Rightarrow a = 1\text{cm}$.

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle (B.A.E.L.91).

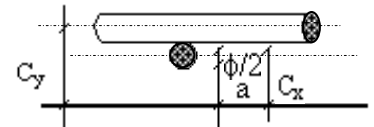
$$\phi_{\max} \leq \frac{h_d}{10} \text{ avec } : h_d = 15\text{cm}$$

$$\Rightarrow \phi_{\max} \leq \frac{15}{10} = 1.5 \text{ cm}$$

Donc ; on prendra : $\phi = 12\text{mm}$.

• Calcul de l'enrobage :

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases} \quad \begin{cases} C_x = (10 + \frac{12}{2})\text{mm} = 16\text{mm} \\ C_y = (10 + 12 + \frac{12}{2})\text{mm} = 28\text{mm} \end{cases}$$



Hauteur utile :

$$dx = h_d - C_x = 15 - 1.6 = 13.4 \text{ cm}$$

$$dy = h_d - C_y = 15 - 2.8 = 12.2 \text{ cm}$$

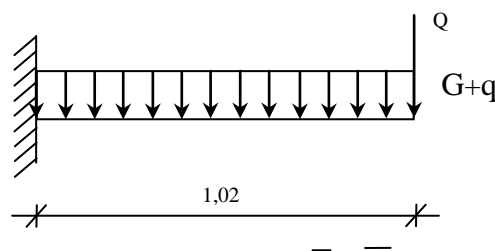


Fig.IV.2.2: Schéma statique du balcon

Moments fléchissant :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_u = -[1,35\bar{G} + 1,5\bar{q}] \frac{L^2}{2} - 1,35 \times Q \times L \times 1,00 = -[1,35 \times 506 + 1,5 \times 150] \frac{1,02^2}{2} - 1,35 \times 499,32 \times 1,02$$

$$M_u = -1159,95 \text{ daN.m}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_{ser} = -[\overline{G} + \overline{q}] \frac{L^2}{2} - P \times L \times 1.00 = -[506 + 150] \frac{1.02^2}{2} - 499.32 \times 1.02$$

$$M_{ser} = -850.56 \text{ daN.m}$$

IV.2.2- Calcul du ferrailage :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_u = -1159.95 \text{ daN.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{11599.5}{11.33 \times 100 \times 13.5^2} = 0.056$$

$$\mu = 0.056 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.072$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.971$$

• Détermination des armatures :

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{11599.5}{348 \times 0.971 \times 13.5} = 2.54 \text{ cm}^2 / m_L$$

• Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_a = \max(A_u; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 2.54 \text{ cm}^2 / m_L$$

• Choix des armatures :

$$3T12/m_L A = 3.39 \text{ cm}^2 / m_L.$$

$$(T12 \longrightarrow e = 33.33 \text{ cm}).$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_{ser} = -850.56 \text{ daN.m}$$

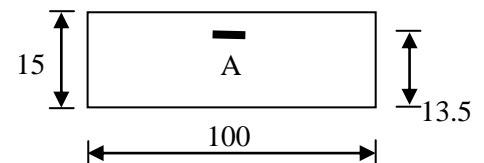


Fig IV.2.3 : Section du calcul

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans A' } $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma^2 - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$
- Acier FeE400

Avec : $\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{1159.95}{85056} = 1.36$

$\frac{1.36 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.38 > \text{Condition vérifiée}$

❖ Conclusion :

- $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa}$
 - Fissuration peu nuisible } les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.
- (Aucune vérification pour (σ_s))

IV.2.3- Calcul des armatures transversales :

$T_u^{max} = (1.35G + 1.5q).L + 1.35Q$
 $= (1.35 \times 506 + 1.5 \times 150) \times 1.02 + 1.35 \times 499.32$

$T_u^{max} = 1600.34 \text{ daN}$

$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{16003.4}{(100 \times 13.5) \times 100} = 0.12 \text{ MPa}$

$\bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1 \text{ MPa}$ (Fissuration peu nuisible)

- $\tau_u = 0.12 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1 \text{ MPa}$
- Il n'y a pas de reprise de bétonnage } \Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

IV.2.4- Calcul du flèche :

Condition de la flèche : [BAEL 91 / B.7.5]

- $\frac{h}{L} > \frac{1}{20}$
- $\rho = \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e}$

Vérification si la flèche est nécessaire:

- $\frac{h}{L} > \frac{1}{20} \Rightarrow 0.15 > 0.05 \Rightarrow C.V.$
- $\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{3.39}{100 \times 13.5 \times 100} = 0.000025 < \frac{2}{fe} = \frac{2}{400} = 0.005 \Rightarrow C.V.$

Type 02:

c. Charges permanentes:

| | |
|-------------------------------------------------------------|---------------------------------|
| 1-Carrelage + mortier de pose + sable | 104 |
| daN/m ² | |
| 2-Dalle pleine en béton armé (15cm) 2500×0,15 | 375 |
| daN/m ² | |
| 3-Enduit au ciment (1.5cm) (18daN/m ² /cm) | 27 |
| daN/m ² | |
| | G = 506daN/m² |

Pour une bonde de 1m de largeur :

$$\bar{G} = G \times 1.00 = 506 \text{ daN} / m_L$$

• Calcul de la charge due au poids du mur rideau :

$$Q_{M1} = G_m \cdot h \cdot 1$$

Epaisseur du mur : $e = 10 \text{ cm} \Rightarrow G_m = 75 * 2 + 18 * 1.4 = 175.20 \text{ daN} / m^2$

Hauteur du mur : $h = 3.05 - 0.2 = 2.85m \Rightarrow Q_{M1} = 175.20 * 2.85 = 499.32 \text{ daN} / m_L$

d. Surcharges d'exploitation :

Balcon pour locaux à usage commercial : $Q = 150 \text{ daN} / m^2$

Pour une bande de 1m de largeur :

— $q = Q \times 1.00 = 150 \text{ daN} / m_L$.

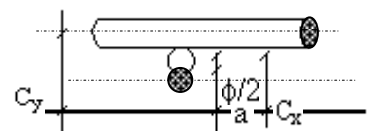
Notre balcon n'est pas exposé aux intempéries ; donc la fissuration est considérée comme peu nuisible $\Rightarrow a = 1\text{cm}$.

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle (B.A.E.L.91).

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_d}{10} \text{ avec : } h_d = 15\text{cm}$$

$$\Rightarrow \phi_{\max} \leq \frac{15}{10} = 1.5 \text{ cm}$$

Donc ; on prendra : $\phi = 12\text{mm}$.



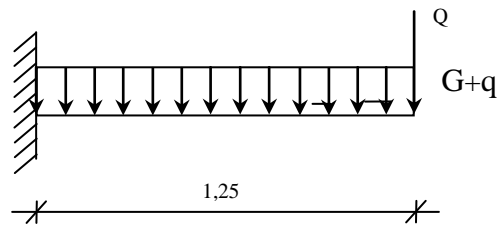
- Calcul de l'enrobage :

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases} \quad \begin{cases} C_x = (10 + \frac{12}{2})mm = 16mm \\ C_y = (10 + 12 + \frac{12}{2})mm = 28mm \end{cases}$$

Hauteur utile :

$$dx = h_d - C_x = 15 - 1.6 = 13.4 \text{ cm}$$

$$dy = h_d - C_y = 15 - 2.8 = 12.2 \text{ cm}$$



Moments fléchissant :

Fig.IV.2.2: Schéma statique du balcon

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_u = -[1,35\bar{G} + 1,5\bar{q}] \frac{L^2}{2} - 1,35 \times Q \times L \times 1,00 = -[1,35 \times 506 + 1,5 \times 150] \frac{1,25^2}{2} - 1,35 \times 499,32 \times 1,25$$

$$M_u = -1681,48 \text{ daN.m}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_{ser} = -[\bar{G} + \bar{q}] \frac{L^2}{2} - P \times L \times 1,00 = -[506 + 150] \frac{1,25^2}{2} - 499,32 \times 1,25$$

$$M_{ser} = -1136,65 \text{ daN.m}$$

IV.2.2- Calcul du ferrailage :

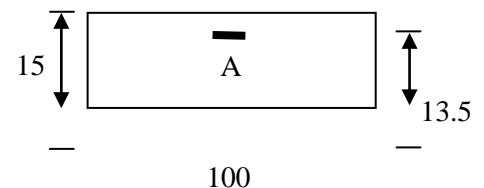
➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_u = -1681,48 \text{ daN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{16814,8}{11,33 \times 100 \times 13,5^2} = 0,081$$

$$\mu = 0,081 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$



$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

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

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.97$$

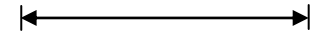


Fig IV.2.3 : Section du calcul

- Détermination des armatures :

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{16814.8}{348 \times 0.971 \times 13.5} = 3.68 \text{cm}^2 / m_L$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{cm}^2 / m_L$$

$$A_a = \max(A_a ; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 3.68 \text{cm}^2 / m_L$$

- Choix des armatures :

$$4\text{T12}/m_L \longrightarrow A = 4.52 \text{cm}^2 / m_L.$$

$$(\text{T12} \longrightarrow e = 25 \text{cm}).$$

- Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_{ser} = -1136.65 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans A' } $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{MPa}$

- Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{1681.48}{1136.65} = 1.48$$

$$\frac{1.36 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.38 \quad \alpha = 0.072 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Conclusion :

- $\sigma_b < \overline{\sigma}_b = 12 \text{MPa}$
 - Fissuration peu nuisible
- (Aucune vérification pour ())
- } \Rightarrow les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

σ_s

IV.2.3- Calcul des armatures transversales :

$$T_u^{\max} = (1.35G + 1.5q).L + 1.35Q$$

$$= (1.35 \times 506 + 1.5 \times 150) \times 1.25 + 1.35 \times 499.32$$

$$= 1809.21 \text{ daN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{18092.1}{(100 \times 13.5) \times 100} = 0.13 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

- $\tau_u = 0.12 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 1 \text{ MPa}$
 - Il n'y a pas de reprise de bétonnage
- } \Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

IV.2.4- Calcul du flèche :

Condition de la flèche : [BAEL 91 / B.7.5]

- $\frac{h}{L} > \frac{1}{20}$
- $\rho = \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e}$

Vérification si la flèche est nécessaire:

- $\frac{h}{L} > \frac{1}{20} \Rightarrow 0.15 > 0.05 \Rightarrow C.V.$
- $\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{4.52}{100 \times 13.5 \times 100} = 0.000033 < \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \Rightarrow C.V.$

❖ Conclusion :

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

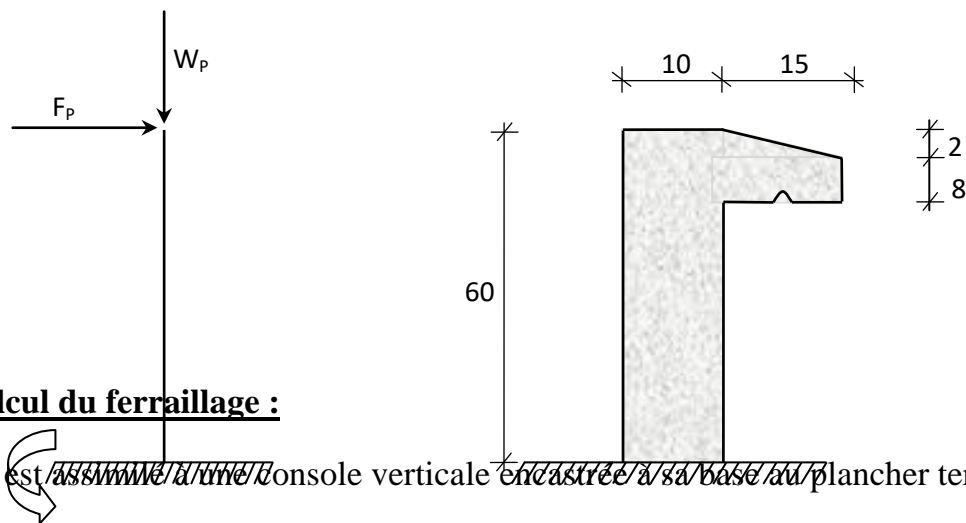
IV. 3-Etude de l'acrotère :

IV.3.1-Définition :

L'acrotère est un élément en béton armé qui coiffe la toiture, il a pour rôle :

- protection des joints d'étanchéité des infiltrations d'eau pluviale et
- la sécurité des gens, personnes.

Type 01 :



IV.3.2-Calcul du ferrailage :

L'acrotère est assimilé à une console verticale encastrée à la base du plancher terrasse.

Il est soumis à un effort normal de compression dû à son poids propre W_p et un moment dû à une force hori **Fig.IV.3.1** :Dimension de l'acrotère 2003) (6.2.3).

Le calcul sera fait pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10 cm en flexion composée.

L'acrotère étant exposé aux intempéries, la fissuration sera considérée donc, comme préjudiciable.

IV.3.3- Détermination des sollicitations :

- le poids propre : W_p

W_p : Poids de l'élément considéré.

$$W_p = V \cdot \rho = \left[(0.6 \times 0.1) + \frac{(0.10 + 0.08) \times 0.15}{2} \right] \times 1 \times 2500 \Rightarrow W_p = 183.75 \text{ daN.}$$

- La force horizontale: F_p [R.P.A.99 (version 2003) (6.2.3)]

$$F_p = 4.A.C_p.W_p$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de la zone [R.P.A.99 (version 2003)/Tableau 4.1] et

C_p : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires [R.P.A.99 (version 2003)/Tableau 6.1].

Pour notre bâtiment, on a :

$$A = 0.25 \text{ (Groupe d'usage 2 ; Zone III)}$$

$$C_p = 0.8 \text{ (Elément en console).}$$

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 183.75$$

$$F_p = 147 \text{ daN}$$

- Effort normal et moment fléchissant :

- Etat limite ultime(E.L.U.) :

$$\begin{cases} N_u = 1.35W_p \\ M_u = 1.5.F_p.L \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 1.35 \times 183.75 \\ M_u = 1.5 \times 147 \times 0.6 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 248.06 \text{ daN} \\ M_u = 132.3 \text{ daN.m} \end{cases}$$

- Etat limite de service (E.L.S)

$$\begin{cases} N_{ser} = W_p \\ M_{ser} = F_p.L \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{ser} = 183.75 \text{ daN} \\ M_{ser} = 88.2 \text{ daN.m} \end{cases}$$

IV.3.4- Détermination de la section des armatures :

Le ferrailage de l'acrotère sera calculé à la flexion composée pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10cm ; la section de calcul est $(100 \times 10) \text{ cm}^2$.

- Position du point d'application de l'effort normal :(N)

- État limite ultime(E.L.U.) :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{132.3}{248.06} = 0.53 \text{ m}$$

$$e_0 = 0.53 \text{ m} > \frac{h}{2} - c' = \frac{0.1}{2} - 0.02 = 0.03 \text{ m}$$

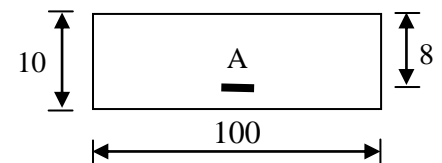


Fig IV.3.2 : Section du calcul

⇒ L'effort normal est un effort de compression se trouvant à l'extérieur de la section

Donc la section est partiellement comprimée (S.P.C) ; le calcul se ramène à la flexion simple avec un moment fictifs M_f calculé par rapport aux armatures tendues.

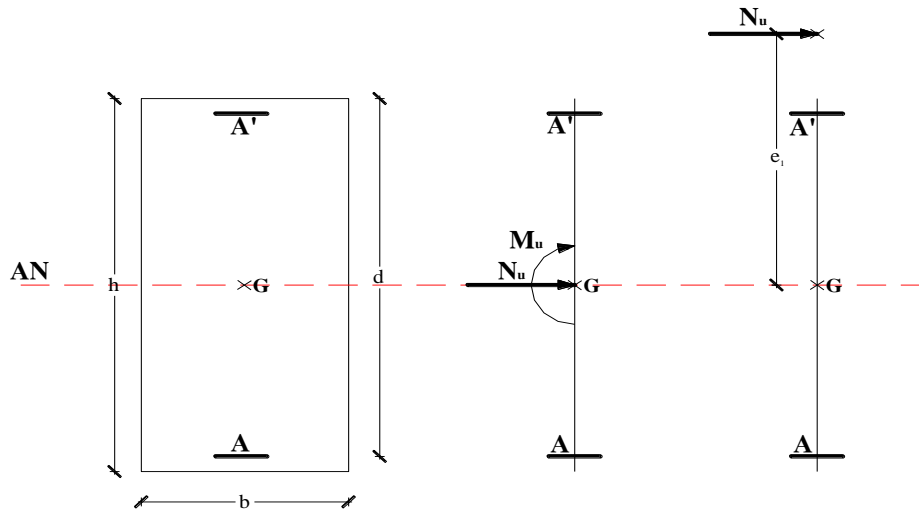


Fig. IV.3.3: Position du point d'application de l'effort normal N_u

$$M_f = N_u \cdot e = N_u \cdot \left(e_0 + \frac{h}{2} - c' \right) = 248.06 \times \left(0.53 + \frac{0.1}{2} - 0.02 \right) = 138.91 \text{ daN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$\mu = \frac{M_f^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{138.91}{11.33 \times 100 \times 8^2} = 0.0019$$

$$\mu = 0.0019 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0023$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.999$$

- Détermination des armatures:

$$A_1 = \frac{M_f^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{138.91}{348 \times 0.999 \times 8} = 0.049 \text{ cm}^2 / m_L$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée)

$$A = A_1 - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0.049 - \frac{248.06}{100 \times 348} = 0.04 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_r = A/4 = 0.04/4 \quad A_r = 0.01 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):[B.A.E.L.91]

Pour les éléments exposés aux intempéries sur plus d'une de leurs faces à l'action climatique armé d'acier de classe FeE400, le pourcentage des armatures sera 0.25% de la section du béton si la longueur de l'élément est inférieure à 2.4m, avec un espacement n'excédent pas la plus petite valeur de 25cm et deux fois l'épaisseur du béton [CBA93/B5.3].

$$A_{\min} = 0.25\% \cdot S = 0.0025 \times 100 \times 10 = 2.50 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 2.50 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

- Choix des armatures:

$$5\text{T}10/\text{m}_L \longrightarrow A = 3.93 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

(T10 $\rightarrow e=20\text{cm}$).

$$e \leq \min(25 ; 2 \times 10) \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée .}$$

- Armatures de répartition :

$$A_r \geq \frac{A_t}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

- Choix des armatures:

$$5\text{T}8/\text{m}_L \quad A \Rightarrow 2.51 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

(T8 $e=20\text{cm}$).

➤ Etat limite de service(E.L.S.) :

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{88.2}{183.75} = 0.48 \text{ m}$$

$$e_0 = 0.38 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = \frac{0.1}{2} - 0.02 = 0.03 \text{ m}$$

⇒ Le point d'application d'un effort normal de compression N_{ser} se trouve en dehors de la section ⇒ la section est partiellement comprimée (S.P.C).

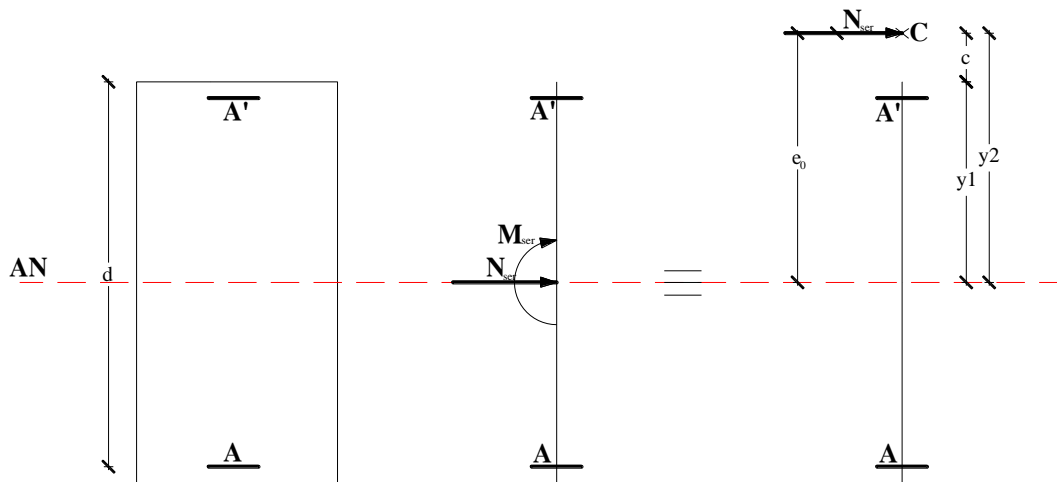


Fig. IV.3.4: Position du point d'application de l'effort normal N_s

• **Détermination des contraintes :**

- C : Centre de pression (point d'application) ;
- c : La distance du point C à l'arrête la plus comprimée et
- y_2 : La distance du point C à l'axe neutre

$$y_1 = y_2 + c$$

N est un effort de compression $\Rightarrow y_2 > 0$.

C se trouve à l'extérieur de la section $\Rightarrow c$ sera considéré comme négatif.

• **Calcul des contraintes :**

$$p = -3c^2 - \frac{90A'}{b}(c - d') + \frac{90A}{b}(d - c)$$

$$c = e_0 - \frac{h}{2} = 38.4 - \frac{10}{2} = 33.4 \text{ cm} \Rightarrow c = -33.4 \text{ cm}$$

$$p = -3 \times (-33.4)^2 + \frac{90 \times 3.93}{100} \times (8 + 33.4)$$

$$p = -3200.25$$

$$q = -2c^3 - \frac{90A'}{b}(c-d')^2 - \frac{90A}{b}(d-c)^2$$

$$q = -2 \times (-33.4)^3 - \frac{90 \times 3.93}{100} \times (8 + 33.4)^2$$

$$q = 68457.13$$

$$y_2 \text{ est la solution de l'équation } y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0 \Rightarrow y_2^3 - 3200.25 y_2 + 68457.13 = 0$$

Dont la résolution est comme suite :

$$\Delta = q^2 + \frac{4}{27} \cdot p^3 = (68457.13)^2 + \frac{4}{27} \times (-3200.25)^3 = -169269341 < 0$$

$$\Delta < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = \frac{3 \times 68457.13}{2 \times (-3200.25)} \times \sqrt{\frac{-3}{-3200.25}} = -0.98 \Rightarrow \varphi = 169.24^\circ \\ a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \times \sqrt{\frac{3200.25}{3}} = 65.32 \end{cases}$$

$$\begin{cases} y_{21} = a \cos(\varphi/3) = 65.32 \times \cos(56.41) = 36.13 \text{ cm} \\ y_{22} = a \cos((\varphi/3) + 120^\circ) = -65.19 \text{ cm} \end{cases}$$

$$y_{23} = a \cos((\varphi/3) + 240^\circ) = 29.06 \text{ cm}$$

$$y_2 = \max(y_{21}; y_{22}; y_{23}) = 36.13 \text{ cm}$$

$$0 < y_1 = y_2 + c = 2.73 < 10 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\text{D'où : } y_1 = 2.73 \text{ cm}$$

- Calcul du moment statique :

$$S = \frac{b \cdot y_1^2}{2} - 15 \cdot A \cdot (d - y_1) = \frac{100 \times (2.73)^2}{2} - 15 \times 3.93 \times (8 - 2.73) = 61.98 \text{ cm}^3.$$

$$k = \frac{N_s}{100 \cdot S} = \frac{1837.5}{100 \times 61.98} = 0.30$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0.30 \times 2.73 = 0.81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \times 0.30 \times (8 - 2.73) = 23.44 \text{ MPa}$$

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\overline{\sigma_s} = \min \left(\frac{2}{3} F_e F_{400} \leq 110 \sqrt{1.6 \times 1.8} \right) f_e = 400 \text{ MPa}$$

Donc : $\overline{\sigma_s} = \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 1.8} \right) = 187 \text{ MPa}$

$$\overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 20 = 12 \text{ MPa}$$

• **Conclusion :**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma_b} = 12 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \overline{\sigma_s} = 187 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en E.L.U. sont maintenues}$$

IV.3.5-Vérification des contraintes de cisaillement:

$$T_u^{\max} = 1.5 F_p = 1.5 \times 117.6 = 176.4 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{1764}{100 \times 8 \times 100} = 0.022 \text{ MPa}$$

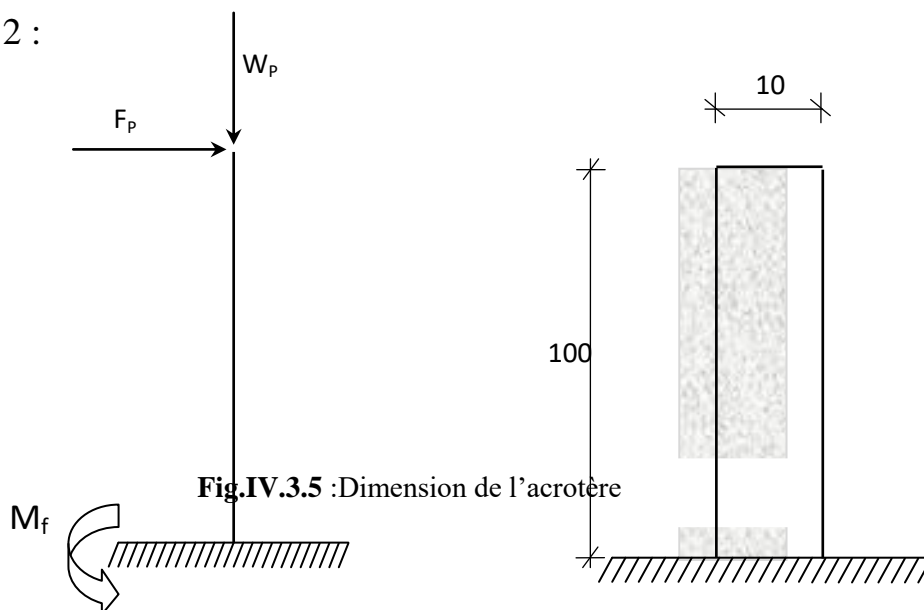
$$\overline{\tau_u} = 0.05 \times f_{c28} = 1 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = 0.022 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 1 \text{ MPa} \\ \text{Il n'y a pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$$

Remarque :

Pour éviter le risque de rupture en cas de séisme, on prévoit une nappe d'armatures semblables.

-Type 2 :



IV.3.3- Détermination des sollicitations :

- le poids propre : W_p

W_p : Poids de l'élément considéré.

$$W_p = V \cdot \rho = 0.1 \times 1 \times 1 \times 2500 \Rightarrow W_p = 250 \text{ daN.}$$

- La force horizontale: F_p [R.P.A.99 (version 2003) (6.2.3)]

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de la zone [R.P.A.99 (version 2003)/Tableau 4.1] et

C_p : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires [R.P.A.99 (version 2003)/Tableau 6.1].

Pour notre bâtiment, on a :

$$A = 0.2 \text{ (Groupe d'usage B1 ; Zone II.a)}$$

$$C_p = 0.8 \text{ (Elément en console).}$$

$$F_p = 4 \times 0.2 \times 0.8 \times 250$$

$$F_p = 160 \text{ daN}$$

- Effort normal et moment fléchissant :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$\begin{cases} N_u = 1.35 W_p \\ M_u = 1.5 \cdot F_p \cdot L \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 1.35 \times 250 \\ M_u = 1.5 \times 160 \times 1 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 337.5 \text{ daN} \\ M_u = 240 \text{ daN.m} \end{cases}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.):

$$\begin{cases} N_{ser} = W_p \\ M_{ser} = F_p \cdot L \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{ser} = 250 \text{ daN} \\ M_{ser} = 160 \text{ daN.m} \end{cases}$$

IV.3.4- Détermination de la section des armatures :

Le ferrailage de l'acrotère sera calculé à la flexion composée pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10cm ; la section de calcul est $(100 \times 10) \text{ cm}^2$.

- Position du point d'application de l'effort normal :(N)

➤ État limite ultime(E.L.U.) :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{240}{337.5} = 0.71m$$

$$e_0 = 0.71m > \frac{h}{2} - c' = \frac{0.1}{2} - 0.02 = 0.03m$$

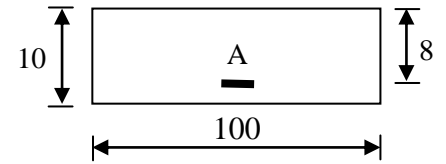


Fig IV.54 : Section du calcul

⇒ L'effort normal est un effort de compression se trouvant à l'extérieur de la section

Donc la section est partiellement comprimée (S.P.C) ; le calcul se ramène à la flexion simple avec un moment fictifs M_f calculé par rapport aux armatures tendues.

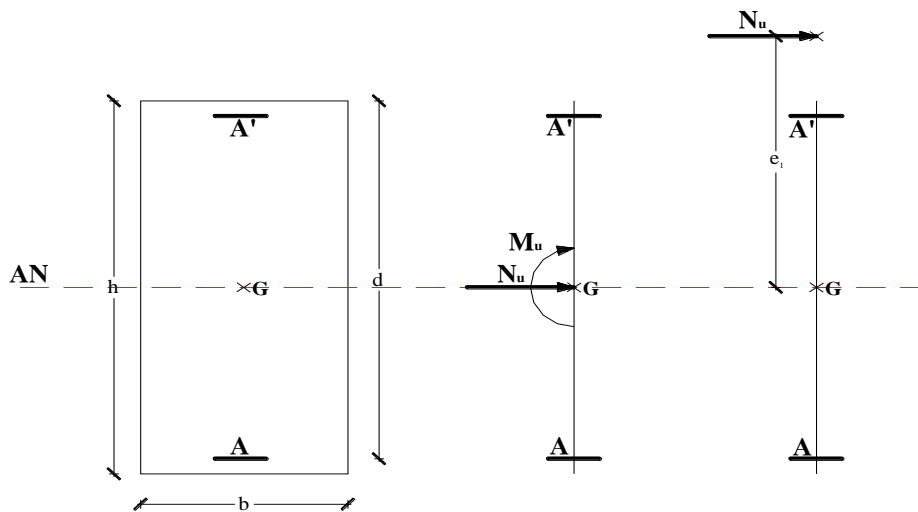


Fig. IV.3.6:Position du point d'application de l'effort normal N_u

$$M_f = N_u \cdot e = N_u \cdot \left(e_0 + \frac{h}{2} - c' \right) = 337.5 \times \left(0.71 + \frac{0.1}{2} - 0.02 \right) = 249.75 daN.m$$

● Vérification de l'existence des armatures comprimées :

➤ Etat limite ultime(E.L.U.) :

$$\mu = \frac{M_f^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{2497.5}{11.33 \times 100 \times 8^2} = 0.034$$

$$\mu = 0.034 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.043$$

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

- Détermination des armatures:

$$A_1 = \frac{M_f^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{2497.5}{348 \times 0.982 \times 8} = 0.91 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée)

$$A = A_1 - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0.91 - \frac{3375}{100 \times 348} = 0.81 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

$$A_r = A/4 = 0.81/4 \quad A_r = 0.20 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

- Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité): [B.A.E.L.91]

Pour les éléments exposés aux intempéries sur plus d'une de leurs faces à l'action climatique armé d'acier de classe FeE400, le pourcentage des armatures sera 0.25% de la section du béton si la longueur de l'élément est inférieure à 2.4m, avec un espacement n'excédant pas la plus petite valeur de 25cm et deux fois l'épaisseur du béton [CBA93/B5.3].

$$A_{\min} = 0.25\% \cdot S = 0.0025 \times 100 \times 10 = 2.50 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 2.50 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

- Choix des armatures:

$$5T10/\text{m}_L \longrightarrow A = 3.93 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

(T10 $\rightarrow e = 20\text{cm}$).

$$e \leq \min(25 ; 2 \times 10) \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée .}$$

- Armatures de répartition :

$$A_r^t \geq \frac{A_t}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

- Choix des armatures:

$$5T8/\text{m}_L \quad A = 2.51 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

(T8 $e = 20\text{cm}$).

➤ Etat limite de service(E.L.S.) :

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{160}{250} = 0.64 \text{ m}$$

$$e_0 = 0.64 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = \frac{0.1}{2} - 0.02 = 0.03 \text{ m}$$

⇒ Le point d'application d'un effort normal de compression N_{ser} se trouve en dehors de la section ⇒ la section est partiellement comprimée (S.P.C).

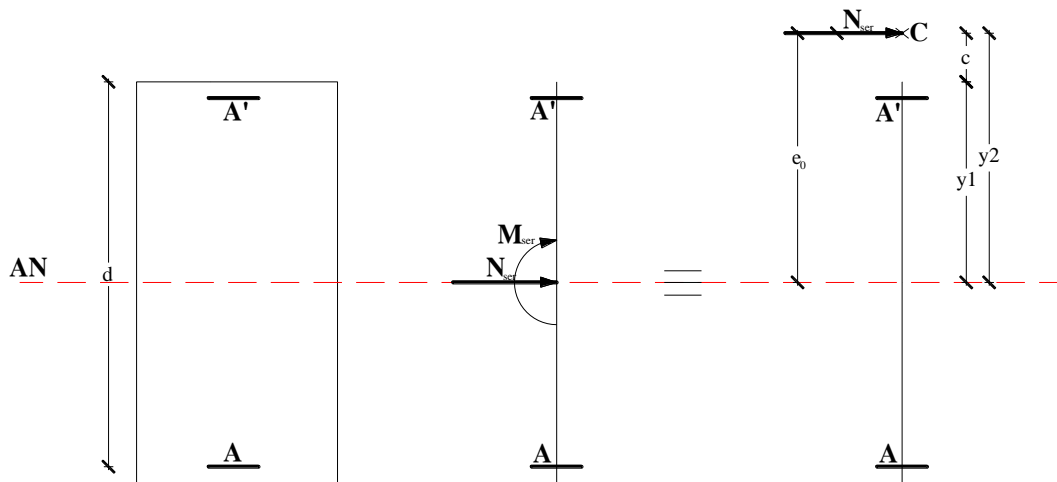


Fig. IV.3.7: Position du point d'application de l'effort normal N_s

• **Détermination des contraintes :**

- C : Centre de pression (point d'application) ;
- c : La distance du point C à l'arrête la plus comprimée et
- y_2 : La distance du point C à l'axe neutre

$$y_1 = y_2 + c$$

N est un effort de compression $\Rightarrow y_2 > 0$.

C se trouve à l'extérieur de la section $\Rightarrow c$ sera considéré comme négatif.

• **Calcul des contraintes :**

y_2 : racine de l'équation : $y_2^3 + p.y_2 + q = 0$

$$p = -3(c)^2 - \frac{90 \times A'}{b}(c - d') + \frac{90 \times A}{b}(d - c)$$

$$q = -2(c)^3 - \frac{90 \times A'}{b}(c - d')^2 - \frac{90 \times A}{b}(d - c)^2$$

$$c = e_0 - \frac{h}{2} = 29 - \frac{10}{2} = 24 \text{ cm} \rightarrow c = -24 \text{ cm} < 0$$

$$A = 3,93 \text{ cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad \text{avec } \dot{A} = 0$$

$$d = 8 \text{ cm}$$

$$p = -3 \times (-24)^2 + \frac{90 \times 3.93}{100} \times (8+24) = -1614,82 \quad \rightarrow \quad p = -1614,82$$

$$q = -2 \times (-24)^3 - \frac{90 \times 3.93}{100} \times (8+24)^2 = 24026,11 \quad \rightarrow \quad q = 24026,11$$

$$y_2 : \text{est racines de l'équation : } y_2^3 - 1614,82 y_2 + 24026,11 = 0$$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = (24026,11)^2 + \frac{4}{27} \times (-1614,82)^3 \quad \rightarrow \quad \Delta = -46579385 < 0$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,96 \rightarrow \varphi = 163,74^\circ ; a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 46,40$$

$$\text{Remarque : } y_2 \text{ est choisi tel que } 0 \leq y_1 = y_2 + c \leq h \Rightarrow y_2 = 26,89 \text{ cm}$$

$$y_{21} = a \times \cos \frac{\varphi}{3} = 26,89$$

$$y_{22} = a \times \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ \right) = -46,19 \text{ cm}$$

$$y_{23} = a \times \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ \right) = 19,30 \text{ cm}$$

$$0 \leq y_1 = y_2 + c \leq y_1 = 2,89 \text{ cm} \leq 10 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad y_1 = 2,89 \text{ cm}$$

• Calcul du moment statique :

$$S = \frac{b \times Y^2}{2} - 10 \cdot A \cdot (d - y_1) = \frac{100 \times (2,89)^2}{2} - 10 \times 3,93 \times (8 - 2,89) = 216,78 \text{ cm}^2$$

$$K = \frac{N_s}{100 \cdot S} = \frac{2256}{100 \times 216,78} = 0,10$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 0,10 \times 2,89 = 0,29 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_1) = 15 \times 0,10 \times (8 - 2,89) = 7,66 \text{ MPA}$$

L'acrotère est exposé aux intempéries ; donc la fissuration est considérée comme préjudiciable

$$\overline{\sigma_s} = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \times \sqrt{(n \times f_{tj})} \right] \rightarrow \overline{\sigma_s} = 201,63 \text{ MPa}$$

Conclusion :

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPA}$$

\rightarrow Les armatures calculées à l'ELU sont maintenues.

$$\sigma_s < \overline{\sigma_s} = 201,68 \text{ MPA}$$

IV.1.5 /- Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_u = 1,5 \times F_p \quad \rightarrow \quad T_u = 162,3 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{1623}{100 \times 8 \times 100}$$

$$\tau_u = 0,02 \text{ MPa} < \tau_u = 0,05 \times f_{c28} = 0,05 \times 25 = 1,25 \rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$$

Remarque :

Pour éviter le risque de rupture en cas de séisme, on prévoit une nappe d'armatures semblables .

IV.1.6 /- Dessin de ferrailage :

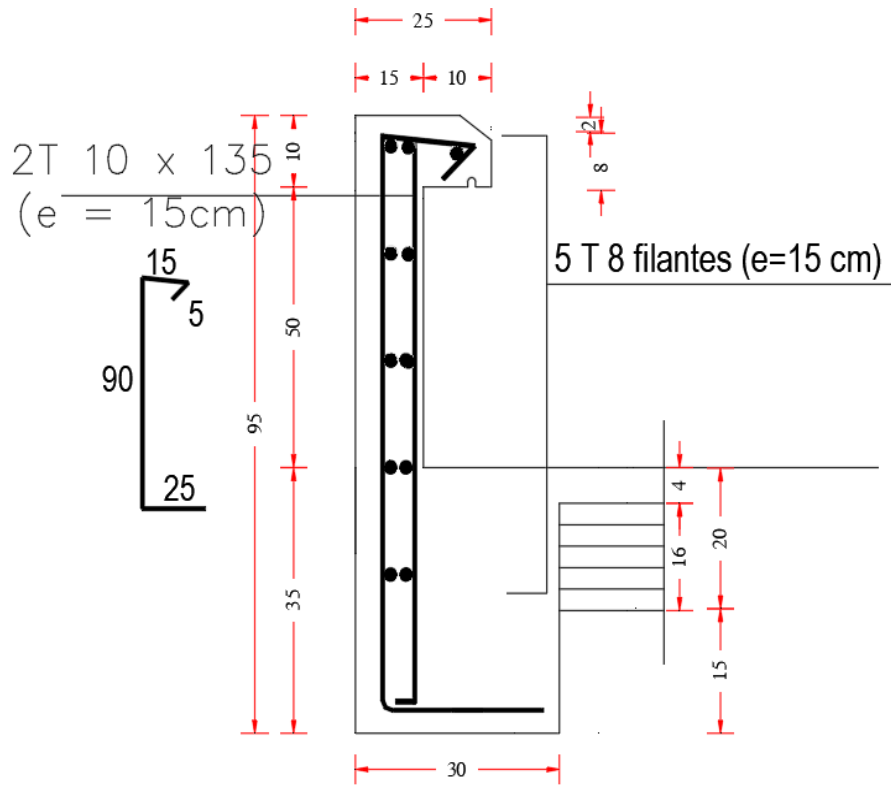


Figure IV.5 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

V. Etude sismique

V.1- Introduction :

Les tremblements de terre ont représenté depuis toujours un de plus graves désastres de l'humanité. Leur apparition brutale est imprévue, la violence des forces mises en jeu et l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations.

Le séisme est un phénomène qui se produit à partir du frottement entre les plaques tectoniques, un déplacement de ces derrières engendre des efforts sismiques qui imposent aux constructions des accélérations pouvant atteindre l'ordre de grandeur de la pesanteur, alors un effort séismique est un effort dynamique (varie en fonction du temps).

Le calcul sismique dans notre étude sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien [R.P.A.99 (version2003)]

V.2- Méthodes de calcul :

Selon l'article 4.1.1 du RPA.9 (Version 2003), les forces sismiques peuvent être déterminées par deux méthodes :

- Méthode statique équivalente et
- Méthode dynamique modale spectrale.

V.2.1- Méthode statique équivalente :

➤ Principe de la méthode :[RPA99 (version 2003)/4.2.1]

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement dans les 2 directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux de l'action sismique.

Le R.P.A.99 (version2003) permet sous certaines conditions de faire les calculs par cette méthode, qui consiste à considérer la structure comme soumise à un effort tranchant à sa base donné par la formule suivante :

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

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone ;
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen ;
- Q : Facteur de qualité ;
- R : Coefficient de comportement et
- W : Poids total de la structure.

Condition d'application : [RPA 99 (version 2003)/4.1.2]

Cette méthode peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- **Régularité en plan : [RPA99 (version 2003)/3.5.1.a]**

1. Le bâtiment doit être présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales ;

2. A chaque niveau la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité ne dépasse pas **15%** de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique ;

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder **25%** de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

3. Le rapport longueur /largeur du plancher est inférieur à 4 ;

4. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformable dans leur plan ;

Dans ce cas la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieur à 15% de celle de ce dernier.

- **Régularité en élévation : [RPA99 (version2003)/3.5.1.b]**

1. Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

2. Les raideurs et masses des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement de la base au sommet du bâtiment.

3. La variation de dimension en plan entre deux niveaux successifs ne dépasse pas **20%**. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas **1,5** fois sa plus petite dimension.

Outre ces conditions, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : ● tous groupe.

Zone IIa : ● groupe d'usage 3.

● groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

● groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

● groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone IIb et III : ● groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 17m.

● groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

● groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

✚ La méthode statique équivalente n'est pas applicable, dans ce cas on va appliquer la méthode dynamique (**le calcul se fait par le logiciel « Autodesk RobotBat 2009 »**).

V.2.2- Méthode dynamique :

a) Principe :

Par cette méthode il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul, ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

b) Modélisation :

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel encasté à la base, ou les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degré de liberté (2 translations horizontales, et une rotation d'axe verticale) [RPA99/v2003 4.3.2].

c) Présentation du logiciel :

Robot Bat est un logiciel de calcul, d'analyse et de conception d'une variété très large de structures.

Ce système qui est basé sur la méthode des éléments finis, possède plusieurs caractéristiques qui facilitent le travail de l'ingénieur :

- Il donne plusieurs possibilités de création du modèle ;
- Il calcule automatiquement le centre de gravité et le centre d'inertie de chaque niveau ainsi que le poids total de la structure ;
- Contient une instruction qui détermine les erreurs et spécifie leur position « vérifier structure » ;
- Il permet un affichage des résultats sous forme de tableaux et graphiques bien détaillés comme il donne le maximum des efforts internes (moments fléchissant M, efforts tranchants T, efforts normales, contraintes σ ...)

V.3- Etapes de modélisation :

Pour la modélisation nous avons suivi les étapes suivantes :

- Choix du plan du travail : notre structure est un modèle tridimensionnel ;
- Choix de l'unité du travail ; KN et m ;
- Création graphique du modèle en utilisant l'interface du Robot Bat (voir figure V.1) :

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments barres et les voiles dalle pleine par panneau.

- Introduit les propriétés du matériau utilisé: les propriétés du béton (voir chapitre I)
- Introduit les propriétés de chaque élément de la structure : la section et le matériau utilisé ;
- Introduit les conditions aux limites ;

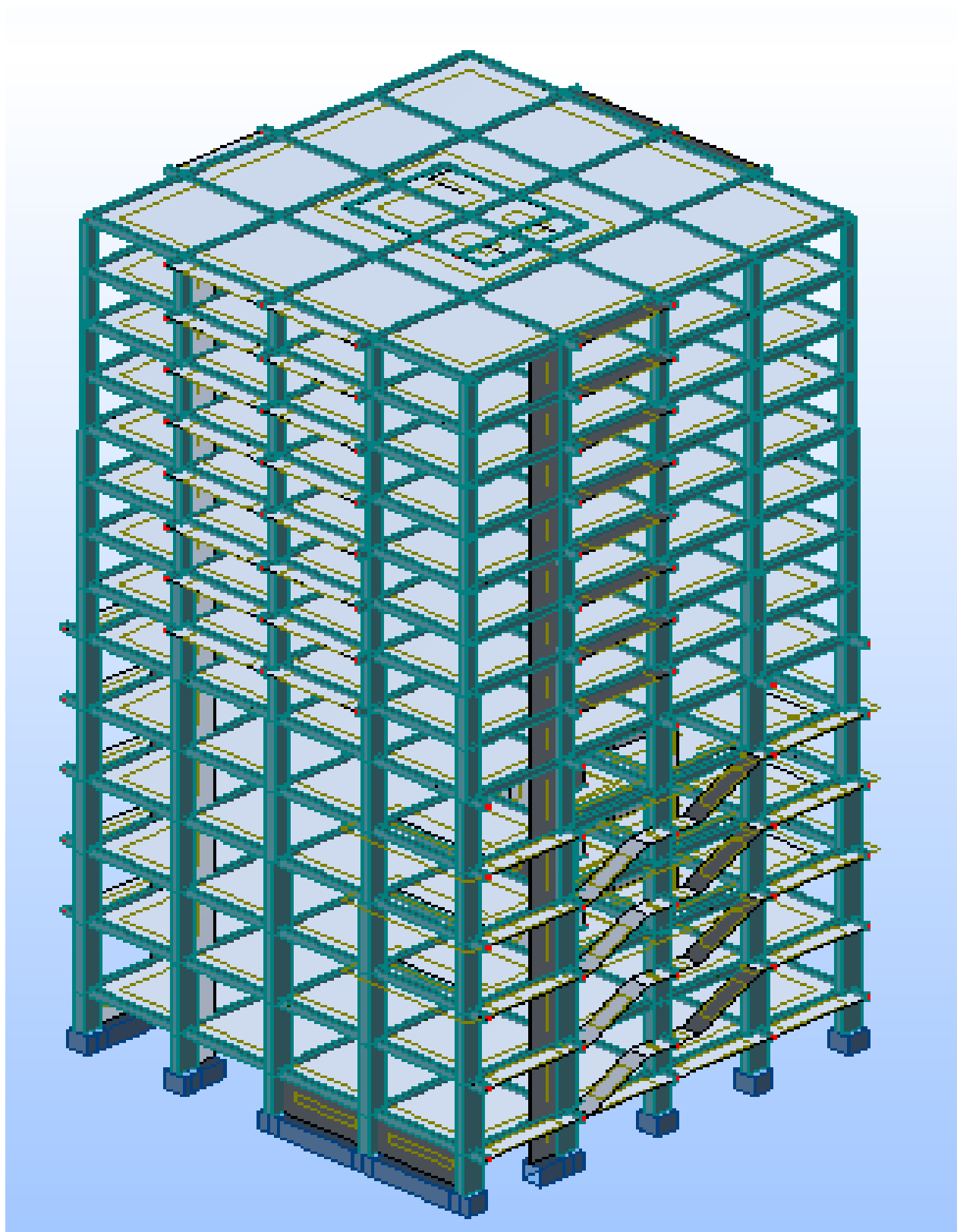


Fig.V.1: Interface de Robot Bat du bloc E et F

- Détermination des charges : pour notre cas, on a trois type :
 - Charge permanente G: contient le poids total de la structure et la charge permanente distribuée par les planchers aux poutres principales et secondaire ainsi que la poussée des terres pour les voiles périphériques du sous-sol.
 - Charges d'exploitation Q: les charges d'exploitations distribuées par les planchers aux poutres.
 - Les forces sismiques E : contient les masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau et le spectre dans les trois sens(X, Y et Z).
- Détermination des combinaisons de charges :
 - 1) $1.35G + 1.5Q$
 - 2) $G + Q$
 - 3) $0.8G + E$
 - 4) $0.8G - E$
 - 5) $G + Q + E$
 - 6) $G + Q - E$
- Vérification des erreurs ;
- Lancement de l'analyse ;
- Interprétation des résultats.
- Détermination du spectre de réponse :

| | | |
|-----------------------------|---|----------------|
| Zone | : | IIa |
| Usage | : | B1 |
| Assise | : | S ₃ |
| Coefficient de qualité | : | 1.200 |
| Coefficient de comportement | : | 4.000 |
| Amortissement | : | 7.00 % |

V.4- interprétation des résultats :

V.4.1- Résultats de calcul :

Tableau V.1 : période et facteur de participation massique

| MODE | Période | Masses cumulées Ux (%) | Masses cumulées Uy(%) | Masses modale Ux (%) | Masses modale Uy (%) |
|------|---------|------------------------------|-----------------------------|-------------------------|----------------------------|
| 1 | 1,16 | 66,55 | 2,14 | 66,55 | 2,14 |
| 2 | 1,12 | 68,82 | 67,06 | 2,26 | 64,93 |
| 3 | 0,80 | 68,82 | 67,07 | 0,00 | 0,00 |
| 4 | 0,41 | 69,30 | 67,07 | 0,48 | 0,00 |
| 5 | 0,30 | 76,06 | 68,03 | 6,76 | 0,96 |
| 6 | 0,30 | 84,00 | 70,51 | 7,94 | 2,48 |
| 7 | 0,28 | 84,34 | 74,40 | 0,34 | 3,90 |
| 8 | 0,26 | 84,39 | 85,34 | 0,05 | 10,94 |
| 9 | 0,16 | 84,45 | 85,35 | 0,06 | 0,01 |
| 10 | 0,15 | 86,30 | 85,35 | 1,85 | 0,00 |
| 11 | 0,13 | 89,68 | 85,89 | 3,38 | 0,54 |
| 12 | 0,13 | 90,11 | 90,03 | 0,43 | 4,14 |

➤ Remarque :

- 1°/ Ce modèle présente une période fondamentale $T=1.16$ sec.
- 2°/ Les 1^{er} et 2^{ème} mode sont des modes de translation.
- 3°/ Le 3^{ème} mode est un mode de torsion.
- 4°/ Les 12 premiers modes sont suffisants pour que la masse modale atteigne les 90% (selon RPA 99/version 2003).

V.4.2- Vérification la résultante des forces sismiques :

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

a. Calcul la force statique équivalente :

La force sismique totale à la base de la structure doit être calculée dans les deux directions par :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone ;

D : Facteur d'amplification dynamique moyen ;

Q : Facteur de qualité ;

R : Coefficient de comportement et

W : Poids total de la structure

b. **Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :**

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2/3)^{2/3}(3/T)^{5/3} & T > 3s \end{cases}$$

Avec :

T₂ : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7)

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7$$

Où : ξ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages donné par le **tableau (4.2)**

Portique en béton armé, remplissage léger $\Rightarrow \xi = 7\%$

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{7 / (2 + 7)} = 0.88 \geq 0.7 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Site meuble (S₃) $\Rightarrow T_2 = 0.50s$ (Tableau 4.7)

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

h_N : Hauteur mesurée en (m) à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau est égale et

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau (4.6).

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA $\Rightarrow C_T = 0.05$

❖ **Exemple de calcul :(bloc E et F)**

$$\Rightarrow T = 0.05 \times (52.70)^{3/4} \Rightarrow T = 0.98s$$

$$T_2 = 0.5s \leq T = 0.98s \leq 3s \Rightarrow D = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} \Rightarrow \mathbf{D=1.41}$$

a) **Coefficient d'accélération de zone A :**

Donné par le tableau (4.1) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

- **Zone IIa**

- **Groupe B1** (Ouvrage de grande importance)

=> $A = 0.2$

b) Coefficient de comportement R :

Portiques contreventés par des voiles => $R = 4$ [RPA99 (version2003)/tableau 4]

c) Facteur de qualité Q :

$$Q_x = Q_y = 1 + \sum P_{q_x} = 1 + 0.15 = 1.15$$

d) Calcul du poids de la structure W :

$$W = \sum W_{G_i} + \beta \sum W_{Q_i} \quad [\text{RPA99version2003/formule 4.5}]$$

Avec :

W_{G_i} : Poids du aux charge permanentes ;

W_{Q_i} : Poids du aux charges d'exploitation ;

$\sum W_{G_i}$: Résultante des réactions verticales dues aux charges permanentes

$\sum W_{Q_i}$: Résultante des réactions verticales dues aux charges d'exploitation

Remarque : le poids total de la structure est donnée par le logiciel rabet bat :

$$W = 53850.64 \text{ KN}$$

Donc :

$$V_x = V_y = \frac{0.2 \times 1.41 \times 1.15}{4} \times 53850.64 = 4365.94 \text{ KN}$$

$$80\%V = 3492.75 \text{ KN}$$

e) la résultante des forces sismiques :

Après l'interprétation des résultats du fichier Robot Bat, la résultante des forces sismiques à la base est égale à :

Tableau V.2 : l'effort tranchant à la base

| Spectre | F _x (kN) | F _y (KN) | V (KN) | 80%V | 0.8V < F |
|----------------|---------------------|---------------------|---------|---------|----------|
| E _x | 7239.00 | 3627.25 | 4365.94 | 3492.75 | Oui |
| E _y | 3769.40 | 7143.56 | 4365.94 | 3492.75 | Oui |

V.4.3 Nombre de modes à considérer : [RPA99version 2003/4.3.4] :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans 2 directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des 2 directions d'excitation doit

être tel que la somme des masses modales effectives supérieur à 90% au moins de la masse totale de la structure (le nombre minimum de modes à retenir est de 03 dans chaque direction considérée).

Dans notre cas, la condition décrite ci-dessus n'est pas satisfaite pour 3 modes.

=> le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$

Avec : N : le nombre de niveaux au dessus du sol

V.4.4 Vérification de la période : [RPA99 (version 2003)/4.2.4.4] :

La valeur de (T) calculé à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

$T_{\text{dyn}} = 1.16 \text{ s} < 1.3 \times T_{\text{amp}} = 1.3 \times 0.98 = 1.27 \text{ s} \Rightarrow$ **Condition Vérifiée**

V.4.5. Calcul et vérification des déplacements :

D'après le RPA 99 (version 2003) [art.4.4.3] le déplacement horizontale de chaque niveau (K) de la structure est calculé $\delta_K = R \times \delta_{eK}$ comme suit :

Avec :

δ_k : Déplacement horizontal au niveau k ;

δ_{eK} : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques obtenu par Robot Bat ;

R : Coefficient de comportement de la structure.

Le déplacement horizontal relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{(K-1)}$$

Déplacement relatif admissible (toléré) : [RPA99version2003/5.10]

$$\Delta_{\text{radm}} = 1\% h_e$$

h_e: Hauteur d'étage

Remarque :

La vérification du déplacement de tous les niveaux effectuée sur le tableau suivant :

Tableau.V. 3: Tableau récapitulatif pour la vérification du déplacement du plancher :

| Z(m) | $\delta_{e\xi} (\chi\mu)$ | $\delta_{ev} (\chi\mu)$ | $\Delta k_x(\text{cm})$ | $\Delta k_y(\text{cm})$ | $\Delta_{adm}(\text{cm})$ | observation |
|-------|---------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|---------------------------|-------------|
| 52.70 | 4.3 | 4.2 | 1.2 | 1.6 | 3.4 | vérifiée |
| 49.30 | 4 | 3.9 | 1.2 | 1.2 | 3.4 | vérifiée |
| 45.90 | 3.7 | 3.6 | 1.6 | 1.6 | 3.4 | vérifiée |
| 42.50 | 3.4 | 3.2 | 1.6 | 1.2 | 3.4 | vérifiée |
| 39.10 | 3 | 2.9 | 1.6 | 1.2 | 3.4 | vérifiée |
| 35.70 | 2.7 | 2.5 | 1.6 | 1.6 | 3.4 | vérifiée |
| 32.30 | 2.4 | 2.1 | 1.6 | 1.2 | 3.4 | vérifiée |
| 28.90 | 2.1 | 1.8 | 1.2 | 1.2 | 3.4 | vérifiée |
| 25.50 | 1.7 | 1.5 | 2 | 1.6 | 4.59 | vérifiée |
| 20.91 | 1.2 | 1.1 | 1.6 | 0.8 | 4.59 | vérifiée |
| 16.32 | 0.8 | 0.7 | 1.6 | 1.6 | 4.59 | vérifiée |
| 11.73 | 0.5 | 0.4 | 1.2 | 0.8 | 4.59 | vérifiée |
| 7.14 | 0.2 | 0.2 | 0.8 | 0.8 | 4.59 | vérifiée |
| 2.55 | 0.0 | 0.0 | 0,0 | 0,0 | 2.55 | vérifiée |

V.4.6. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :[RPA99 version 2003/5.9]

Les effets du seconde ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

P_k = poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau k

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k

$$V_k = \sum_{i=k}^n Fi$$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau (k-1)

h_k : Hauteur de l'étage k

Si : $0.10 < \theta_k \leq 0.20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du

1° ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_k)}$

Si $\theta_k > 0.20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

➤ Calcul V_k :

$$V_k = \frac{w_i \times h_i \times (v_i - F_i)}{\sum w_i \times h_i}$$

W_i : Poids propre de l'étage ;

h_i : Hauteur cumulée à la base de la structure ;

v_i : Force sismique totale.

On a $T > 0.7 \text{sec} \Rightarrow F_i = 0.07.T.V$ et,

$T < 0.7 \text{sec} \Rightarrow F_i = 0$

[RPA99 (version2003)/4.2.5]

Remarque : tous les conditions sont vérifiées pour les autres blocs ; et les résultats de calcul de déplacement sont récapitulés dans les tableaux suivants :

V.5. Dimensionnement des joints sismiques :

Les joints sismiques doivent assurer l'indépendance complète des blocs qu'ils délimitent et empêchent leur entrechoquement .

5-1) largeur des joints sismiques :

Les blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{\min} satisfait la condition suivante :

$$d_{\min} = 15 \text{ mm} + (\delta_1 + \delta_2) \geq 40 \text{ mm}$$

δ_1 et δ_2 : déplacements maximaux des deux blocs au sommet du bloc le moins élevé

$$d_{\min} = 15 + (28 + 48) = 91 \text{ mm}$$

On prend $d_{\min} = 15 \text{ cm}$

VI.3.3.Ferraillage des poteaux :

- Leurs rôles :
 - Supporter les charges verticales (effort de compression dans le poteau) ;
 - Participer à la stabilité transversale par le système poteaux – poutres pour reprendre les efforts horizontaux :
 - Effet du vent ;
 - Effet de la dissymétrie des charges ;
 - Effet de changement de la température;
 - Effet des efforts sismiques et
 - Limiter l'encombrement (surfaces réduites des sections de poteaux).

Les poteaux sont sollicités dans deux sens (y et z) (voir fig.VI.3), ils sont calculés en fonction de l'effort normal N et ; le moment fléchissant M selon les cas suivants :

1ere) N_{max} , M_{zz} corr et N_{max} , M_{yy} corr

2eme) M_{zzmax} , N_{corr}

3eme) M_{yymax} , N_{corr}

4eme) N_{min} , M_{zz} corr et N_{min} , M_{yy} corr

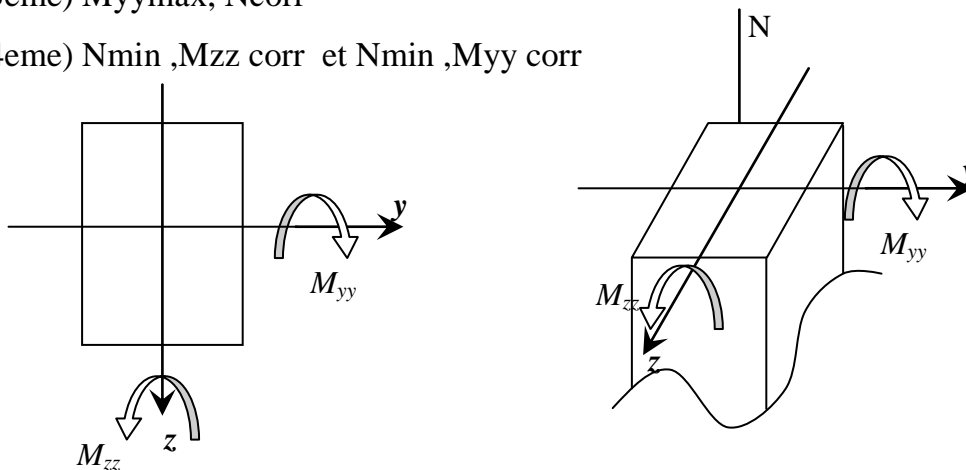


Fig.VI. 3: Direction des moments et effort normal dans un poteau.

Les sollicitations sont calculées à l'aide de logiciel Robot bat 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. [RPA99/V2003]

- Le ferrailage :

Le ferrailage des poteaux sera déterminé en respectant les différentes règles imposées par le RPA99(2003) et le BAEL91.

- Les armatures longitudinales :

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

- ☑ Conditions de RPA99 (version 2003) :

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

- Leur pourcentage minimal sera de : 0.8% en zone II a.
- Leur pourcentage maximale sera de :
 - ◆ 4% en zone courante et
 - ◆ 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale de recouvrement est de :
 - ◆ 40ϕ en zone II a
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone II a
- les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur de la zone nodale (zone critique)
- les longueurs à prendre en compte pour chaque barre des armatures longitudinales dans la zone nodale sont :

$$L'=2h$$

$$h'=\max\left(\frac{h_e}{6};b;h;60\text{cm}\right)$$

Avec :

h: Hauteur de la poutre;

b et a : Section d'un poteau;

h_e: Hauteur libre entre deux étages.

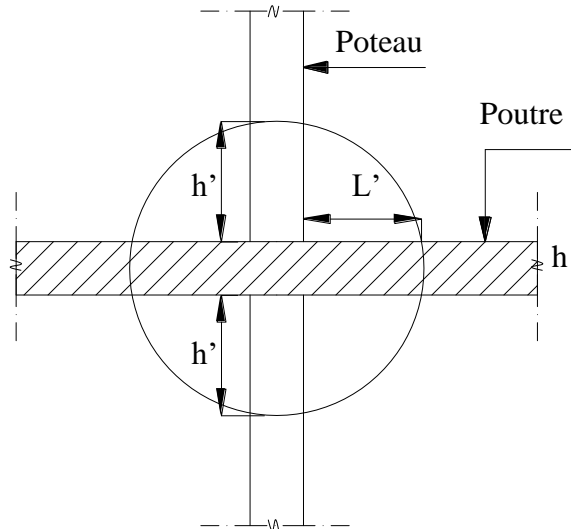


Fig.VI. 4: La zone nodale

☑ Conditions de BAEL91 : [B.A.E.L91/A.8.1,21]

La section A_L des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

- $A_L \geq 4\text{cm}^2$ par mètre de périmètre
 - $0.2\%B \leq A_L \leq 5\%B$
- } Pour une section entièrement comprimée

Avec :

B : Section totale du poteau.

- $A_{\min} = \frac{ft28}{fe} \times B$ pour une section entièrement tendue.

- Pour les sections rectangulaires, la distance maximale de deux barres voisines doit respecter la condition suivante :

- $c \leq \min (b+10\text{cm} ; 40\text{cm})$

B : Petite côté du rectangle.

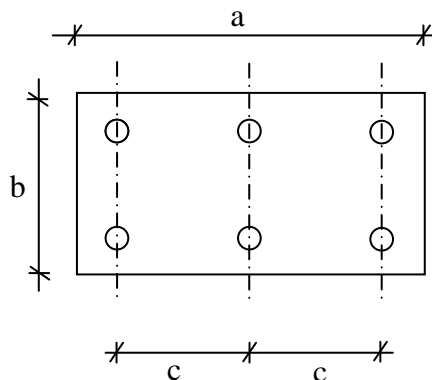


Fig.VI. 5: Espacement entre les armatures longitudinales.

➤ Les armatures transversales :

☑ Conditions de RPA99 (version 2003) :

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

$$\frac{A_t}{\delta_t} \geq \frac{\rho_a \times T_u}{a \times f_e}$$

Avec :

T_u : Effort tranchant;

a : Hauteur totale de la section brute;

f_e : Limite élastique des armatures transversales et

ρ_a : Coefficient dépend de l'élançement géométrique λ_g .

$$\left\{ \begin{array}{l} \blacklozenge \rho_a = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \quad \lambda_g = \frac{l_f}{a} \\ \blacklozenge \rho_a = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

- Espacement entre les armatures transversales : δ_t

• Zone nodale :

$$\delta_t \leq \min (10\varnothing_L ; 15\text{cm}) \quad (\text{zone IIa})$$

• Zone courante :

$$\delta_t \leq 15\varnothing_L \quad (\text{zone IIa})$$

- Section minimale des armatures transversales:

$$\frac{A_t}{\delta_t \times b} \text{ en \% est donné comme suit:}$$

Si:

- $\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.4\%$
- $-\lambda_g \leq 3 \rightarrow 0.8\%$
- $-3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow$ Interpolation des valeurs limites précédentes avec:

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

Avec:

a et **b**: Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée et

L_f : Longueur du flambement.

☑ 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 : Plus petite dimension de la section transversale du poteau et

$\varphi_{L_{\min}}$: 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.

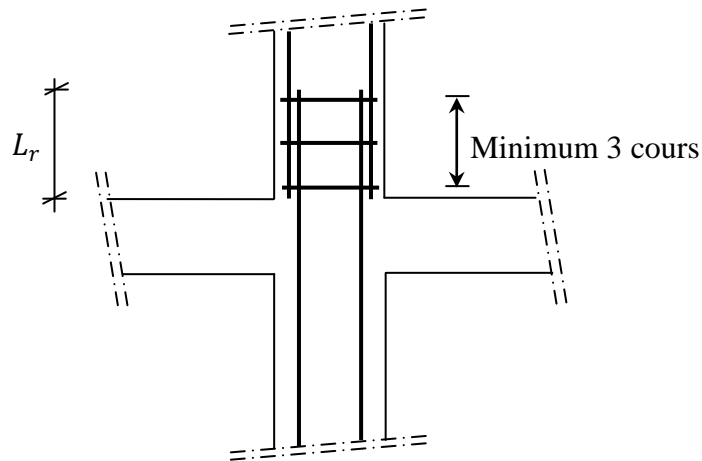


Fig.VI. 6: Les armatures transversales dans la zone de recouvrement

➤ **Sollicitations de calcul :**

Tbaleau.VI. 7: Tableau récapitulatif des sollicitations :

a) **BLOC E et F :**

| Combinaison | Section (cm ²) | | $\begin{pmatrix} 40 \\ \times \\ 150 \end{pmatrix}$ | $\begin{pmatrix} 40 \\ \times \\ 140 \end{pmatrix}$ | $\begin{pmatrix} 40 \\ \times \\ 130 \end{pmatrix}$ | $\begin{pmatrix} 40 \\ \times \\ 120 \end{pmatrix}$ | $\begin{pmatrix} 30 \\ \times \\ 110 \end{pmatrix}$ | $\begin{pmatrix} 30 \\ \times \\ 100 \end{pmatrix}$ | $\begin{pmatrix} 30 \\ \times \\ 90 \end{pmatrix}$ |
|-------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------|-------------------------------|-----------------------------------------------------|-----------------------------------------------------|-----------------------------------------------------|-----------------------------------------------------|-----------------------------------------------------|-----------------------------------------------------|----------------------------------------------------|
| | Sollicitations | | | | | | | | |
| ELU (1,35G+1,5Q) | Cas 1 | N^{\max} (KN) | 5371.36 | 4824.35 | 3854.85 | 2860.84 | 2106.65 | 1404.17 | 724.05 |
| | | M_{yy}^{corr} (KN.m) | 1.74 | 46.43 | 52.25 | 42.80 | 47.74 | 51.85 | 41.83 |
| | | M_{zz}^{corr} (KN.m) | 0.80 | 1.13 | 1.09 | 2.73 | 1.64 | 2.54 | 2.95 |
| Situation accidentelle (G+P ± 1,2E) (0,8G ± E) | Cas 1 | N^{\max} (KN) | 4955.50 | 4267.94 | 3298.67 | 2353.63 | 1731.93 | 1147.91 | 577.64 |
| | | M_{yy}^{corr} (KN.m) | 287.85 | 230.47 | 192.17 | 182.46 | 136.81 | 133.83 | 103.36 |
| | | M_{zz}^{corr} (KN.m) | 64.61 | 155.85 | 184.02 | 241.44 | 56.45 | 57.23 | 50.36 |
| | Cas 2 | M_{zz} (KN.m) | 122.77 | 163.57 | 195.70 | 286.57 | 176.18 | 164.72 | 174.86 |
| | | N^{corr} (KN) | 4392.39 | 3732.83 | 2777.76 | 1918.72 | 1239.28 | 688.00 | 231.37 |
| | Cas 3 | M_{yy} (KN.m) | 577.76 | 389.71 | 409.30 | 442.69 | 419.10 | 412.56 | 573.22 |
| | | N^{corr} (KN) | 3449.24 | 3403.83 | 2647.36 | 1876.37 | 1279.94 | 749.11 | 269.88 |
| | Cas 4 | N^{\min} (KN) | 991.64 | 873.76 | 647.35 | 396.97 | 87.75 | 40.71 | 33.07 |
| | | M_{yy}^{corr} (KN.m) | 336.91 | 230.47 | 192.17 | 182.46 | 166.30 | 162.10 | 124.11 |
| M_{zz}^{corr} (KN.m) | | 108.09 | 155.85 | 184.02 | 241.44 | 134.55 | 147.50 | 58.65 | |
| Effort tranchant | T(KN) | | 158.02 | 91.80 | 89.05 | 119.54 | 124.54 | 134.03 | 187.90 |

a) **BLOC A :**

| Combinaison | Section (cm ²) | | $\begin{pmatrix} 35 \\ \times \\ 60 \end{pmatrix}$ | $\begin{pmatrix} 35 \\ \times \\ 50 \end{pmatrix}$ | $\begin{pmatrix} 35 \\ \times \\ 40 \end{pmatrix}$ |
|---------------------------------------------------------------------------------|----------------------------|----------------------------------------|----------------------------------------------------|----------------------------------------------------|----------------------------------------------------|
| | Sollicitations | | | | |
| ELU (1,35G+1,5Q) | Cas 1 | N ^{max} (KN) | 1605.89 | 1076.15 | 582.46 |
| | | M _{yy} ^{corr} (KN.m) | 13.21 | 74.21 | 12.54 |
| | | M _{zz} ^{corr} (KN.m) | 0.04 | 15.20 | 3.60 |
| Situation accidentelle (G+P±1,2E) (0,8G±E) | Cas 1 | N ^{max} (KN) | 1512.66 | 1067.49 | 508.72 |
| | | M _{yy} ^{corr} (KN.m) | 25.01 | 81.76 | 67.34 |
| | | M _{zz} ^{corr} (KN.m) | 4.67 | 23.26 | 26.47 |
| | Cas 2 | M _{zz} (KN.m) | 43.25 | 80.72 | 89.34 |
| | | N ^{corr} (KN) | 715.12 | 396.59 | 101.16 |
| | Cas 3 | M _{yy} (KN.m) | 75.81 | 123.35 | 111.56 |
| | | N ^{corr} (KN) | 960.92 | 514.16 | 179.56 |
| | Cas 4 | N ^{min} (KN) | 561.68 | 277.23 | 63.64 |
| | | M _{yy} ^{corr} (KN.m) | 54.18 | 14.30 | 18.84 |
| | | M _{zz} ^{corr} (KN.m) | 10.56 | 15.84 | 8.63 |
| Effort tranchant | | T(KN) | 38.88 | 30.09 | 31.96 |

b) **BLOC B:**

| Combinaison | Section (cm ²) | | $\begin{pmatrix} 30 \\ x \\ 50 \end{pmatrix}$ | $\begin{pmatrix} 30 \\ x \\ 40 \end{pmatrix}$ | $\begin{pmatrix} 30 \\ x \\ 30 \end{pmatrix}$ |
|---------------------------------------------------------------------------------|----------------------------|----------------------------------------|-----------------------------------------------|-----------------------------------------------|-----------------------------------------------|
| | Sollicitations | | | | |
| ELU (1,35G+1,5Q) | Cas 1 | N ^{max} (KN) | 1697.70 | 1106.17 | 523.15 |
| | | M _{yy} ^{corr} (KN.m) | 0.40 | 58.71 | 5.45 |
| | | M _{zz} ^{corr} (KN.m) | 1.48 | 10.22 | 5.21 |
| Situation accidentelle (G+P±1,2E) (0,8G±E) | Cas 1 | N ^{max} (KN) | 1975.59 | 986.09 | 411.52 |
| | | M _{yy} ^{corr} (KN.m) | 31.56 | 53.26 | 38.65 |
| | | M _{zz} ^{corr} (KN.m) | 51.67 | 29.52 | 9.16 |
| | Cas 2 | M _{zz} (KN.m) | 51.67 | 31.02 | 19.93 |
| | | N ^{corr} (KN) | 1975.59 | 636.83 | 194.87 |
| | Cas 3 | M _{yy} (KN.m) | 82.52 | 83.06 | 46.42 |
| | | N ^{corr} (KN) | 1118.62 | 557.75 | 147.13 |
| | Cas 4 | N ^{min} (KN) | 1272.75 | 658.85 | 258.29 |
| | | M _{yy} ^{corr} (KN.m) | 31.56 | 53.26 | 38.65 |
| M _{zz} ^{corr} (KN.m) | | 51.67 | 29.52 | 9.16 | |
| Effort tranchant | | T(KN) | 111.11 | 107.21 | 86.26 |

c) **BLOC C:**

| Combinaison | Section (cm ²) | | $\begin{pmatrix} 40 \\ x \\ 80 \end{pmatrix}$ | $\begin{pmatrix} 35 \\ x \\ 70 \end{pmatrix}$ | $\begin{pmatrix} 30 \\ x \\ 60 \end{pmatrix}$ |
|---------------------------------------------------------------------------------|----------------------------|----------------------------------------|-----------------------------------------------|-----------------------------------------------|-----------------------------------------------|
| | Sollicitations | | | | |
| ELU (1,35G+1,5Q) | Cas 1 | N ^{max} (KN) | 3605.76 | 2090.59 | 1083.24 |
| | | M _{yy} ^{corr} (KN.m) | 114.39 | 12.87 | 20.83 |
| | | M _{zz} ^{corr} (KN.m) | 104.90 | 1.25 | 12.64 |
| Situation accidentelle (G+P±1,2E) (0,8G±E) | Cas 1 | N ^{max} (KN) | 3605.76 | 2170.84 | 823.61 |
| | | M _{yy} ^{corr} (KN.m) | 114.39 | 113.90 | 83.58 |
| | | M _{zz} ^{corr} (KN.m) | 104.90 | 28.56 | 56.25 |
| | Cas 2 | M _{zz} (KN.m) | 104.90 | 92.45 | 81.39 |
| | | N ^{corr} (KN) | 3605.76 | 1164.38 | 436.07 |
| | Cas 3 | M _{yy} (KN.m) | 384.20 | 234.70 | 224.79 |
| | | N ^{corr} (KN) | 200.57 | 806.56 | 226.25 |
| | Cas 4 | N ^{min} (KN) | 2745.28 | 1669.26 | 444.07 |
| | | M _{yy} ^{corr} (KN.m) | 114.39 | 102.61 | 76.43 |
| | | M _{zz} ^{corr} (KN.m) | 104.90 | 23.14 | 11.42 |
| Effort tranchant | | T(KN) | 134.28 | 51.74 | 71.27 |

d) **BLOC D:**

| Combinaison | Section (cm ²) | | $\begin{pmatrix} 40 \\ x \\ 80 \end{pmatrix}$ | $\begin{pmatrix} 35 \\ x \\ 70 \end{pmatrix}$ | $\begin{pmatrix} 30 \\ x \\ 60 \end{pmatrix}$ |
|---------------------------------------------------------------------------------|----------------------------|----------------------------------------|-----------------------------------------------|-----------------------------------------------|-----------------------------------------------|
| | Sollicitations | | | | |
| ELU (1,35G+1,5Q) | Cas 1 | N ^{max} (KN) | 3920.92 | 2611.85 | 1305.85 |
| | | M _{yy} ^{corr} (KN.m) | 10.92 | 8.47 | 9.22 |
| | | M _{zz} ^{corr} (KN.m) | 218.10 | 116.78 | 83.05 |
| Situation accidentelle (G+P±1,2E) (0,8G±E) | Cas 1 | N ^{max} (KN) | 2825.82 | 1889.83 | 949.51 |
| | | M _{yy} ^{corr} (KN.m) | 59.05 | 111.65 | 85.40 |
| | | M _{zz} ^{corr} (KN.m) | 163.46 | 129.89 | 99.26 |
| | Cas 2 | M _{zz} (KN.m) | 185.97 | 196.82 | 151.83 |
| | | N ^{corr} (KN) | 1375.59 | 746.85 | 257.09 |
| | Cas 3 | M _{yy} (KN.m) | 229.75 | 267.61 | 218.85 |
| | | N ^{corr} (KN) | 1775.64 | 844.92 | 335.03 |
| | Cas 4 | N ^{min} (KN) | 1283.53 | 856.29 | 237.85 |
| | | M _{yy} ^{corr} (KN.m) | 171.71 | 195.74 | 154.45 |
| | | M _{zz} ^{corr} (KN.m) | 60.26 | 51.74 | 44.68 |
| Effort tranchant | | T(KN) | 78.36 | 65.20 | 74.00 |

❖ **Calcul des armatures** : (Exemple de calcul bloc E et F : poteau (40×120) cm²)

a) **Les armatures longitudinales** :

Situation durable et transitoire :

Etat limite ultime : (1.35 G + 1.5 P)

1^{er} cas :

➤ **Sens y-y** :

Les sollicitations prises en compte :

$$N = 2860.84 \text{ KN}$$

$$M = 42.80 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{42.80}{2860.84} = 0.0150\text{m} = 1.50 \text{ cm}$$

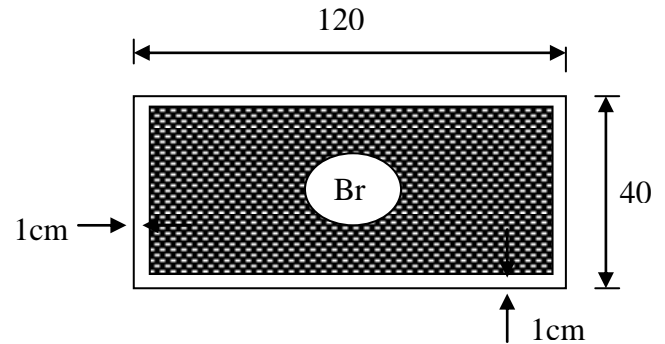


Fig VI.7 : Section réduite du béton

L'excentricité est inférieure à la moitié de la distance du noyau central : $e = \frac{h}{12} = 3.33 \text{ cm}$

On a une compression excentrée.

❖ **Etat limite ultime (E.L.U)** :

$$A_1' = \frac{N - 100 \cdot B \cdot \sigma_b}{100 \cdot \sigma_2}$$

$$A_1' = \frac{2860.84 \times 10^3 - 100 \times 40 \times 120 \times 11.33}{100 \times 348} = -74.07 \leq 0 \Rightarrow A_1' = 0 \text{ cm}^2$$

❖ **Etat limite ultime stabilité de forme (E.L.U.S.F.)** :

$$e = \frac{M}{N} = 1.50 \text{ cm}$$

$$\lambda = 3.46 \cdot \frac{L_f}{h} = 3.46 \times \frac{238}{40} = 20.59 \leq 50$$

La condition est vérifiée \Rightarrow le calcul se ramène au calcul de la même section en F.C.

sollicitée à :

$$\begin{cases} N_1 = \alpha_1 \cdot N \\ M_1' = N_1 \cdot e_1 \\ e_1 = e + e_a \end{cases}$$

$$e_0 = \max(2 \text{ cm}; \frac{340}{250}) = 2 \text{ cm}$$

$$e = 1.50 \text{ cm}$$

$$\alpha_1 = 1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1.07$$

$$e_1 = 1.50 + 2 = 3.50 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} N_1 = 3058.80 \text{ KN} \\ M_1' = 107.06 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$e_1 = 3.50 \text{ cm} \leq e_0 = \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section; alors:

- Vérification si la section est partiellement comprimée :

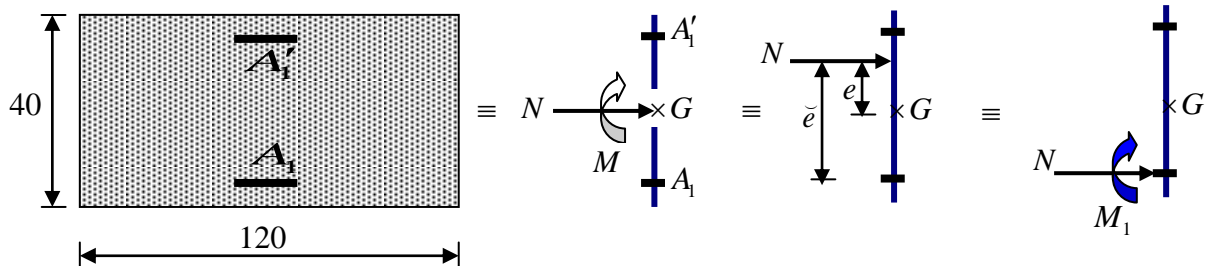


Fig VI.8 : Schéma statique

$$(1) = (0.337 \times h - 0.81 \times c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h$$

$$= (0.337 \times 40 - 0.81 \times 4) \times 11.33 \times 120 \times 40 \times 10^{-2} = 556.892 \text{ KN.m}$$

$$(2) = N_1 \cdot (d - c_1) - M_1$$

$$M_1 = N \cdot e$$

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c_1 \right) = 3.50 + \frac{40}{2} - 4 = 19.5 \text{ cm}$$

$$M_1 = 3058.80 \times 0.195 = 596.46 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 3058.80 \times (36 - 4) \times 10^{-2} - 596.46 = 382.35 \text{ KN.m}$$

(2) < (1) \Rightarrow S.P.C \Rightarrow le calcul se ramène en FS de la même section sollicitée par le moment

M1

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{596.46 \times 10^3}{11.33 \times 120 \times (36)^2} = 0.338$$

$$\mu = 0.338 > \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow \text{pivot B; } \varepsilon_b = 3.5\%$$

$$\mu = 0.338 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.540$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.784$$

- Détermination des armatures:

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d^2} = \frac{596.46 \times 10^3}{348 \times 0.784 \times (36)} = 62.14 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC1} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 62.14 - \frac{2860840}{100 \times 348} = -20.06 \leq 0 \Rightarrow A_{Fc} = 0$$

➤ Sens z-z :

Les sollicitations prises en compte :

$$N = 2860.84 \text{ KN}$$

$$M = 2.73 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{2.73}{2860.84} = 0.0011 \text{ m} = 0.11 \text{ cm}$$

$$\lambda = 3.46 \cdot \frac{L_f}{h} = 3.46 \times \frac{238}{120} = 6.86 \leq 50$$

La condition est vérifiée \Rightarrow le calcul se ramène au calcul de la même section en F.C.

sollicitée à :

$$\begin{cases} N_1 = \alpha_1 \cdot N \\ M_1' = N_1 \cdot e_1 \\ e_1 = e + e_a \end{cases}$$

$$e_0 = \max(2 \text{ cm}; \frac{340}{250}) = 2 \text{ cm}$$

$$e = 0.11 \text{ cm}$$

$$\alpha_1 = 1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1.01$$

$$e_1 = 0.11 + 2 = 2.11 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} N_1 = 2882.84 \text{ KN} \\ M_1' = 60.83 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$e_1 = 2.11 \text{ cm} \leq e_0 = \frac{h}{2} = 60 \text{ cm}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section; alors:

- Vérification si la section est partiellement comprimée :

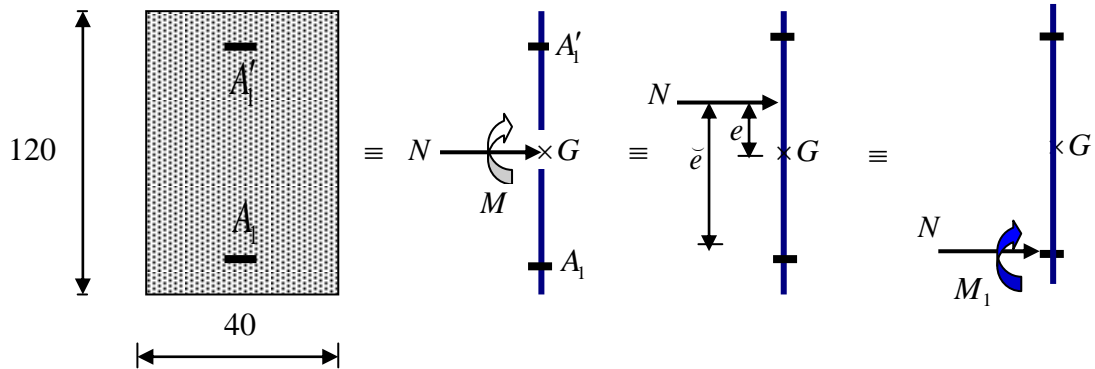


Fig VI.9 : Schéma statique

$$(1) = (0.337 \times h - 0.81 \times c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h$$

$$= (0.337 \times 120 - 0.81 \times 12) \times 11.33 \times 40 \times 120 \times 10^{-2} = 1670.676 \text{ KN.m}$$

$$(2) = N_1 \cdot (d - c_1) - M_1$$

$$M_1 = N \cdot e$$

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c_1 \right) = 2.11 + \frac{120}{2} - 12 = 50.11 \text{ cm}$$

$$M_1 = 2882.84 \times 50.11 = 1444.59 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 2882.84 \times (108 - 12) \times 10^{-2} - 1444.59 = 1322.93 \text{ KN.m}$$

(2) < (1) \Rightarrow S.P.C \Rightarrow le calcul se ramène en FS de la même section sollicitée par le moment

M_1

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{1444.59 \times 10^3}{11.33 \times 40 \times (108)^2} = 0.273$$

$$\mu = 0.273 > \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow \text{pivot B; } \varepsilon_b = 3.5\%$$

$$\mu = 0.273 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.408$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.837$$

- Détermination des armatures:

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{1444.59 \times 10^3}{348 \times 0.837 \times (108)} = 47.02 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FCI} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 47.02 - \frac{2860840}{100 \times 348} \leq 0 \Rightarrow A_{Fc} = 0$$

Situation accidentelle : (G + P ± E ; 0.8 G ± E)

1er cas :

➤ **Sens y-y :**

Les sollicitations prises en compte :

$$N = 2353.63 \text{ KN}$$

$$M = 182.46 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{182.46}{2353.63} = 0.077 \text{ m} = 7.75 \text{ cm} > \frac{h}{12} = 3.33 \text{ cm}$$

L'excentricité n'est pas faible \Rightarrow le ferrillage se fera en flexion composée sans majoration des efforts.

$$e = 7.75 \text{ cm} \leq e_0 = \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section; alors:

• **Vérification si la section est partiellement comprimée :**

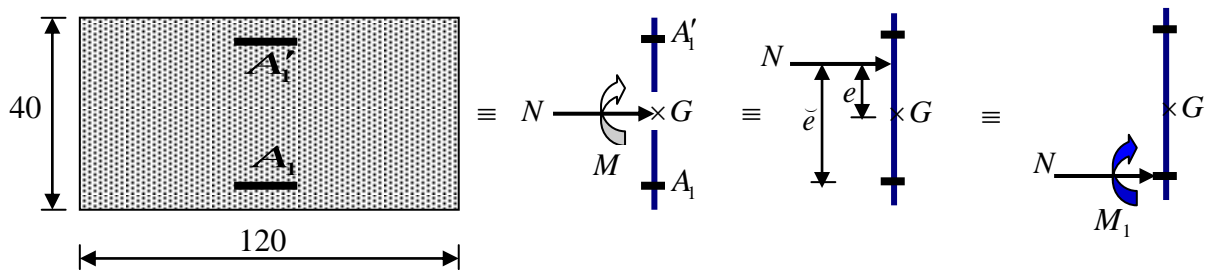


Fig VI.10 : Schéma statique

$$(1) = (0.337 \times h - 0.81 \times c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h$$

$$= (0.337 \times 40 - 0.81 \times 4) \times 11.33 \times 120 \times 40 \times 10^{-2} = 556.892 \text{ KN.m}$$

$$(2) = N_1 \cdot (d - c_1) - M_1$$

$$M_1 = N \cdot e$$

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c_1 \right) = 7.75 + \frac{40}{2} - 4 = 23.75 \text{ cm}$$

$$M_1 = 2353.63 \times 0.2375 = 558.99 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 2353.63 \times (36 - 4) \times 10^{-2} - 558.99 = 194.17 \text{ KN.m}$$

(2) < (1) \Rightarrow S.P.C \Rightarrow le calcul se ramène en FS de la même section sollicitée par le moment.

✓ **Calcul des armatures en flexion simple :**

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{558990}{14.78 \times 120 \times 36^2} = 0.243$$

$\mu = 0.243 < \mu_1 = 0.392$ (Acier FeE400) \Rightarrow A' n'existe pas et $1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.354$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.858$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{559041}{400 \times 0.858 \times 36} = 45.23 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 45.23 - \frac{2353630}{100 \cdot 400} \leq 0 \Rightarrow A_{FC} = 0$$

➤ **Sens z-z :**

Les sollicitations prises en compte :

$$N = 2353.63 \text{ KN}$$

$$M = 241.44 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{241.44}{2353.63} = 0.102 \text{ m} = 10.25 \text{ cm} > \frac{h}{12} = 10 \text{ cm}$$

L'excentricité n'est pas faible \Rightarrow le ferrailage se fera en flexion composée sans majoration des efforts.

$$e = 10.25 \text{ cm} \leq e_0 = \frac{h}{2} = 60 \text{ cm}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section; alors:

- **Vérification si la section est partiellement comprimée :**

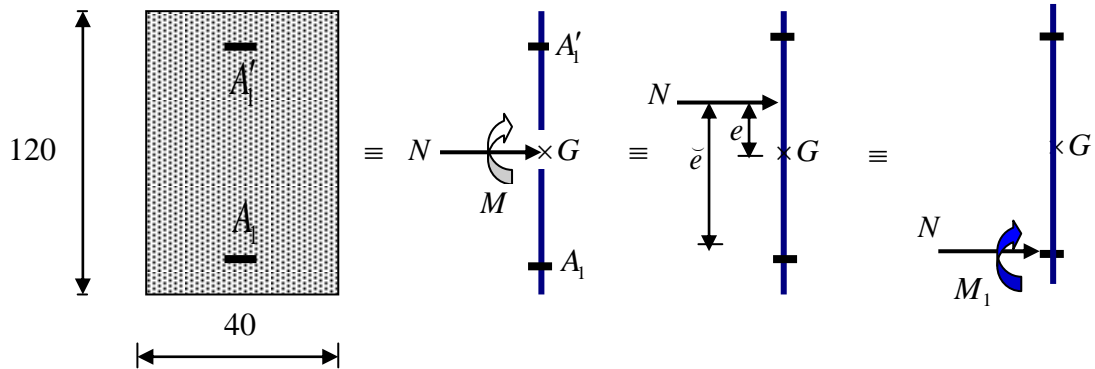


Fig VI.11 : Schéma statique

$$(1) = (0.337 \times h - 0.81 \times c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h$$

$$= (0.337 \times 120 - 0.81 \times 12) \times 11.33 \times 40 \times 120 \times 10^{-2} = 1670.676 \text{ KN}$$

$$(2) = N_1 \cdot (d - c_1) - M_1$$

$$M_1 = N \cdot e$$

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c_1 \right) = 10.25 + \frac{120}{2} - 12 = 58.25 \text{ cm}$$

$$M_1 = 2353.63 \times 0.5825 = 1370.99 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 2353.63 \times (108 - 12) \times 10^{-2} - 1370.99 = 888.50 \text{ KN.m}$$

(2) < (1) \Rightarrow S.P.C \Rightarrow le calcul se ramène en FS de la même section sollicitée par le moment

- ✓ **Calcul des armatures en flexion simple :**

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1370990}{14.78 \times 40 \times 108^2} = 0.199$$

$\mu = 0.199 < \mu_1 = 0.392$ (Acier FeE400) \Rightarrow A' n'existe pas et $1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.280$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.888$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1370990}{400 \times 0.888 \times 108} = 35.20 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{Fc} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 15.01 - \frac{2353630}{100 \cdot 400} \leq 0 \Rightarrow A_{Fc} = 0$$

2er cas :

➤ **Sens z-z :**

Les sollicitations prises en compte :

$$N = 1918.72 \text{ KN}$$

$$M = 286.57 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{286.57}{1918.72} = 0.1493 \text{ m} = 14.93 \text{ cm} > \frac{h}{12} = 10 \text{ cm}$$

L'excentricité n'est pas faible \Rightarrow le ferrailage se fera en flexion composée sans majoration des efforts.

$$e = 14.93 \text{ cm} \leq e_0 = \frac{h}{2} = 60 \text{ cm}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section; alors:

• **Vérification si la section est partiellement comprimée :**

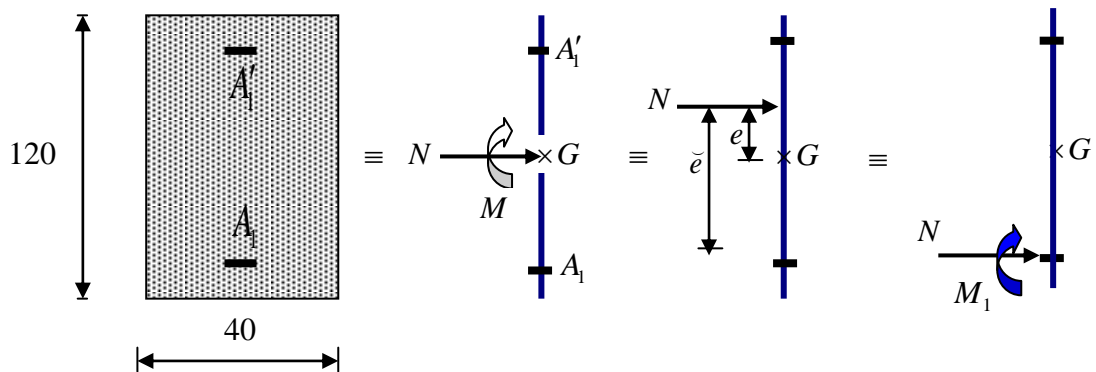


Fig VI.12 : Schéma statique

$$(1) = (0.337 \times h - 0.81 \times c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h$$

$$= (0.337 \times 120 - 0.81 \times 12) \times 11.33 \times 40 \times 120 \times 10^{-2} = 1670.676 \text{ KN}$$

$$(2) = N_1 \cdot (d - c_1) - M_1$$

$$M_1 = N \cdot e$$

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c_1 \right) = 14.93 + \frac{120}{2} - 12 = 62.93 \text{ cm}$$

$$M_1 = 1918.72 \times 0.6293 = 1207.451 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 1918.72 \times (108 - 12) \times 10^{-2} - 1207.45 = 634.52 \text{ KN.m}$$

(2) < (1) \Rightarrow S.P.C \Rightarrow le calcul se ramène en FS de la même section sollicitée par le moment.

Calcul des armatures en flexion simple :**Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1207451}{14,78 \times 40 \times 108^2} = 0,175$$

$\mu = 0,175 < \mu_1 = 0,392$ (Acier FeE400) \Rightarrow A' n'existe pas et $1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,242$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,903$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1207451}{400 \times 0,903 \times 108} = 30,95 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 30,95 - \frac{1918720}{100 \cdot 400} \leq 0 \Rightarrow A_{FC} = 0$$

3er cas :**➤ Sens y-y :**

Les sollicitations prises en compte :

$$N = 1876,37 \text{ KN}$$

$$M = 442,69 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{442,69}{1876,37} = 0,2359 \text{ m} = 23,59 \text{ cm} > \frac{h}{12} = 3,33 \text{ cm}$$

L'excentricité n'est pas faible \Rightarrow le ferrailage se fera en flexion composée sans majoration des efforts.

$$e = 23,59 \text{ cm} > e_0 = \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}$$

\Rightarrow L'effort normal de compression N' se trouve à l'extérieur de la section.

\Rightarrow La section est partiellement comprimée.

✓ Moment par rapport aux armatures les moins comprimées:

$$M_1 = M + N' \left(d - \frac{h}{2} \right) = 442,69 + 1876,37 \left(0,36 - \frac{0,4}{2} \right)$$

$$\Rightarrow M_1 = 742,909 \text{ KN.m}$$

✓ **Calcul des armatures en flexion simple :****Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{742909}{14,78 \times 120 \times 36^2} = 0,323$$

$\mu = 0,323 < \mu_1 = 0,392$ (Acier FeE400) \Rightarrow A' n'existe pas et $1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,507$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,797$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{742909}{400 \times 0,797 \times 36} = 64,70 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 64,70 - \frac{1876370}{100 \cdot 400} = 17,80 \Rightarrow A_{FC} = 17,80 \text{ cm}^2$$

4er cas :

➤ **Sens y-y :** Les sollicitations prises en compte :

$$N = 396,97 \text{ KN}$$

$$M = 182,46 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{182,46}{396,97} = 0,4599 \text{ m} = 45,99 \text{ cm} > \frac{h}{12} = 3,33 \text{ cm}$$

L'excentricité n'est pas faible \Rightarrow le ferrailage se fera en flexion composée sans majoration des efforts.

$$e = 45,99 \text{ cm} > e_0 = \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}$$

\Rightarrow L'effort normal de compression N' se trouve à l'extérieur de la section.

\Rightarrow La section est partiellement comprimée.

✓ **Moment par rapport aux armatures les moins comprimées:**

$$M_1 = M + N' \left(d - \frac{h}{2} \right) = 182,46 + 396,97 \left(0,36 - \frac{0,4}{2} \right)$$

$$\Rightarrow M_1 = 245,975 \text{ KN.m}$$

Calcul des armatures en flexion simple :**Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{245975}{14,78 \times 120 \times 36^2} = 0,107$$

$\mu = 0,107 < \mu_1 = 0,392$ (Acier FeE400) $\Rightarrow A'$ n'existe pas et $1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,142$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,943$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{245975}{400 \times 0,943 \times 36} = 18,11 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 18,11 - \frac{396970}{100 \cdot 400} = 8,19 \Rightarrow A_{FC} = 8,19 \text{ cm}^2$$

Sens z-z :

Les sollicitations prises en compte :

$$N = 396,97 \text{ KN}$$

$$M = 241,44 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{241,44}{396,97} = 0,6082 \text{ m} = 60,82 \text{ cm} > \frac{h}{12} = 10 \text{ cm}$$

L'excentricité n'est pas faible \Rightarrow le ferrailage se fera en flexion composée sans majoration des efforts.

$$e = 60,82 \text{ cm} > e_0 = \frac{h}{2} = 60 \text{ cm}$$

\Rightarrow L'effort normal de compression N' se trouve à l'extérieur de la section.

\Rightarrow La section est partiellement comprimée.

✓ **Moment par rapport aux armatures les moins comprimées:**

$$M_1 = M + N' \left(d - \frac{h}{2} \right) = 241,44 + 396,97 \left(1,08 - \frac{1,20}{2} \right)$$

$$\Rightarrow M_1 = 431,985 \text{ KN.m}$$

✓ **Calcul des armatures en flexion simple :**

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{431985}{14,78 \times 40 \times 108^2} = 0,063$$

$\mu = 0,063 < \mu_1 = 0,392$ (Acier FeE400) \Rightarrow A' n'existe pas et $1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,081$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,968$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{431985}{400 \times 0,968 \times 108} = 10,31 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 10,31 - \frac{431985}{100 \cdot 400} = 0,41 \Rightarrow A_{FC} = 0,41 \text{ cm}^2$$

✓ **Armatures transversales :**

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

$T_{\max} = 119,54 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d \times 100} = \frac{119540}{120 \times 36 \times 100} = 0,28 \text{ MPa}$$

Selon le C.B.A93 : Art A .5.1.2.1 :

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \tau_u = \min. \left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 2,66 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = 0,28 \text{ MPa} < \tau_u = 2,66 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée.

Donc les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne du poteau.

✓ **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{L_{\max}}}{3} = \frac{2}{3} = 0,67 \text{ cm}$$

Donc on prendra $\phi_t = 8 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier FeE400

✓ **Espacement des armatures transversales :**

✓ **Suivant les règles BAEL 91 :**

$$t \leq \min(15\phi_L^{\min}; 40 \text{ cm}; b + 10 \text{ cm}) = (15 \times 1,4; 40 \text{ cm}; 40 + 10) = 21 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow t = 20 \text{ cm}$$

✓ **D'après les règles RPA 99/Version 2003 : (zone I)**

Zone nodale :

$$t \leq \min(10\phi_L^{\min}; 15cm) = (10 \times 1,4; 15cm) = 14cm$$

$$\Rightarrow t = 10cm$$

Zone courante :

$$t \leq 15\phi_L^{\min} = 15 \times 1,4 = 21cm$$

$$\Rightarrow t = 20cm$$

Calcul de λ_g :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{238}{120} = 1,98 < 5 \Rightarrow \rho_a = 3,75$$

$$A_t = \frac{t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e} = \frac{3,75 \times 119540 \times 10}{120 \times 400 \times 100} = 0,93cm^2$$

On prend 4T8 $\Rightarrow A_t = 2,01 cm^2$

a) **Armatures transversales minimales :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{238}{120} = 1,98 > 5 \Rightarrow A_{\min} = 0,3\% \cdot b \cdot t = 0,003 \cdot 40 \cdot 10 = 1,2cm^2 < 2,01cm^2 \rightarrow CV$$

✓ **Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres ;

$$L' = 2 \cdot 40 = 80cm$$

$$h' = \max\left(\frac{238}{6}; 40; 120; 60\right) = 120cm$$

✓ **Longueur de recouvrement :**

$$L_r = 40 \cdot \phi_{L_{\max}} = 40 \times 2 = 80cm$$

✓ **Conclusion :**

$$A_{RPA} = 0,008 \times 40 \times 120 = 38,4 cm^2$$

$$A_{BAEL} = \max\left[\frac{0,2 \cdot b \cdot h}{100}; \frac{8(b+h)}{100}\right] = \max\left[\frac{0,2 \cdot 40 \cdot 120}{100}; \frac{8(40+120)}{100}\right] = 12,8cm^2$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{RPA}; A_{BAEL}) = (17,80; 38,4; 12,8) = 38,4 cm^2$$

✓ **Choix des armatures :**

$$8T20+10T14 \rightarrow A = 40,51cm^2$$

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 suivantes par bloc :

Tableau VI.8 : Tableau récapitulatif de ferrailage des poteaux de blocs EetF.

| Section | $A^{cal}(cm^2)$ | $A^{min}(cm^2)$ | | $A^{max} RPA(cm^2)$ | | Ferrailage | $A(cm^2)$ | Long de rec(cm) |
|----------|-----------------|-----------------|------|---------------------|------|----------------|-----------|-----------------|
| | | RPA | BAEL | (ZC) | (ZR) | | | |
| (40x150) | 27.34 | 48 | 15.2 | 240 | 360 | 8T20+12T16 | 49.24 | 80 |
| (40x140) | 23.85 | 44.8 | 14.2 | 224 | 336 | 8T20+10T16 | 45.22 | 80 |
| (40x130) | 21.28 | 41.6 | 13.6 | 208 | 312 | 8T20+6T16+4T14 | 43.33 | 80 |
| (40x120) | 17.80 | 38.4 | 12.8 | 192 | 288 | 8T20+10T14 | 40.51 | 80 |
| (30x110) | 13.62 | 26.4 | 11.2 | 132 | 198 | 8T16+8T14 | 28.39 | 64 |
| (30x100) | 9.05 | 24 | 10.4 | 120 | 180 | 8T16+6T14 | 25.31 | 64 |
| (30x90) | 5.23 | 21.6 | 9.6 | 108 | 162 | 4T16+10T14 | 23.43 | 64 |

Tableau VI.9 : Tableau récapitulatif de ferrailage des poteaux de bloc A.

| Section | $A^{cal}(cm^2)$ | $A^{min}(cm^2)$ | | $A^{max} RPA(cm^2)$ | | Ferrailage | $A(cm^2)$ | Long de rec(cm) |
|---------|-----------------|-----------------|------|---------------------|------|------------|-----------|-----------------|
| | | RPA | BAEL | (ZC) | (ZR) | | | |
| (35x60) | 8.05 | 16.80 | 7.6 | 84 | 126 | 4T16+6T14 | 17.27 | 64 |
| (35x50) | 5.56 | 14 | 6.8 | 70 | 105 | 4T16+6T14 | 14.19 | 64 |
| (35x40) | 3.17 | 11.2 | 6 | 56 | 84 | 8T14 | 12.31 | 56 |

Tableau VI.10 : Tableau récapitulatif de ferrailage des poteaux de bloc B.

| Section | $A^{cal}(cm^2)$ | $A^{min}(cm^2)$ | | $A^{max} RPA(cm^2)$ | | Ferrailage | $A(cm^2)$ | Long de rec(cm) |
|---------|-----------------|-----------------|------|---------------------|------|------------|-----------|-----------------|
| | | RPA | BAEL | (ZC) | (ZR) | | | |
| (30x50) | 3.96 | 12 | 6.4 | 60 | 90 | 8T14 | 12.31 | 56 |
| (30x40) | 2.99 | 9.6 | 5.6 | 72 | 72 | 4T14+4T12 | 10.67 | 56 |
| (30x30) | 2.31 | 7.2 | 4.8 | 54 | 54 | 8T12 | 9.04 | 48 |

Tableau VI.11 : Tableau récapitulatif de ferrailage des poteaux de bloc C.

| Section | A ^{cal} (cm ²) | A ^{min} (cm ²) | | A ^{max} RPA(cm ²) | | Ferrailage | A(cm ²) | Long de rec(cm) |
|---------|-------------------------------------|-------------------------------------|------|----------------------------------------|------|------------|---------------------|-----------------|
| | | RPA | BAEL | (ZC) | (ZR) | | | |
| (40x80) | 15.02 | 25.6 | 9.6 | 128 | 192 | 14T16 | 28.13 | 64 |
| (35x70) | 12.30 | 19.6 | 8.4 | 98 | 147 | 10T16 | 20.10 | 64 |
| (30x60) | 8.85 | 14.4 | 7.2 | 72 | 108 | 10T14 | 15.39 | 56 |

Tableau VI.12 : Tableau récapitulatif de ferrailage des poteaux de bloc D.

| Section | A ^{cal} (cm ²) | A ^{min} (cm ²) | | A ^{max} RPA(cm ²) | | Ferrailage | A(cm ²) | Long de rec(cm) |
|---------|-------------------------------------|-------------------------------------|------|----------------------------------------|------|------------|---------------------|-----------------|
| | | RPA | BAEL | (ZC) | (ZR) | | | |
| (40x80) | 19.76 | 25.6 | 9.6 | 128 | 192 | 14T16 | 28.13 | 64 |
| (35x70) | 14.20 | 19.6 | 8.4 | 98 | 147 | 10T16 | 20.10 | 64 |
| (30x60) | 10.36 | 14.4 | 7.2 | 72 | 108 | 10T14 | 15.39 | 56 |

✓ **Dessin de ferrailage :**

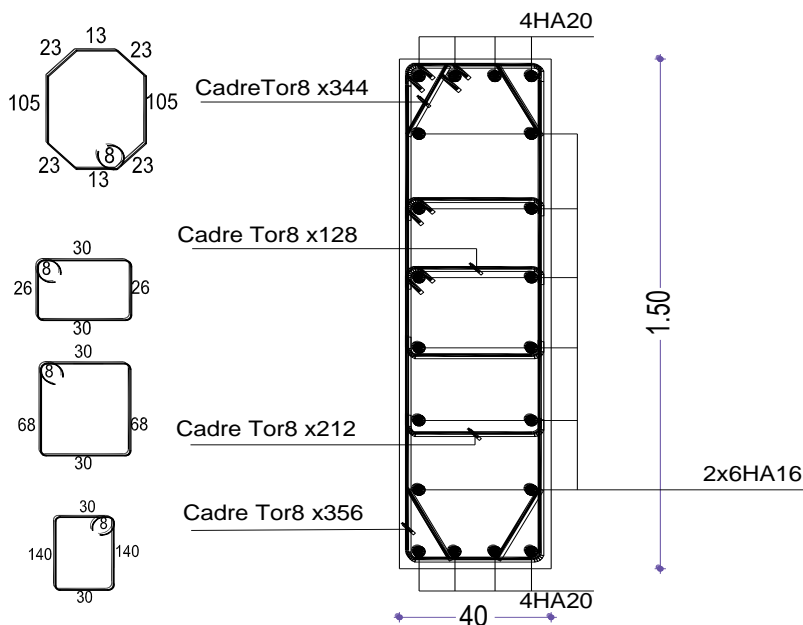


Fig VI.13 : Exemple de ferrailage d'un poteau

VII. Etude des voiles

VII.1)-Introduction :

Les voiles sont des éléments en béton armé dont la longueur est au moins (04) fois supérieure à la largeur.

Le rôle principal des voiles est de reprendre les efforts horizontaux (séisme, poussée des terres) grâce à leurs rigidités importantes.

Dans ce structure, on distingue deux types de voiles :

- Voile de contreventement et
- Voile périphérique du sous sol.

VII.2- Ferraillage des voiles de contreventement :

Selon l'article [7.7.4 du RPA 99 version 2003], le calcul des voiles se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de béton armé (DTR-B.C.-2.41 " CBA93 ") si les conditions suivantes sont satisfaites :

- Satisfaction des conditions de dimensionnement fixées par le **[RPA99 (version 2003)/7.7.1]** (voir chapitre II)
- Les voiles de contreventement sont disposées dans deux directions orthogonales.

Pour notre structure, les deux conditions précédentes sont satisfaites, par la suite on devra disposer les ferraillements suivants:

- Des aciers verticaux et
- Des aciers horizontaux. **[RPA99/2003/7.7.4]**

Les sollicitations de calcul seront déterminées sous les combinaisons d'actions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} - 1.35G + 1.5Q \\ - G \pm Q \pm E \\ - 0.8G \pm E \end{array} \right\} \text{ [RPA99/2003/V.5.2]}$$

VII.2.1- les armatures verticales :

Les voiles comme les poteaux sont sollicités suivant deux sens (voir fig .VII.1), ils seront calculés en flexion composées avec effort tranchant.[RPA99/7.7.4]

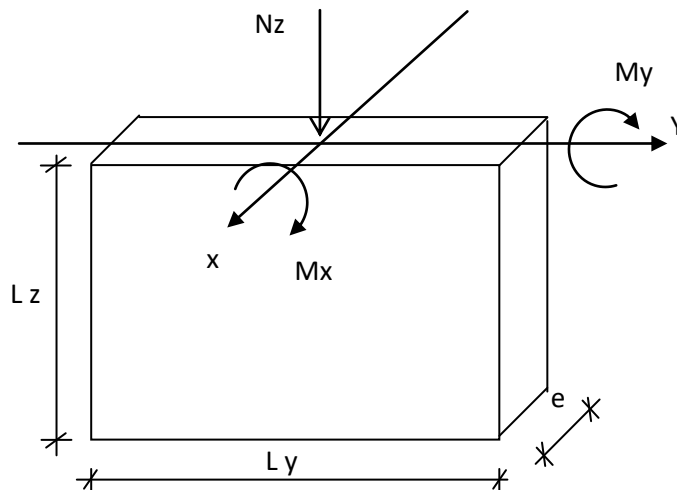


Fig.VII.1 : Les sollicitations de calcul d'un voile.

➤ **Sens x-x** :

$N_z ; M_x \Rightarrow$ section des armatures verticales à l'extrémité du voile (voir figure. VII.2)

➤ **Sens y-y** :

$N_z ; M_y \Rightarrow$ section des armatures verticales parallèle au parement du voile (Voir figure. VII.2).

Condition du RPA99 (version 2003)/7.7.4.1 :

- Les armatures minimales :
- ✓ A chacune des extrémités du voile $\rightarrow A_V \geq 4HA10$.
- ✓ En zone courante (section des aciers verticaux parallèle aux parements du voile) :
 - $A_1 = [(L - 2a) \times e] \times 0.10\%$.
 - $A_2 = (L \times e \times 0.15\%) - 2 A_V$.
 - $A'_V = \max (A_1; A_2)$.
- ✓ Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être en totalité pris par les armatures, le pourcentage minimum de l'armature verticale sur toute la zone tendue est de 0.20% de la section.
- ✓ Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

- Espacement des barres verticales :
- ✓ $S = \min (1.5e ; 30\text{cm}) \rightarrow$ en zone courante.
- ✓ A chaque extrémité du voile (l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{L}{10}$ de la largeur du voile (figure VII-2). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm).
- ✓ Le diamètre des barres verticales du voile : $\Phi \leq \frac{L}{10} e$.

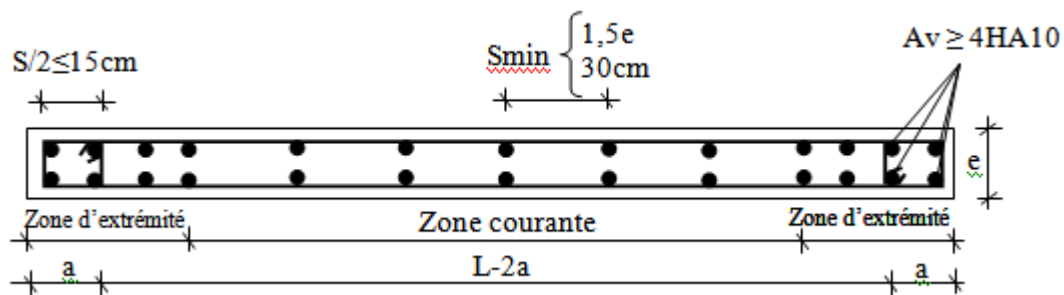


Fig.VII. 1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

VII.2.2- Les Armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont des armatures de répartition avec :

- Calcul des armatures horizontales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times k}{0.9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Avec $k=1$; $\gamma_s=1$.

➤ Disposition des armatures : [RPA99/2003/7.7.4.2]

- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à 90° au niveau de la partie supérieure, toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur

De10 Φ Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

- Les deux nappes d'armatures doivent être liées avec au moins 4 épingles au mètre carré, dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - pour les barres situées les zones où le changement du signe des efforts sous l'action des différentes combinaisons est possible et
 - 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action des différentes combinaisons possibles de charges.

❖ **Exemple de calcul ; : (Voile d'épaisseur 25 cm)**

1- Vérification au flambement :

$$\bar{\lambda} = \max \left[50 ; \min \left(\frac{67 \cdot e_a}{h} ; 100 \right) \right]$$

$$e_a = \max (2\text{cm} ; h/250) = 2\text{cm}.$$

$$\bar{\lambda} = \max \left[50 ; \min \left(\frac{67 \cdot 2}{100} ; 100 \right) \right]$$

$$\bar{\lambda} = 50$$

$$\lambda = L_f \frac{\sqrt{12}}{a}$$

$$L_f = 0.7 \times 399 = 279.3\text{cm}.$$

$$\lambda = 279.3 \times \frac{\sqrt{12}}{25} = 38.70$$

$\lambda = 38.70 < \bar{\lambda} = 50 \Rightarrow$ le calcul se fera à la flexion composée.

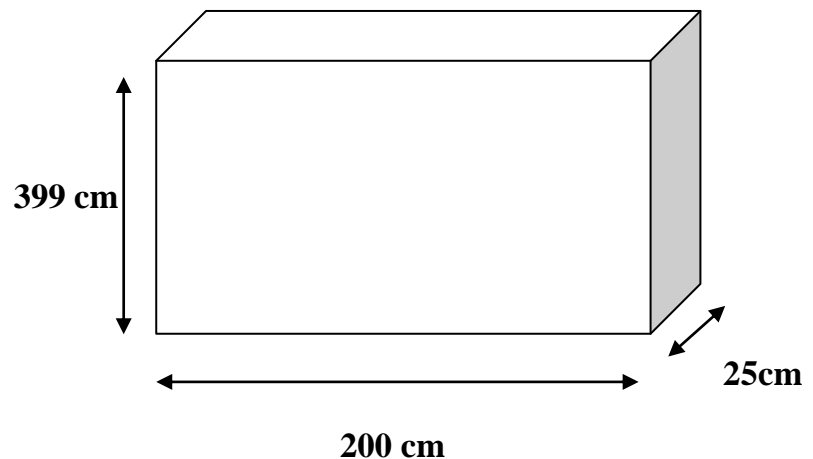


Fig. VII.3 : Les sollicitations de calcul d'un voile.

Les sollicitations de calcul :

➤ Sens x-x :

$$\begin{cases} N_z = 2373.51 \text{ KN.} \\ M_x = 11.64 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La section de calcul est de dimensions (b x h)

-calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{11.64}{2373.51} \times 100 = 0.49 \text{ cm} \leq \frac{h}{2} - c = 50 - 10 = 40 \text{ cm}$$

→ L'effort normal de compression N' se trouve à l'intérieur de la section.

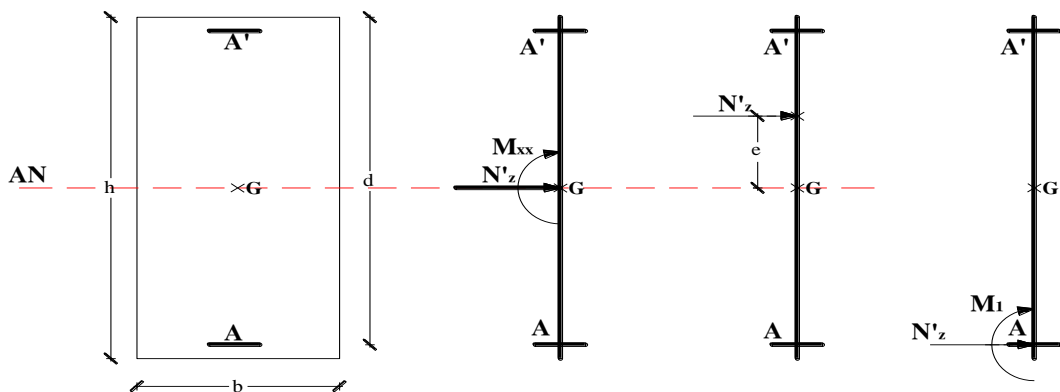


Fig.VII.4 :Position du point d'application de l'effort normal de compression (N')

✓ Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{(I)} \leq \underbrace{N' \times (d - c_1) - M_1}_{(II)}$$

✓ Moment par rapport aux armatures les moins comprimées:

$$M_1 = N \left(e + \frac{h}{2} - c \right) = 2373.51 \left(0.49 + \frac{100}{2} - 10 \right) \times 10^{-2}$$

$$\Rightarrow M_1 = 961.044 \text{ KN.m}$$

$$(I) = (0,337 \times 100 - 0,81 \times 10) \times 14,78 \times 25 \times 100 = 945920 \text{ N.m} = 945.920 \text{ KN.m}$$

$$(II) = 2373.51 \times (0.9 - 0.1) - 961.044 = 937.76 \text{ KN.m}$$

(I) = 945.92 KN.m > (II) = 937.76 KN.M ⇒ la section est partiellement comprimée

Calcul des armatures en flexion simple :

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{961044}{14,78 \times 25 \times 90^2} = 0,321$$

$$\mu_L = 0,8\alpha_l(1 - 0,4\alpha_l)$$

$$1000\varepsilon_l = \frac{f_e}{200\gamma_s} = 2$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_l} = 0,636$$

$$\mu_L = 0,8\alpha_l(1 - 0,4\alpha_l) \Rightarrow \mu_l = 0,379$$

$$\mu = 0,321 < \mu_L = 0,379 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,502$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,799$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{961044}{400 \times 0,799 \times 90} = 33,41 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 32,23 - \frac{2373510}{100 \cdot 400} = -25,93 < 0 \Rightarrow A_{FC} = 0$$

- Armature minimale :

$$A_{\min} = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 25 \times 100 = 3,75 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{\min}) = 3,75 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Choix :

$$5T10/m_L \rightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2 / m_L.$$

➤ Sens y-y :

$$\left\{ \begin{array}{l} N = 2373.51 \text{ KN} \\ M_y = 2.84 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

2- calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{2.84}{2373.51} \times 100 = 0.12 \text{ cm} \leq \frac{h}{2} - c = 10 \text{ cm} .$$

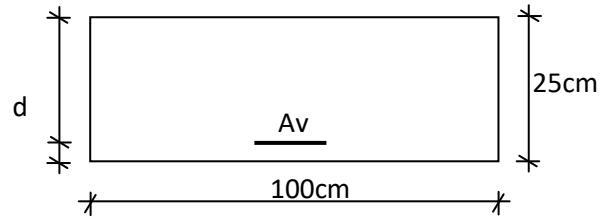


Fig. VII.5: Section de calcul

⇒ L'effort normal de compression N' se trouve à l'intérieur de la section.

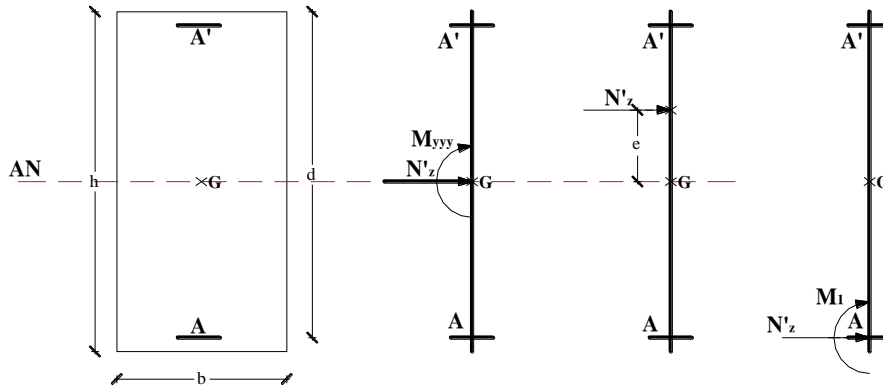


Fig.VII.6 : Position du point d'application de l'effort normal de compression (N')

Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{(I)} \stackrel{?}{\leq} \underbrace{N'_z \times (d - c_1) - M'_1}_{(II)}$$

✓ **Moment par rapport aux armatures les moins comprimées:**

$$M'_1 = M_{yy} + N'_z \left(d - \frac{h}{2} \right) = 2.84 + 2373.51 \times \left(0.225 - \frac{0.25}{2} \right)$$

$$\Rightarrow M'_1 = 240.191 \text{ KN.m}$$

$$(I) = (0,337 \times 25 - 0,81 \times 2.5) \times 14,78 \times 100 \times 25 = 236480 \text{ N.m} = 236.480 \text{ KN.m}$$

$$(II) = 2373.51 \times (0,225 - 0,025) - 240.191 = 234.511 \text{ KN.m}$$

$(I) = 236.480 \text{ KN.m} > (II) = 234.511 \text{ KN.m} \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée

Le calcul se ramène en flexion simple avec moment fictif M_1 .

✓ **Calcul des armatures en flexion simple :**

✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

3- Vérification de l'existence de A' :

$$\mu = \frac{M_y}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{240191}{14.78 \times 100 \times (22.5)^2} = 0.321$$

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

$$1000\varepsilon_l = \frac{f_e}{200\gamma_s} = 2$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000\varepsilon_l} = 0.636$$

$$\mu_L = 0.8\alpha_l(1 - 0.4\alpha_l) \Rightarrow \mu_l = 0.379$$

$$\mu = 0.321 < \mu_L = 0.379 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.00} = 400 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.502$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.799$$

• **Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{240191}{400 \times 0.799 \times 22.5} = 33.39 \text{ cm}^2 / m_L$$

On revient à la sollicitation réelle :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 33.39 - \frac{2373.51}{100 \times 400} = -25.94 \text{ cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2 / m_L$$

• **Armature minimale :**

$$A_{\min} = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 25 \times 100 = 3.75 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 3.75 \text{ cm}^2 / m_L$$

• **Choix :**

$$5T10/m_L \rightarrow A = 3.93 \text{ cm}^2 / m_L$$

Espacement minimal des barres verticales : S

En zone courante :

- $S = \min (1.5x_e ; 30\text{cm})$
- $S \leq \min (1.5 \times 25 ; 30\text{cm}) = 30\text{cm}$, alors l'espacement se prend en fonction du nombre de barre à condition que : $S \leq 30\text{cm}$.

Donc, on adoptera un espacement : $S = 30\text{cm}$.

$$S' = 30/2 = 15\text{cm}$$

Choix des armatures

- Afin de vérifier l'espacement minimum imposé par le RPA99 (version 2003) on choisira 4T10 à chaque extrémité de la section verticale du voile
- T10 espacé de 30 cm à chaque nappe pour les armatures parallèle aux parements du voile

Les armatures horizontales :

$$\frac{At}{b_0 \times S} \geq \frac{\tau_u - (0.3 \times f_{c28} \times k)}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}} \dots\dots\dots (\text{Pas de reprise de bétonnage}).$$

$$\frac{At}{b_0 \times S} \geq \frac{\tau_u}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow At \geq \frac{\tau_u}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}} \times b_0 \times S$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \cdot T_u}{b \cdot d} = \frac{1.4 \cdot 10.88 \cdot 10^3}{25 \cdot 22.5 \cdot 100} = 0.26\text{MPa}$$

$$\Rightarrow At \geq \frac{0.26}{0.9 \times \frac{400}{1}} \times 25 \times 30 = 0.55\text{cm}^2$$

Pour vérifier les conditions d'espacement pour les armatures horizontales, on adopte le ferrailage minimum suivant :

T10 espacés de 20 cm à chaque nappe pour les armatures parallèle aux parements du voile

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5\text{MPa}\right) = 3.478\text{MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{e \times d} \quad ; \quad T = 1.4T_u$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times 10.88 \times 10^3}{25 \times 22 \times 100} = 0.28\text{MPa}.$$

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

⇒ Condition vérifiée

Remarque : Les sollicitations et le ferrailage des autres voiles sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau (VII.1) : Tableau récapitulatif des sollicitations N en (KN), M en (KN.m) et les armatures dans le sens X-X

| blocs | Types | Effort | N | M | A_{cal} (cm ² /ml) | A_{min} (cm ² /ml) | Barres choisies |
|-------|-----------|-----------|---------|--------|------------------------------------|------------------------------------|--------------------|
| | | épaisseur | | | | | |
| EetF | V.contr | Ep=25 cm | 2373.51 | 11.64 | 0 | 3.75 | T10 e=20cm |
| | V.contr | Ep=20 cm | 1123.05 | 246.98 | 0 | 3 | T10 e=20cm |
| | V.N.cent | Ep=25 cm | 4346.86 | 36.06 | 0 | 3.75 | T10 e=20cm |
| | V.N.cent | Ep=20 cm | 1207.40 | 22.36 | 0 | 3 | T10 e=20cm |
| | V.d'assen | Ep=15 cm | 1962.77 | 10.85 | 0 | 2.25 | T10 e=25cm |
| A | V.contr | Ep=20 cm | 2267.18 | 53.90 | 0 | 3 | T10 e=20cm |
| B | V.contr | Ep=20 cm | 3037.88 | 11.77 | 0 | 3 | T10 e=20cm |
| | V.contr | Ep=15 cm | 1767.38 | 6.20 | 0 | 2.25 | T10 e=25cm |
| C | V.contr | Ep=25 cm | 2848.10 | 291.14 | 0 | 3.75 | T10 e=20cm |
| | V.contr | Ep=20 cm | 892.00 | 1.00 | 0 | 3 | T10 e=20cm |
| | V.contr | Ep=15 cm | 910.00 | 2.70 | 0 | 2.25 | T10 e=25cm |
| D | V.contr | Ep=25 cm | 2793.69 | 78.85 | 0 | 3.75 | T10 e=20cm |

Tableau (VII.2) : Tableau récapitulatif des sollicitations N en (KN), M en (KN.m) et les armatures dans le sens Y-Y

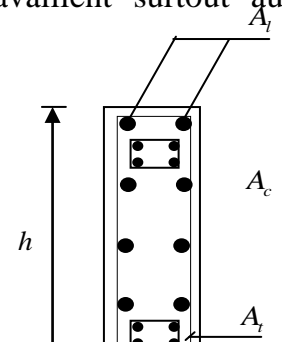
| blocs | Types | Effort | N | M | A_{cal} (cm ² /ml) | A_{min} (cm ² /ml) | Barres choisies |
|-------|-----------|-----------|---------|--------|------------------------------------|------------------------------------|--------------------|
| | | épaisseur | | | | | |
| EetF | V.contr | Ep=25 cm | 2373.51 | 2.84 | 0 | 3.75 | T10 e=20cm |
| | V.contr | Ep=20 cm | 1123.05 | 342.52 | 0 | 3 | T10 e=20cm |
| | V.N.cent | Ep=25 cm | 4346.86 | 105.99 | 0 | 3.75 | T10 e=20cm |
| | V.N.cent | Ep=20 cm | 1207.40 | 70.63 | 0 | 3 | T10 e=20cm |
| | V.d'assen | Ep=15 cm | 1962.77 | 8.56 | 0 | 2.25 | T10 e=25cm |
| A | V.contr | Ep=20 cm | 2267.18 | 17.66 | 0 | 3 | T10 e=20cm |
| B | V.contr | Ep=20 cm | 3037.88 | 6.14 | 0 | 3 | T10 e=20cm |
| | V.contr | Ep=15 cm | 1767.38 | 3.94 | 0 | 2.25 | T10 e=25cm |
| C | V.contr | Ep=25 cm | 2848.10 | 33.91 | 0 | 3.75 | T10 e=20cm |
| | V.contr | Ep=20 cm | 892.00 | 2.31 | 0 | 3 | T10 e=20cm |
| | V.contr | Ep=15 cm | 910.27 | 2.21 | 0 | 2.25 | T10 e=25cm |
| D | V.contr | Ep=25 cm | 2793.69 | 57.46 | 0 | 3.75 | T10 e=20cm |

VII.2.3.Ferraillage des linteaux :

Les linteaux sont des éléments qui constituent les voiles à ouvertures, leur rôle est de lier les Trumeaux. Cette liaison se traduit par des encastremets en leurs extrémités sur les trumeaux

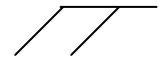
Les linteaux doivent résister aux efforts qui les sollicitent et travaillent surtout au cisaillement Engendré par les efforts horizontaux.

Premier cas :



$$\tau_b \leq 0,06 f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d}$$



Avec :

- \bar{V} : Effort tranchant max ($\bar{V} = 1,4 \cdot V_{ucal}$);
- b_0 : Epaisseur du linteau et
- h : Hauteur totale de la section brute

Fig. VII.7 : Armatures de

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M, V)

On devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion (A_l);
- Des aciers transversaux (A_t) et
- Des aciers en partie courante (aciers de peau) (A_c).

Aciers longitudinaux :

$$A_l \geq \frac{M}{z \cdot f_e}$$

Avec :

$z = h - 2 \cdot d' = 0,8 \cdot h$ où h : Hauteur totale du linteau

d : Distance d'enr

M : Moment due à l'effort tranchant

Aciers transversaux :

Premier sous cas linteaux longs ($\lambda_g = \frac{l}{h} > 1$):

$$\text{On a : } S \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot 0,8 \cdot h}{\bar{V}}$$

Avec :

S : Espacement des cadres.

Deuxième sous cas linteaux courts ($\lambda_g = \frac{l}{h} \leq 1$):

On a :

$$S \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot l}{V + A_t \cdot f_e}$$

$$V = \min(V_1; V_2)$$

$$V_1 \leq \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l}$$

$$V_2 = 2 \cdot V_{calcul}$$

Avec M_{ci} ; M_{cj} moments "résistants ultimes" des section d'about à gauche et à droite du linteau de portée l et calculés par :

$$M_c = A_t \cdot f_e \cdot z$$

Deuxième cas :

$$\tau_b > 0,06f_{c28}$$

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieurs et inférieur),

Transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimum réglementaires.

Les efforts (M , V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2 \cdot f_e \cdot \sin \alpha}$$

$$tg(\alpha) = \frac{h - 2 \cdot d'}{l}$$

Ferrailage minimal :

$$A_t; A'_t \geq 0,0015 \cdot b \cdot h$$

$$A_c \geq 0,0020 \cdot b \cdot h$$

$$A_D \geq 0,0015 \cdot b \cdot h \quad \text{si } \tau_b > 0,06f_{c28}$$

$$A_D = 0 \quad \text{si } \tau_b \leq 0,06f_{c28}$$

$$A_t \geq 0,0015 \cdot b \cdot S \quad \text{si } \tau_b \leq 0,025f_{c28}$$

$$A_t \geq 0,0025 \cdot b \cdot S \quad \text{si } \tau_b > 0,025f_{c28}$$

✓ **Exemple de calcul :**

$$\tau_b = \frac{1,4 \cdot V_u}{b \cdot d} = \frac{1,4 \cdot 88.08 \cdot 10^3}{25 \cdot 177 \cdot 100} = 0,28 \text{MPa} < \overline{\tau_b} = 0,06 \cdot f_{c28} = 1,2 \text{MPa} \Rightarrow 1^{eme} \text{ cas}$$

a) **Armatures longitudinales :**

$$A_t \geq \frac{M}{z \cdot f_e}$$

Avec :

$$z = h - 2 \cdot d' = 0,8 \cdot h = 0,8 \times 179 = 143,2 \text{ cm}$$

$$A_l \geq \frac{M}{z \cdot f_e} = \frac{1,4 \times 88080 \times 110}{2 \times 143,2 \times 400 \times 100} = 1,18 \text{ cm}^2$$

Selon RPA 99/V2003 :

$$A_{min} = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 25 \times 179 = 6,71 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix des armatures :**
4T16 \longrightarrow A = 8,04 cm²

b) **Aciers transversales :**

$$\text{Suivant RPA99/V2003 : } S \leq \frac{h}{4} = \frac{179}{4} = 44,75 \text{ cm}$$

On choisie : S = 20 cm

$$A_l > 0,0025 \cdot b \cdot S = 0,0025 \times 25 \times 20 = 1,25 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix des armatures :**

$$3\phi 8 \longrightarrow A = 1,51 \text{ cm}^2$$

c) **Armatures diagonales :**

$$\tau_b 0,28 \text{ MPa} \leq 0,06 f_{c28} = 1,2 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_d = 0$$

d) **Détermination des armatures en partie courante :**

$$A_c = 0,0020 \cdot b \cdot h = 0,0020 \times 25 \times 179 = 8,95 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix des armatures :**

$$8T12 \longrightarrow A = 9,04 \text{ cm}^2$$

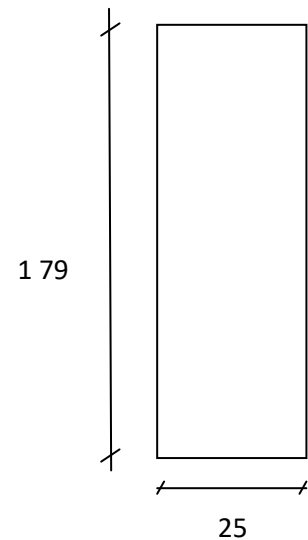
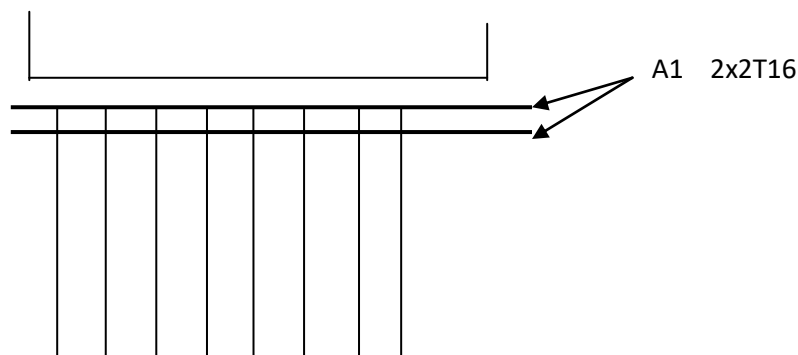


Fig. VII .8 : Dimension de linteau



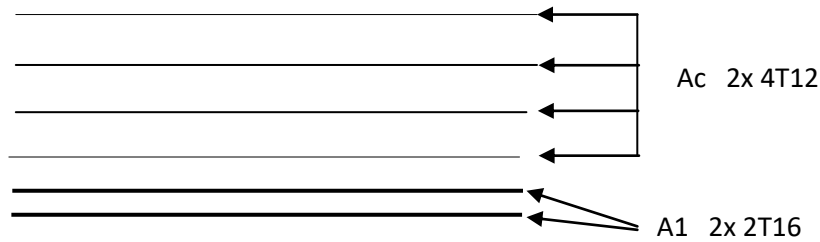


Fig. VII .9 Schéma du Ferrailage de linteau

Remarque :

Les sollicitations et le ferrailage des linteaux d'épaisseur (20, 25) cm sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau (VII.3) : Tableau récapitulatif des sollicitations T_u en (KN), M en (KN .m) et les armatures.

| Effort épaisseur | T_u | M | A_{Lcal} (cm^2/ml) | Barres choisies | A_{Ccal} (cm^2/ml) | Barres choisies |
|---------------------|--------|--------|-----------------------------|-----------------|-----------------------------|-----------------|
| E p=25 cm | 360.25 | 580.69 | 9.75 | 2x3T16 | 9.3 | 2x3T16 |
| E p=20 cm | 290.43 | 451.91 | 7.55 | 2x3T14 | 7.44 | 2x3T14 |

VII.3- Etude des voiles périphérique :

Selon le RPA99 (version 2003) **article 10.1.2**, Les ossatures au dessous du niveau de base, formées de poteaux cours doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations et le niveau de base.

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- Epaisseur $\geq 15cm$
- Les armatures sont constituées de deux nappes.

- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10% dans les deux sens (horizontal et vertical)-les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

- **Détermination des sollicitations :**

- a) **calcul de l'effort N :**

$$P_{pr} = \gamma_b \times V_b$$

$$\gamma_b = 2500 \text{ Kg/m}^3$$

$$V_b = 1 \times h \times e = 1 \times 2.55 \times 0.2 = 0.51 \text{ m}^3$$

$$P_{pr} = 2500 \times 0.51 = 1275 \text{ Kg.}$$

- Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$N = 1.35 \times 1275 = 1721.25 \text{ daN}$$

- Etat limite de service (E.L.S.) :

$$N = P_{pr} = 12.75 \text{ KN}$$

- b) **Calcul de la poussée des terres :**

$$q = K_p \cdot \gamma \cdot h$$

Avec :

K_p : Coefficient de poussée ;

K_q : Coefficient du aux surcharge ;

h : Hauteur du voile ;

γ : Masse volumique des terres et

K_p : utiliser les tables de Caquot et Kérisel

Avec : $\delta = \frac{2}{3} \varphi$; $\varphi = 35^\circ$ (δ : frottement mur /sol)

$$\gamma = 1700 \text{ Kg/m}^3$$

$$K_p = 0.247.$$

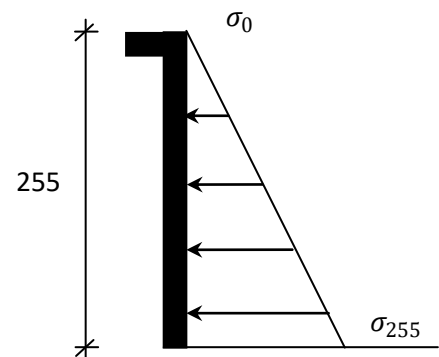


Fig.VII.10 : Contrainte du voile

- **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_0 = 0$$

$$\sigma_{205} = 0.247 \times 17 \times 2.55 = 10.71 \text{ KN} / m^2$$

On va considère le voile une dalle qui s'appuie sur 4 coté avec une charge uniformément répartie q.

$$q = \frac{10.71 + 0}{2} = 5.35 \text{ KN} / m^2$$

Combinaisons fondamentales :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$q_u = 1.35 \times 535 = 722.25 \text{ daN} / m^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\overline{q_u} = q_u \times 1.00 = 722.25 \text{ daN} / m_L.$$

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

$$q_s = 535 \text{ daN} / m^2$$

Pour une bande de 1m de largeur

$$\overline{q_{ser}} = q_{ser} \times 1.00 = 535 \text{ daN} / m_L.$$

• Calcul des sollicitations :

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$\begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u & \text{Suivant la direction } L_y \end{cases}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$\begin{cases} M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times q_{ser} \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x \\ M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} & \text{Suivant la direction } L_y \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{255}{570} = 0.45$$

$\rho = 0.45 > 0.4 \Rightarrow$ la dalle porte suivant deux sens.

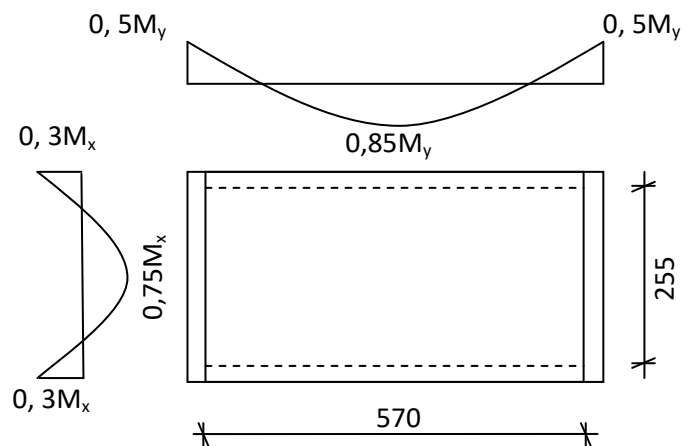


Fig. VII.11: Panneau de dalle appuie sur 4 coté

• Calcul des moments :

$$M_x = \mu_x \times q \times L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

➤ Etat limite ultime :

$$\rho = 0.45 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^u = 0.1036 \\ \mu_y^u = 0.2500 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^u = 0.1036 \times 722.25 \times 2.55^2 = 486.55 daN.m \\ M_y^u = 0.2500 \times 486.55 = 121.64 daN.m \end{cases}$$

➤ Etat limite de service:

$$\rho = 0.45 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^{ser} = 0.1063 \\ \mu_y^{ser} = 0.3234 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^{ser} = 0.1063 \times 535 \times 2.55^2 = 369.80 daN.m \\ M_y^{ser} = 0.3234 \times 369.80 = 119.59 daN.m \end{cases}$$

Tableau. VII.4 : Tableau récapitulatif des sollicitations :

| combinaison | SENS X-X | | SENS Y-Y | |
|------------------------|----------------|----------------|---------------|---------------|
| | E.L.U | E.L.S | E.L.U | E.L.S |
| M _a (daN.m) | -145.96 | -110.94 | 60.82 | 59.80 |
| M _t (daN.m) | 364.91 | 277.35 | 103.39 | 101.65 |

➤ Calcul des ferrailages :

• Enrobage :

Fissuration préjudiciable → a = 2cm

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases}$$

$$\phi_{max} \leq \frac{h_0}{10} = \frac{20}{10} = 2cm$$

En prend : $\phi = 1cm$

Donc :

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{1}{2} = 2.5cm \\ C_y = a + 1 + \frac{1}{2} = 3.5cm \end{cases}$$

$$\begin{cases} d_x = h_0 - c_x = 17.5cm \\ d_y = h_0 - c_y = 16.5cm \end{cases}$$

Le ferrailage en appui et en travée est le même en va prendre le moment maximal (moment en travée)

❖ Sens x-x :

➤ Etat limite ultime (E. L.U.) :

$$M_{tx}^u = 364.91 daN.m$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{3649.10}{11.33 \times 100 \times (17.5)^2} = 0.011$$

$$\mu = 0.011 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s = 10 > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348MPa$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.013$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,995$$

• Détermination des armatures:

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{3649.10}{348 \times 0.995 \times 17.5} = 0.60 cm^2 / m_L$$

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

Dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE400) ;

$$A_{min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 cm^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{min}) = 1,60 cm^2 / m_L$$

• Espacement maximal des armatures:

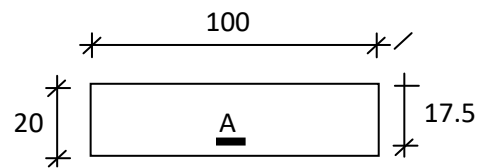


Fig. VII.12: Section de calcul en travée (x-x)

L'écartement des armatures : $\delta \leq \min (3h_d; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$

- Choix des armatures:

$$4\text{T}10/\text{ml} \longrightarrow A = 3.14\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}10 \longrightarrow e = 25\text{cm}).$$

- Etat limite de service (E. L.S.) :

$$M_{Ix}^{ser} = 277.35 \text{ daN.m}$$

$$D = \frac{15.A}{B} = \frac{15 \times 3.14}{100} = 0.47$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0.47 \times 17.5 = 16.45$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.47 + \sqrt{0.47^2 + 16.45} = 3.62 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - Y_1)^2 = \frac{100 \times 3.62^3}{3} + 15 \times 3.14 \times (17.5 - 3.62)^2 = 10655.28 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{277.35}{10655.28} = 0.26$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 = 0.26 \times 3.62 = 0.94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - Y_1) = 15 \times 0.26 \times (17.5 - 3.62) = 54.21 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min (2/3.f_e ; 150\eta) = \min (2/3.400 ; 150 \times 1.6) = 240 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6.f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_b < \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s \end{cases} \Rightarrow \text{les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues}$$

❖ Sens y-y :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_{ty}^u = 83.737 daN.m$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{1033.9}{11.33 \times 100 \times (16,5)^2} = 0,003$$

$$\mu = 0,003 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s = 10 > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0040$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0,998$$

• Détermination des armatures:

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{1033.9}{348 \times 0.998 \times 16.5} = 0,18 \text{cm}^2/m_L$$

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

Dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE400) ;

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{cm}^2/m_L$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{\min}) = 1,60 \text{cm}^2/m_L$$

• Espacement maximal des armatures:

$$L'écarterment des armatures : \delta \leq \min(3h_d; 33 \text{cm}) = 33 \text{cm}$$

• Choix des armatures:

$$4T10/m_L \longrightarrow A = 3.14 \text{cm}^2/m_L$$

$$(T10 \longrightarrow e = 25 \text{cm}).$$

➤ Etat limite de service (E. L.S.) :

$$M_{ty}^{ser} = 101.65 daN.m$$

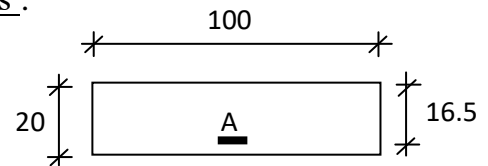


Fig. VII. 13: Section de calcul en travée (y-y)

$$D = \frac{15.A}{B} = \frac{15 \times 3,14}{100} = 0,47$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,47 \times 16,5 = 15,54$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,47 + \sqrt{0,47^2 + 15,54} = 3,50 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - Y_1)^2 = \frac{100 \times 3,50^3}{3} + 15 \times 3,14 \times (16,5 - 3,50)^2 = 9389,07 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{10165}{9389,07} = 0,108$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 = 0,108 \times 3,50 = 0,38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - Y_1) = 15 \times 0,108 \times (16,5 - 3,50) = 21,11 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min (2/3.f_{e28} ; 150\eta) = \min (2/3 \times 400 ; 150 \times 1,6) = 240 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6.f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_b < \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s \end{cases} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues}$$

Donc le ferrailage sera deux nappes, T10 espacés de 25cm pour le ferrailage vertical.

Pour le ferrailage horizontal on adopte deux nappes de T10 espacés de 25 cm.

VIII- Etude des fondations :

VIII.1. Introduction :

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol les charges provenant de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charges permanentes, les surcharges d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques.

Pour le cas des bâtiments courants, on distingue deux types de fondations qui sont :

a) Fondation superficielles :

- Semelles isolées ;
- Semelles filantes et
- Semelles générales

b) Fondation profondes :

- Semelles sur puits et
- Semelles sur pieux.

VIII.1.2. Calcul des semelles :

1) Pré dimensionnement de semelles isolée :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = \frac{N}{A \cdot B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A \cdot B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right.$$

$$A = \left(\frac{a}{b} \right) \cdot B$$

Avec : (a et b) dimensions de poteau

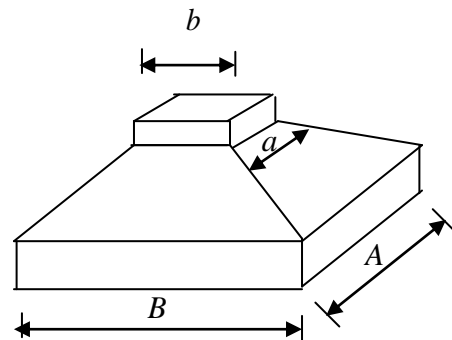


Fig. VIII .1 : Semelle isolée

Conclusion :

D'après le pré dimensionnement des semelles isolées on conclue que ces dernières se chevauchent suivant les deux directions et les semelles filantes se chevauchent aussi, pour cela le choix d'un radier général est préférable.

VIII.2. Etude du radier :

VIII.2.1) Généralité :

Le radier est considéré comme une dalle pleine renversée reposant sur des nervures, qui à leur tour reposent sur les poteaux, ils seront soumis à la réaction du sol.

Dans le calcul suivant, on choisit le panneau le plus défavorable.

Remarque :

Il sera calculé à la flexion simple sur les combinaisons d'action suivantes :

L'état limite ultime de résistance :

- Situation durable et transitoire :

$$ELU \rightarrow 1.35G + 1.5Q$$

- Situation accidentelle :

$$ACC1 \rightarrow G + Q + E$$

$$ACC2 \rightarrow G + Q - E$$

$$ACC5 \rightarrow 0.8G + E$$

$$ACC6 \rightarrow 0.8G - E$$

[RPA99(V2003)/10.1.4.1]

- L'état limite de service:

$$ELS \rightarrow G + Q$$

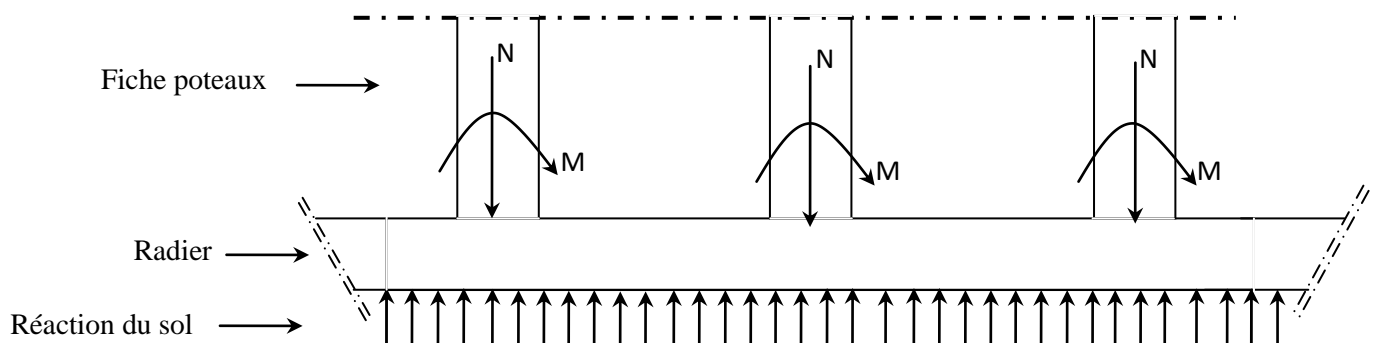
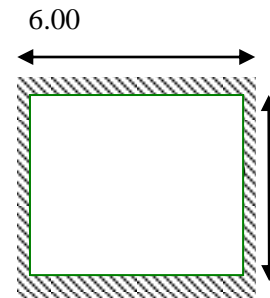


Fig. VIII. 2: Schéma du radier général

VIII.2.1. 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 apportées 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 :**

$$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5}$$

Fig. VIII. 3: *Dimensions du panneau de dalle le plus sollicité*

Avec :

L : la plus grande portée du panneau de dalle entre axes des poteaux.

$$L=6.0m \Rightarrow 0.75m \leq h \leq 1.2m$$

1) 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 :

$$L_e = 4 \sqrt{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

K : coefficient d'élasticité du sol ;

Pour un sol de densité moyenne, $K=50MN/m^3$ [HENRY THONIER] ;(Conception et

Calcul des structures de bâtiment ; tableau de page 305).

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 :

$$L=6.00m.$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi} \right)^4}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 50}{3 \times 10^4} \left(\frac{2 \times 6}{\pi} \right)^4} \Rightarrow h \geq 1.02m$$

2) Condition de non cisaillement : [BAEL91/A5.2,2]

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = 0.07 f_c 28 / \gamma_b = 0.93 \text{ Mpa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{T^{\max}}{b \times 0.9h} \leq \overline{\tau_u} \quad [\text{BAEL91/A5.1,1}]$$

τ_u : Contrainte tangentielle ;

$\overline{\tau_u}$: Contrainte tangentielle admissible ;

T^{\max} : Effort tranchant max.

$$T^{\max} = \max(T_x^{\max}; T_y^{\max})$$

On a $\frac{L_x}{L_y} = \frac{6}{6} = 1 \Rightarrow$ le panneau travaille suivant deux directions.

Donc :

Pour les panneaux de dalle de forme régulière.

$$T_u^x = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{3L_y} \quad T_u^y = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{2 \times L_y + L_x}$$

Calcul q_u :

La surface du radier est de :

$$S = 590.49 \text{ m}^2$$

Le poids de superstructure :

$$G = 53850.64 \text{ KN}$$

$$q'' = 1.35 \frac{G}{S} + 1.5Q$$

$$q'' = 1.35 \times \frac{53850.64}{590.49} + 1.5 \times 5 = 130.61 \text{ KN / m}^2$$

$$T_x = 261.22 \text{ KN} ; \quad T_y = 261.22 \text{ KN}.$$

$$T^{\text{max}} = 261.22 \text{ KN}.$$

$$h \geq \frac{261.22}{0.9 \times 1 \times 0.93 \times 10^3} = 0.31 \text{ m} \Rightarrow h \geq 31 \text{ cm}$$

3) Condition de non poinçonnement :

$$N_u \leq 0.045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_c 28}{\gamma_b} \dots \dots \dots (1)$$

avec :

U_c : périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier ;

h : épaisseur du radier ;

N_u : charge maximale appliquée par les poteaux sur le radier, calculée à l'E.L.U.R.

Pour notre structure,

$$N_{u \text{ max}} = 5537.95 \text{ KN}$$

Appliquée par un poteau de section rectangulaire (150x40) cm²

$$U_c = 2xa' + 2xb'$$

Avec :

$$a' = a + h ; \text{ et } b' = b + h$$

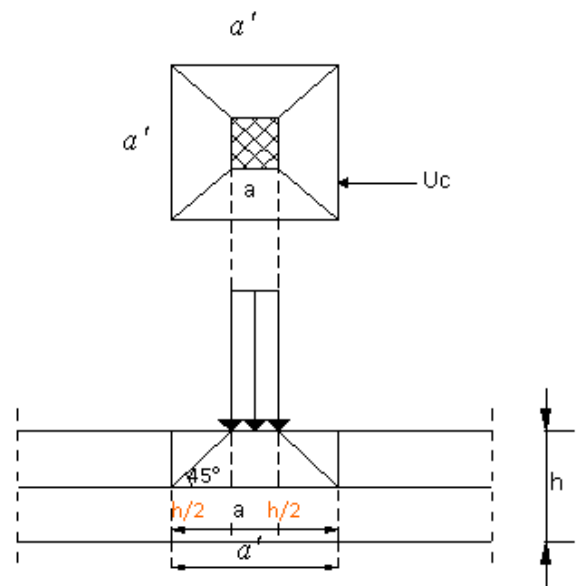


Fig. VIII.4: Dimensionnement du feuillet moyen

Donc :

$$Uc = 2[(a+b+2h)] = 380+4h$$

L'inégalité (1) devient :

$$3420h + 36 h^2 - 20259.7 \geq 0$$

$$\Rightarrow h > 0.64m$$

Remarque :

Pour satisfaire les quatre conditions, soit $h = 130\text{ cm}$

La hauteur des nervures : h_n

$$h_n \geq \frac{L}{10} = \frac{600}{10} = 60\text{ cm}$$

On prendra $h_n = 80\text{ cm}$.

❖ Epaisseur de la dalle :

$$e \geq \frac{L}{20} = \frac{600}{20} = 30\text{ cm}$$

On prendra $e = 50\text{ cm}$

Tableau VIII. 1: **Dimensions des poutres.**

| | Poutres principales | Poutres secondaires |
|---------------------|---------------------|---------------------|
| h (cm) | 130 | 130 |
| h ₀ (cm) | 50 | 50 |
| b ₀ (cm) | 50 | 50 |
| b ₁ (cm) | 40 | 40 |
| b (cm) | 130 | 130 |

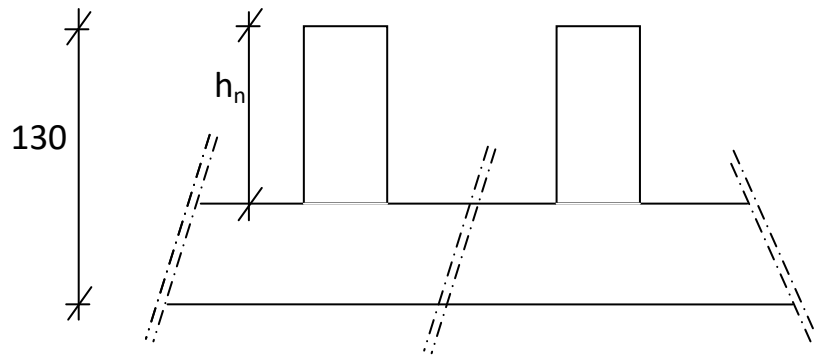


Fig. VIII. 5: *Dimension du radier.*

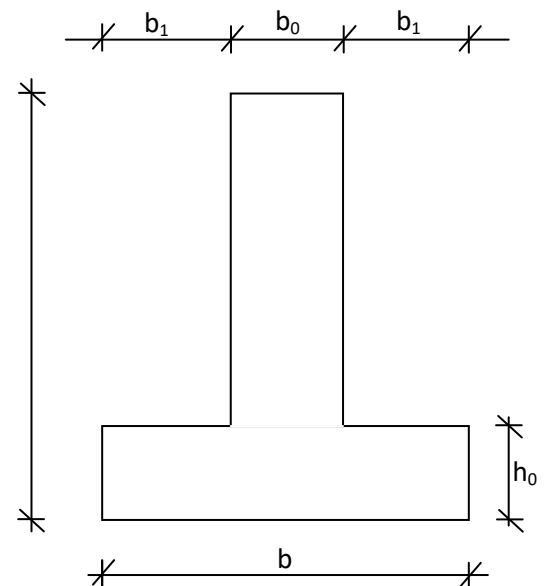


Fig. VIII. 1: *dimension de la poutre*

VIII. 2.2. Détermination des sollicitations :**a) Caractéristiques du radier :**

$$h = 130 \text{ cm} ; e = 50 \text{ cm} ; h_n = 80 \text{ cm}$$

$$\text{Surface du radier } S = 590.49 \text{ m}^2$$

$$I_{xx} = 29056.53 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 29056.53 \text{ m}^4$$

$$V_x = 12.15 \text{ m}$$

$$V_y = 12.15 \text{ m}$$

Avec :

V_x, V_y : abscisse du centre de gravité du radier et

I_{xx}, I_{yy} : inerties du radier ;

b) Calcul du poids du radier: Pr

$$\text{Poids du radier sans poutres : } P_1 = S \cdot e \cdot \gamma_b ;$$

$$\text{Poids des poutres principales : } P_p = L(h - h_0) \cdot b_0 \cdot \gamma_b ;$$

$$\text{Poids des poutres secondaires : } P_s = L'(h - h_0) b_0 \cdot \gamma_b$$

Avec :

e : épaisseur du radier sans poutres ;

γ_b : Masse volumique du béton ;

L : Somme des longueurs de toutes les poutres principales et

L' : Somme des longueurs de toutes les poutres secondaires ;

$$P_1 = 590.49 \times 0.5 \times 25 \Rightarrow P_1 = 7381.12 \text{ KN}.$$

$$P_p = 243 \times 0.8 \times 0.5 \times 25 \Rightarrow P_p = 2430 \text{ KN}.$$

$$P_s = 243 \times 0.8 \times 0.5 \times 25 \Rightarrow P_s = 2430 \text{ KN}.$$

$$\Rightarrow \text{Pr} = P_1 + P_p + P_s = 12241.12 \text{ KN}.$$

c) Surcharges d'exploitation : QR

$$Qr = 5 \times S$$

$$Qr = 5 \times 590.49 \Rightarrow Qr = 2952.45 \text{ KN}.$$

d) Combinaisons d'actions :

$$\text{D) Situations durable et transitoire : } \underbrace{(1,35G + 1,5Q)}_{N_u^1} + \underbrace{(1,35\text{Pr} + 1,5Qr)}_{N_u^2}$$

$$N_u = N_u^1 + N_u^2$$

Avec :

N_u^1 : Résultante de toutes les réactions verticales appliquées sur le radier qui sont données par le logiciel Robot Bat sous la combinaison ELUR.

$$N_u^1 = 169783.45 \text{ KN}$$

$$N_u = 169783.45 + 17188.35 \Rightarrow N_u = 186971.8 \text{ KN}.$$

$$M_x = -70.85 \text{ KN.m}$$

$$M_y = -14.52 \text{ KN.m}$$

Avec :

M_x et M_y : résultante de tous les moments par rapport au centre de gravité du radier dans la direction considérée, c'est-à-dire :

$$M_{x/G} = \sum (M_x + F_y \cdot (x_i - x_g))$$

$$M_{y/G} = \sum (M_y + F_x \cdot (y_i - y_g))$$

M_x , M_y et F_z sont donnés par le logiciel Robot Bat;

x , y : abscisses du point d'application de F_z .

II) Situation accidentelle: $[(G + Q \pm E) + (Pr + Qr)]$ et $[(0,8G \pm E) + 0,8 Pr]$

$$N_a = 146791.96 + 11458.9 \Rightarrow N_a = 158250.86 \text{ KN}.$$

$$M_x = -1653.54 \text{ KN.m}$$

$$M_y = -1824.95 \text{ kN.m}.$$

❖ Etat limite service (E.L.S.) :

$(G + Q) + (Pr + Qr)$

$$N_s = 124309.59 + 11458.9 = 135768.49 \text{ KN}.$$

$$M_x = -51.99 \text{ KN.m}$$

$$M_y = -10.56 \text{ KN.m}$$

e) Vérification des contraintes sous radier :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot v$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

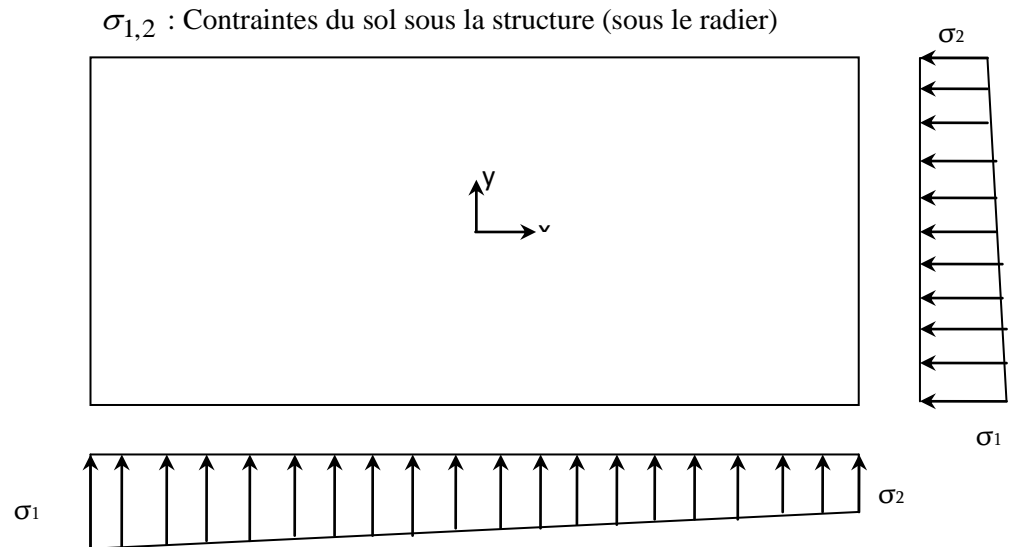


Fig. VIII. 7: *Schéma des contraintes du sol*

1) Situation durable et transitoire .

❖ Etat limite ultime (E L U) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_r} \pm \frac{M_u}{I_r} \cdot V$$

$$N_u = 186971.8KN$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 2.5bars$$

Suivant l'article de RPA99/V2003 :

$$\bar{\sigma}_{adm} = \bar{\sigma}_{sol}^u = 2 \cdot \bar{\sigma}_{sol} = 5bars$$

▪ Sens X-X :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{186971.8}{590.49} \pm \frac{-70.85}{29056.53} \cdot 12.15 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 3.16bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 3.16bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 3.16bars$$

▪ Sens Y-Y :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{186971.8}{590.49} \pm \frac{-14.52}{29056.53} \cdot 12.15 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 3.16bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 3.16bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 3.16bars$$

❖ Etat limite service (E L S) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_r} \pm \frac{M_s}{I_r} \cdot V$$

$$N_s = 135768.49KN$$

▪ Sens X-X :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{135768.49}{590.49} \pm \frac{-51.99}{29056.53} \cdot 12.15 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 2.3bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 2.3bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2.3bars$$

▪ Sens Y-Y :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{135768.49}{590.49} \pm \frac{-10.56}{29056.53} \cdot 12.15 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 2.3bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 2.3bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2.3bars$$

❖ **Situation accidentelle :**

▪ **Sens X-X :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{158250.86}{590.49} \pm \frac{-1653.54}{29056.53} \cdot 12.15 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 2.69bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 2.69bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2.69bars$$

▪ **Sens Y-Y :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{158250.86}{590.49} \pm \frac{-1824.95}{29056.53} \cdot 12.15 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 2.69bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 2.69bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2.69bars$$

f) Vérification vis-à-vis de l'effort de soulèvement :

On doit vérifier que sous pression hydrostatique le bâtiment ne soulève pas :

$$P \geq 1,5 \cdot S \cdot \gamma \cdot Z$$

Avec :

-P : Poids du bâtiment;

-S : Surface d'assise du bâtiment;

-Z : L'ancrage et

- γ : Poids volumique de l'eau ($1t/m^3$).

Pour la structure étudiée : $P = 53850.64KN = 5385.064 t$

$$1,5 \cdot S \cdot \gamma \cdot Z = 1,5 \times 590.49 \times 1 \times 3.85 = 3410.08t$$

$$P = 5385.064t > 3410.08 \rightarrow CV$$

$P > 1,5 \times S \times \gamma \times Z \Rightarrow$ la structure est stable.

VIII. 3. Ferraillage du radier :

VIII.3.1. Ferraillage de la dalle :

- Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur en flexion simple.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.

a) Détermination des efforts :

Charge pour une bande de 1m

$$q = \sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) \cdot 1m$$

Le panneau le plus sollicité : $L_x = 6m$
 $L_y = 6m$

$$\zeta = \frac{L_x}{L_y} = \frac{6}{6} = 1m \Rightarrow \text{La dalle porte suivant les deux directions.}$$

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 \rightarrow \text{Suivant la direction } l_x$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \rightarrow \text{Suivant la direction } l_y$$

❖ Etat limite ultime (E L U) :

$$q_u = \sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) \cdot 1m = 474 KN/ml$$



Fig.VIII.8: *Encrage de la structure*

❖ Etat limite de service (E L S) :

$$q_s = \sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) \cdot 1m = 345 \text{ KN/ml}$$

❖ Situation accidentelle :

$$q_{acc} = \sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) \cdot 1m = 403.5 \text{ KN/ml}$$

Tableau. VIII .2: Tableau récapitulatif des sollicitations maximales appuis et travées :

| Sens Moment | SENS X-X | | SENS Y-Y | |
|-----------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| | E.L.U | E.L.S | E.L.U | E.L.S |
| combinaison | | | | |
| M _a [KN.m] | 313.98 | 273.86 | 313.98 | 273.86 |
| M _t [KN.m] | 470.97 | 410.79 | 470.97 | 410.79 |

➤ Calcul des armatures :

✓ Enrobage :

Fissuration préjudiciable → a = 2cm

$$C_x = a + \frac{\phi}{2}$$

$$C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2}$$

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10} = \frac{50}{10} = 5cm$$

En prend : $\phi = 2cm$

Donc :

$$C_x = a + \frac{2}{2} = 3cm$$

$$C_y = a + 2 + \frac{2}{2} = 5cm$$

$$d_x = h_0 - c_x = 47cm$$

$$d_y = h_0 - c_y = 45cm$$

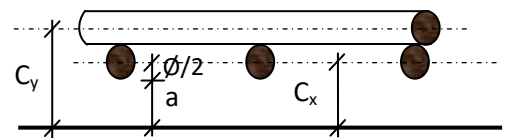


Fig.VIII.9: *Enrobage*

✓ **Sections de calcul :**

a) **Sens xx**

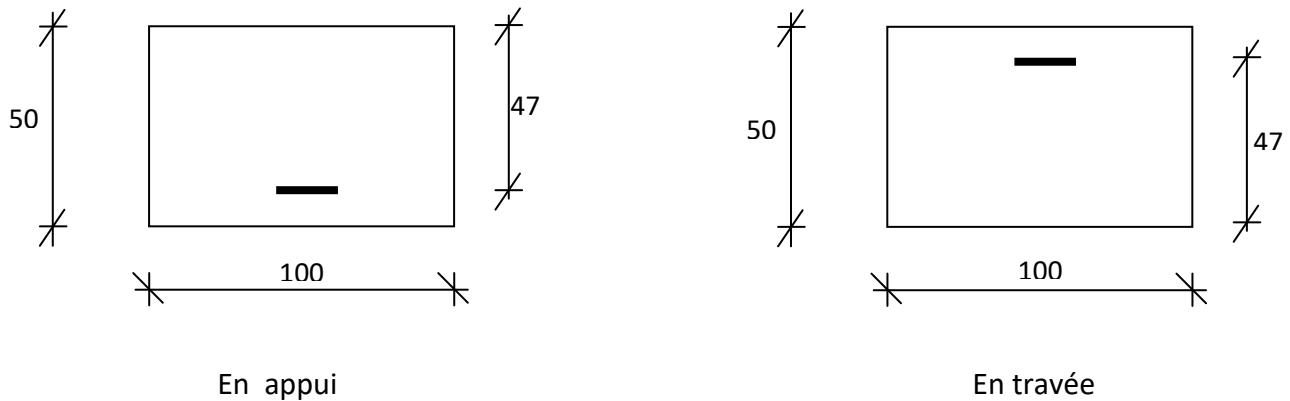


Fig.VIII. 10:Section de calcul dans le sens xx.

Sens yy :

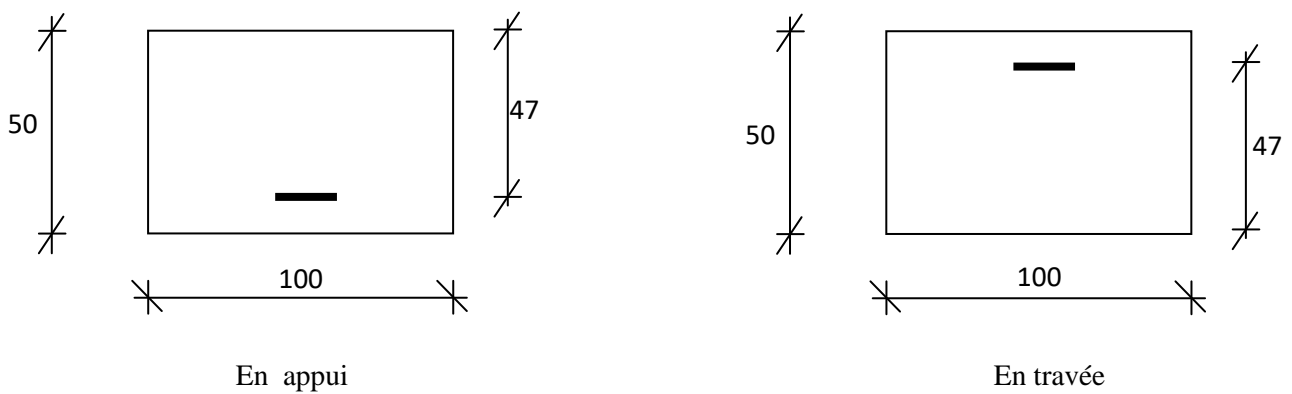


Fig.VIII. 11 : Section de calcul dans le sens yy.

a) **Sens x-x et y-y :**

▪ **En travée :**

❖ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_u = 470.97 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{470970}{11,33 \times 100 \times 47^2} = 0,188$$

$$\mu = 0,188 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \neq \text{ et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 0.262 \quad \beta = 0.895$$

$$A = \frac{470970}{348 \times 0,895 \times 47} = 32.17 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = 32.17 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 47 \times \frac{1,8}{400} = 4.86 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\min} = 4.86 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \max(32.17; 4.86) \Rightarrow A = 32.17 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

✓ **Choix des armatures:**

$$11\text{T}20/\text{ml} \longrightarrow A = 34.54 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$(\text{T}20 \longrightarrow e = 09 \text{ cm}).$$

❖ **Etat limite service (E.L.S.):**

$$M_{\text{ser}} = 410.79 \text{ KN.m}$$

$$D = 15 \times A/b = 15 \times 34.54/100 = 5.18 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 5.18 \times 47 = 487.01 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{E + D^2} = -5.18 + \sqrt{487.01 + 5.18^2} = 17.48 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \cdot (17.48)^3}{3} + 15 \cdot 34.54 \cdot (47 - 17.48)^2 = 629522.12 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{410790}{629522.12} = 0.65$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 0.65 \times 17.48 = 11.40 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 \times 20 = 12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 K \times (d - y_1) = 15 \times 0.65 \times (47 - 17.48) = 287.82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 287.82 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l' ELU ne convient pas et} \\ \text{doivent être recalculé à l'ELS}$$

➤ **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{410790}{240 \cdot 100 \cdot (47)^2} = 0,0077$$

$$\mu_1 = 0,00774 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,867 \\ k_1 = 22,59 \end{cases}$$

➤ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma_s}}{k_1} = \frac{240}{22,59} = 10,62 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 12 \text{ MPa} \Rightarrow A' \neq \emptyset$$

$$A_s = \frac{M_s}{\overline{\sigma_s} \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{410790}{240 \cdot 0,867 \cdot 47} = 42 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des armatures:

$$9\text{T}25/\text{ml} \quad \longrightarrow \quad A = 44,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}25 \quad \longrightarrow \quad e = 11 \text{ cm}).$$

▪ En appuis :

❖ Etat limite ultime (E L U) :

$$M_{ax}^u = 313,98 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{313980}{11,33 \times 100 \times (47)^2} = 0,125$$

$$\mu = 0,125 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \neq \emptyset \text{ et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,168$$

$$\beta = 0,932$$

$$A = \frac{313980}{348 \times 0,932 \times 47} = 20,60 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des armatures:

$$7\text{T}20/\text{ml} \quad \longrightarrow \quad A = 21,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}20 \quad \longrightarrow \quad e = 14 \text{ cm}).$$

❖ Etat limite de service (E L S) :

$$M_{ax}^s = -273,86 \text{ KN.m}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \begin{cases} \overline{\sigma_b} = 0,6 \cdot f_{c28} = 12 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma_s} = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e; 150\eta\right) = 240 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \cdot 21,98}{100} = 3,30 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30 \cdot A \cdot d}{b} = \frac{30 \cdot 21.98 \cdot 47}{100} = 309.81 \text{cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -3.30 + \sqrt{(3.30)^2 + 309.81} = 14.60 \text{cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \cdot (14.60)^3}{3} + 15 \cdot 21.98 \cdot (47 - 14.60)^2 = 449843.74 \text{cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{273860}{449843.74} = 0,60$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0,60 \cdot 14.6 = 8.76 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \cdot 0,60(47 - 14.60) = 291.60 \text{MPa}$$

-Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma_b} = 12 \text{MPa} \\ \sigma_s > \overline{\sigma_s} = 240 \text{MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU ne convient pas et} \\ \text{Doivent être recalculé à l'ELS}$$

➤ **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{273860}{240 \cdot 100 \cdot (47)^2} = 0,0052$$

$$\mu_1 = 0,0052 \xrightarrow{\text{tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,886 \\ k_1 = 28.86 \end{array} \right.$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma_s}}{k_1} = \frac{240}{28.86} = 8.31 \text{MPa} < \overline{\sigma_b} = 12 \text{MPa} \Rightarrow A' \neq \emptyset$$

$$A_s = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{273860}{240 \cdot 0,886 \cdot 47} = 27.85 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

-Choix des armatures:

$$9\text{T}20/\text{ml} \longrightarrow A = 28.26 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

$$(\text{T}20 \longrightarrow e = 11 \text{cm}).$$

VIII. 4. Ferrailage des poutres :**Charge équivalente :**

Pour faciliter le calcul des poutres, on remplace les charges triangulaires et trapézoïdales par des charges équivalentes uniformes (par unité de longueur). Ces dernières sont obtenues en égalisant les sollicitations maximales (M,T) provoquées par le chargement réel et celle données par une charge désignée par (q équivalente)

❖ Accidentelle :**Poutres principales :**

$$q_1 = \left[\bar{q}_1 \frac{Ly + (Ly - Lx)}{2} \right] \frac{2}{ly}$$

$$q_1 = \left[269x \frac{6 + (6 - 6)}{2} \right] \frac{2}{6}$$

$$q_1 = 269\text{KN}$$

Poutres secondaires :

$$q_1 = \left[\bar{q}_1 \frac{Lx}{2} \right] \frac{2}{lx}$$

$$q_1 = \left[269x \frac{6}{2} \right] \frac{2}{6}$$

$$q_1 = 269\text{KN}$$

❖ Etat limite ultime (E L U) :**Poutres principales :**

$$q_1 = 316\text{KN}$$

Poutres secondaires :

$$q_1 = 316\text{KN}$$

❖ Etat limite ultime (E L S) :**Poutres principales :**

$$q_1 = 230\text{KN}$$

Poutres secondaires :

$$q_1 = 230\text{KN}$$

1/ Poutres principales :

Avec :

\bar{q}_1 : charges provenant du radier ;

q_1 : charge équivalente ;

M_i : sollicitations réelle apportées par les poteaux (voir annexe II).

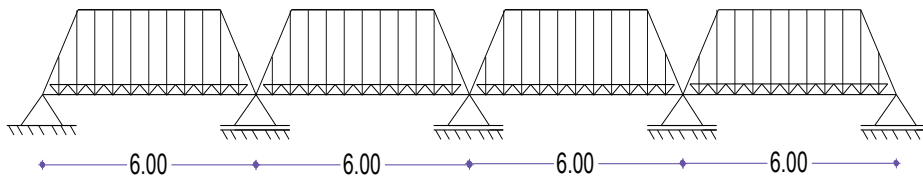


Fig. VIII.12: Distribution des charges sur les poutres principales

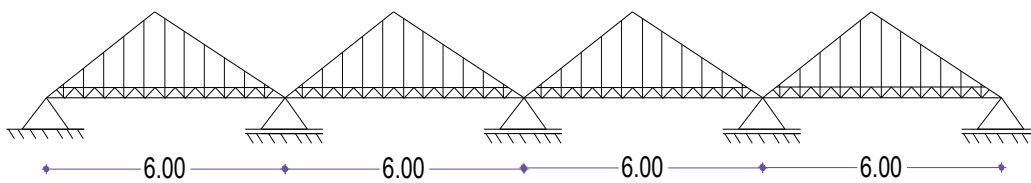
2/ Poutres secondaires :

Fig. VIII.13: Distribution des charges sur les poutres secondaires

Remarque :

Les sollicitations sont calculées par le logiciel ROBOT BAT suivant le chargement des poutres mentionnées auparavant.

Les résultats des moments sont récapitulés dans le tableau suivant.

Tableau.VIII.3:Tableau récapitulatif des sollicitations et des armatures :

| | Poutre principale | | Poutre secondaire | |
|-------------------------------|--------------------------------------|-------------------------------------|--------------------------------------|-------------------------------------|
| | travée | appui | travée | appui |
| Moment à l'ELUR (KN .m) | 877.82 | 1218.86 | 877.82 | 1218.86 |
| Moment à l'ELS (KN.m) | 638.92 | 877.14 | 638.92 | 877.14 |
| Effort tranchant (KN) | 1151.14 | | 1151.14 | |
| A calculée (cm ²) | 31.50 | 43.81 | 31.50 | 43.81 |
| Choix des armatures | 8T20+4T16 A=33.16 cm ² | 8T25+2T20 A=45.53cm ² | 8T20+4T16 A=33.16 cm ² | 8T25+2T20 A=45.53cm ² |

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{1151.14}{100 \cdot 130 \cdot 117} = 0.76MPa < 2MPa .$$

$$\overline{\tau}_u = \min(0.15 \cdot f_{c28} / 1.5; 4MPa) = 2MPa$$

$$\tau_u = 0.76MPa < \overline{\tau}_u \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

VIII.5.Etude des longrines :

D'après le RPA99/version2003 les longrines doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à : $F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$; Avec:

N: égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

Le ferrailage minimum doit être de 0,6% de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au : $\min (20\text{cm} ; 15\Phi)$.

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

- 25cm x 30cm : site de catégorie S2 et S3
- 30cm x 30cm : site de catégorie S4

Dans notre cas on a : $\left. \begin{array}{l} \text{Zone II} \\ \text{Site S3} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha = 12$

On prendra une section de (25 x 30)

$$N^u = 2521,30KN \Rightarrow F^u = \frac{2521,30}{12} = 210.11KN$$

$$N^{ser} = 1838,08KN \Rightarrow F^{ser} = \frac{1838,08}{12} = 153.17KN$$

1 / Détermination des armatures :

a) Etat limite ultime :

$$A^u = \frac{F^u}{100 \times \sigma_{10}} \quad \text{Avec: } \sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348MPa$$

$$\Rightarrow A^u = \frac{210110}{100 \times 348} = 6.04cm^2$$

b) Etat limite de service:

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e ; 110 \cdot \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 187MPa$$

$$A^{ser} = \frac{F^{ser}}{100 \times \sigma_{10}} = \frac{153170}{100 \times 187} = 8.19cm^2$$

✓ Conclusion :

$$A = \max(A^u ; A^{ser}) = \max(6.04; 8.19)$$

$$\Rightarrow A = 8.19cm^2$$

✓ Choix des armatures :

$$6T14 \longrightarrow A=9.23$$

✓ Condition de non fragilité :

$$B \leq \frac{A \cdot f_e}{f_{t28}}$$

$$\Rightarrow B = 25 \times 30 = 750 \text{ cm}^2 < \frac{9.23 \times 400}{1.8} = 2051.11 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{la section du béton est vérifiée}$$

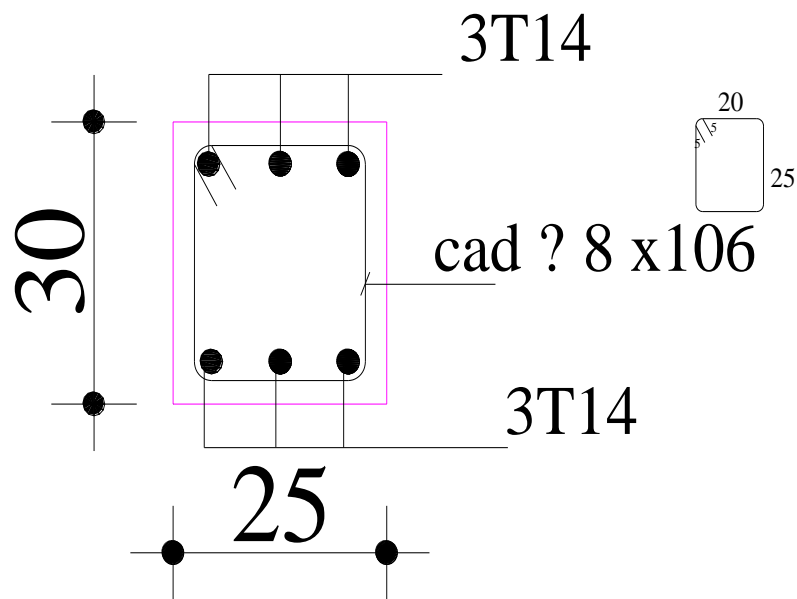
✓ Dessin de ferrailage :

Fig.VIII.14 : *Dessin de ferrailage de la longrine*

Conclusion général

Ce projet nous a permis d'un coté d'assimiler les différentes technique et logiciel de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment .

*On a utilisé le logiciel **ROBOT BAT** afin d'interpréter les résultats qui nous ont permis d'aboutir au ferrailage des différents éléments de construction .*

D'après l'étude qu'on a faite ,il convient de souligner que pour la conception parasismique , il est très importe que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conception insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcout importants .

L'étude de l'infrastructure , elle est conçue en radier général du fait de la faible portance du sol support et l'importance de la structure et cela pour bien répondre les charge transmises par la structure au sol .

Enfin ,nous espèrent que ce Modest travail sera une référence pour d'autre projet de fin d'études

Références Bibliographiques

- ✓ BAEL91 (Règles de calcul de béton armé aux états limites) 1992, Collectif, Edition EYROLLES, Paris.
- ✓ DTR B.C .2.2 (Document technique règlementaire) 1988, MELLAK Hachemi, Edition du Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique C.G.S., Alger.
- ✓ RPA99/version2003 (Règles parasismiques algériennes, D.T.R. BC 2-48), 2003, ATTARI, Edition du Centre National de la Recherche Appliquée en Génie Parasismique C.G.S., Alger. Cour Béton Armé et Dynamiques Des Structures : Master I et II.