

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed khider –Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie civil et d'Hydraulique
Référence :/2020



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية و الري
المرجع/2020

Mémoire de Master

Filière : Génie civil

Spécialité : Structure

Thème

**Dimensionnement et Modélisation d'un bâtiment à usage
D'habitation (R+9) à contreventement mixte implanté à Blida**

Nom et Prénom de l'étudiant :

KHINECHE SAMAH

Encadreur : Dr. ATTACHE SALIMA

Année universitaire : 2019 - 2020

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMERCIEMENT

Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que je remercie me encadreur **MDM.ATTACHE SALIMA***

M pour leurs soutiens, leurs conseils judicieux et leurs grandes bienveillances durant l'élaboration de ce projet.

Je remercie également mes enseignants qui m'ont accompagné durant mon parcours universitaire.

Mes profonds remerciements vont aussi à tous les membres de jury qui ont accepté de lire ce modeste travail.

*Je remercie chaleureusement mes collègues **Asma .Hach et ABD Rahim .GH***

Qu'ils sont à mes coté lors la réalisation de ce travail.

*Je remercie ma belle-sœur **Malika** pour ses efforts et son aide pour terminer ce travail.*

.

DEDICASE

Je dédie ce mémoire :

*Aux deux personnes les plus chères au monde **Mon cher père et Ma chère mère** Que Dieu me les gardées, ainsi que je dédie ce travail à ma tante **Houria** qui était toujours A mes côtés, priant Dieu d'avoir pitié d'elle et lui habiter dans son vaste paradis.*

*Ainsi que mes frères (**Mohamed ; Hicham ; Abdelaziz ; Khaled ; Abdelghani ;amine ;Abderrahmane ;Zinedine ;Abdeslam**) et mes*

*Sœurs (**Aya ; Imane ; Siham ; Khadija ; Nadia ; Abir ;Nour yakine***

*) et ma tante **soussou** et mes oncles surtout **Ismail a les enfants de ma***

*famille(**Wejdene ;Arwa ;Takwa ;rayhana ;maria ;noursine ;Assil***

***baraa**) à mes cousins et mes cousines qu'estime profondément.*

*A mes amis (**kholoud ; houda ; Asma ; Ilhem ; hizia**) .*

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage habitation (R+9), implanté à la wilaya de **BLIDA**. Cette région est classée en zone de forte sismicité III selon le RPA99 version 2003. Cette étude contient la description générale du projet avec une présentation des caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure, la descente des charges et le calcul des éléments principaux et secondaires (poteaux, poutres, voiles, escaliers, balcon, et plancher.....), en utilisant les règlements de calculs et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99). L'étude dynamique de la structure est réalisée en utilisant le logiciel ROBOT2014, afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique), et on termine le travail avec étude de l'infrastructure et une conclusion générale.

الملخص:

بصدد إعداد مذكرة التخرج, قمنا بدراسة مفصلة لبنائية موجهة للاستخدام السكني, متكونة من طابق ارضي +تسعة طوابق و التي ستنشأ في ولاية البلدية المصنفة ضمن المناطق النشطة زلزاليا حسب النظام الجزائري **RPA99.V2003**. تحتوي هذه الدراسة على وصف عام للمشروع مع عرض لخصائص المواد ثم الابعاد المسبقة للهيكل ونزول الاحمال وحساب العناصر الرئيسية والثانوية (اعمدة وعوارض وجدران وسلالم وشرفة وارضية....) باستخدام قواعد الحسابات والتحقق من الخرسانة المسلحة **RBA99V2003 و B.A.E.L91 معد99** ويتم اجراء الدراسة الديناميكية للهيكل باستخدام برنامج **ROBOT2014** وذلك لتحديد الضغوط المختلفة بسبب الاحمال (الاحمال الدائمة والحمل التشغيلي والزلالي) ويتم الانتهاء من العمل بدراسة البنية التحتية وخاتمة عامة.

Sommaire

Résumé.....	I
المخلص.....	II
Les listes des figures.....	III
Les listes des tableaux.....	VI
Introduction Générale	1

Chapitre I : Présentation du projet et caractéristique des matériaux

I.1. Présentation du projet	03
I .2. Description de l'ouvrage	03
I .3. Données de base.....	03
I .4. Hypothèses de calcul.....	06
I .5. Caractéristiques des matériaux.....	06

Chapitre II : Pré-dimensionnement et décentes des charges

II-1. Pré-dimensionnement des éléments résistants	
II-1.1. Introduction.....	12
II-1.2. Les poutres	12
II-1.3. Les poteaux	13
II-1.4. Les Planchers à corps creux.....	14
II-1.5. Les voiles	15
II-1.6. Les balcons.....	17
II-1.7. L'escalier.....	17
II-1.8. L'acrotère.....	18
II-2. Descente des charges	
II.2.1. Introduction.....	21
II.2.2. Rôle de Descente de charges.....	21
II.2.3. Descente des charges.....	21
II.2.3.1. Charge Permanente.....	21
II.2.3.2. Charges d'exploitations.....	23
II.2.4. Descente des charges sur les poteaux.....	25

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III-1. L'acrotère.....	35
III-2. Les balcons.....	42
III-3. L'escalier	54
III-4. Etude des planchers	70

Chapitre IV : Etude dynamique

IV-1. Introduction.....	92
IV-2.Objectifs de l'étude dynamique.....	92
IV-3. Choix de la Méthode de calcul.....	92
IV-4. Classification de l'ouvrage.....	93
IV-5.Classification de sol.....	93
IV-6.Méthode dynamique nodale.....	94
IV-7.Analyse de la structure.....	96
IV-8.Distrubtion de l'effort tranchant.....	100
IV-9.Calcul la force sismique totale.....	103
IV-10. Vérification des déplacements.....	109
IV-11. Vérification VIS-A-VIS De L'effet P- Δ	110
IV-12. Vérification au renversement	112
IV-.13 Caractéristique géométrique et massique de la structure.....	113
IV.14. Conclusion.....	116

Chapitre V : Ferrailage les éléments porteurs

V-1. Les poteaux.....	118
V-2.Les poutres.....	132
V-3.Les voiles.....	141

Chapitre VI : Ferrailage de l'infra structure

VI.1.Introduction.....	148
VI.2.Déférents type des fondations.....	148
VI-3.Présentation de rapport de sol.....	148
VI-4.Etude de radier.....	160
VI-5.Etude débord de radier.....	150
VI-6.Etude de nervure.....	163
VI.7.Etude de longrine.....	171

Conclusion172

Références et Bibliographies.....173

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : Présentation du projet et caractéristique des matériaux

I.1. Diagramme déformation contrainte du béton	8
I.2. Diagramme déformation contrainte c'acier	9

CHAPITRE II : Pré dimensionnement et décentes des charges

II.1. Pré dimensionnement des éléments

II.1.1. Schéma des poteaux	13
II.1.2. Schéma des poutrelles	14
II.1.3. Schéma des poutrelles	15
II.1.4. coupe de voile en élévation	16
II.1.5. Schéma d'escalier	17
II.1.6. Schéma d'escalier	18
II.1.7. Schéma de l'acrotère	19

II.2. Décentes des charges

II.2.1. Schéma d'un plancher terrasse	21
II.2.2. Schéma d'un plancher étage courante	22

CHAPITRE III : Elément secondaires

III.1. L'acrotère

III.1.1. Schéma statique de l'acrotère	35
III.1.2. Schéma statique	36
III.1.3. Présentation du ferrailage de l'acrotère	40

III.2. Les Balcons

III.2.1. Schéma statique de balcon terrasse	42
III.2.2. Diagramme des forces	43
III.2.3. Ferrailage de la console	47
III.2.4. Diagramme des forces des Balcon étage courant	48
III.2.5. Ferrailage de la console	52

III.3. L'escalier

III.3.1. Schéma d'escalier	54
III.3.2. Schéma statique d'escalier	55
III.3.3. Schéma de C.D.G. de la section homogène	58
III.3.4. Présentation du ferrailage d'escalier	52
III.3.5. Schéma statique de la poutre palier	52
III.3.7. Présentation du ferrailage de la poutre palier	68

III.4. Etude des Planchers

III.4 .1. Présentation du ferrailage	89
III.4 .2. Présentation du ferrailage de la dalle mince	90

CHAPITRE IV: Etude dynamique

IV.1. Premier variante des voiles	97
IV.2. Premier mode de vibration	99
IV .3. Deuxième mode de vibration	100
IV .4. Troisième mode de vibration	100
IV .5. Distribution horizontale des forces en sens X	102
IV .6. Distribution horizontale des forces en sens Y	102

CHAPITRE V: Ferrailage des éléments porteurs

V.1. Les poteaux

V.1.1. Présentation du ferrailage de poteau	130
---	-----

V.2. Les poutres

V.2.1. Présentation du ferrailage des poutres	139
---	-----

V.3. Les voiles

V.3.1. Présentation du ferrailage des voiles	146
--	-----

CHAPITRE VI: Etude de l'infrastructure

VI. Les fondations

VI.1. Présentation du ferrailage du radier	161
--	-----

VI.2. schéma isostatique et sollicitations de les débords	162
---	-----

Sens Y-Y

VI.2. Schéma statique des moments max dans la nervure en appuis et travée à L'ELS	164
---	-----

VI.3. Schéma statique des moments max dans la nervure en appuis et travée à L'ELU	164
---	-----

VI.4. Diagramme des efforts tranchant	164
---------------------------------------	-----

Sens X-X

VI.5. Schéma statique des moments max dans la nervure en appuis et travée à L'ELS	165
---	-----

VI.6. Schéma statique des moments max dans la nervure en appuis et travée à L'ELU	165
---	-----

VI.7. Diagramme des efforts tranchant	165
---------------------------------------	-----

VI.8. Ferrailage de la poutre sens X-X	170
VI.9. Ferrailage de la poutre sens Y-Y	170
VI.10. Ferrailage de longrine	172

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE II : Pré dimensionnement et décentes des charges

II.2. Décentes des charges

II.2.1. Charge permanente planchers terrasse	22
II.2.2. Charge permanente planchers étages courante	22
II.2.3. Charge exploitation	23
II.2.4. Murs extérieure	23
II.2.5. Charge permanente des balcons étage courante	24
II.2.6. Charge permanente des balcons terrasse	24
II.2.7. Charge permanente de Paillasse	25
II.2.8. Charge permanente de Palier de repos	25

CHAPITRE III : Elément secondaires

III.4. Etude de Plancher

III.4.4.2. Tableau récapitulatif de ferrailage	87
--	----

CHAPITRE IV: Etude dynamique

IV.1. Classification des sites	94
IV .2. Valeurs des pénalités	96
IV.4. Périodes et factures da participation massique modale (1 ^{ere} variante)	97
IV.5. Périodes et factures da participation massique modale (2 ^{ere} variante)	98
IV.6. Distribution l'effort tranchant (sens-x) au niveau de chaque étage	103
IV.7. Distribution l'effort tranchant (sens-y) au niveau de chaque étage	103
IV.8. Les 'efforts réduits sur les poteaux et les voiles	104

IV.9 : L'effort tranchant à la base donnée par la méthode statique équivalente	106
IV.10. Distribution des résultats des forces sismiques selon la hauteur sens x	108
IV.11 Distribution des résultats des forces sismiques selon la hauteur sens y	108
IV.12. Déplacements absolus pour le sens X-X	109
IV.13. Déplacements absolus pour le sens Y-Y	110
IV.14 Vérification a L'effet (P- Δ) (Sens Longitudinal)	111
IV.15.Vérification a L'effet (P- Δ) (Sens Transversal)	111
IV.16.Le moment de RENVERCEMENT provoqué par effort sismique sens XX	112
IV.17 Le moment de RENVERCEMENT provoqué par effort sismique sens YY	113
IV.17. Caractéristiques Massique de la Structure	115
IV.18. L'excentricité Accidentelle des Etages	116

CHAPITRE V: Ferrailage les éléments porteurs

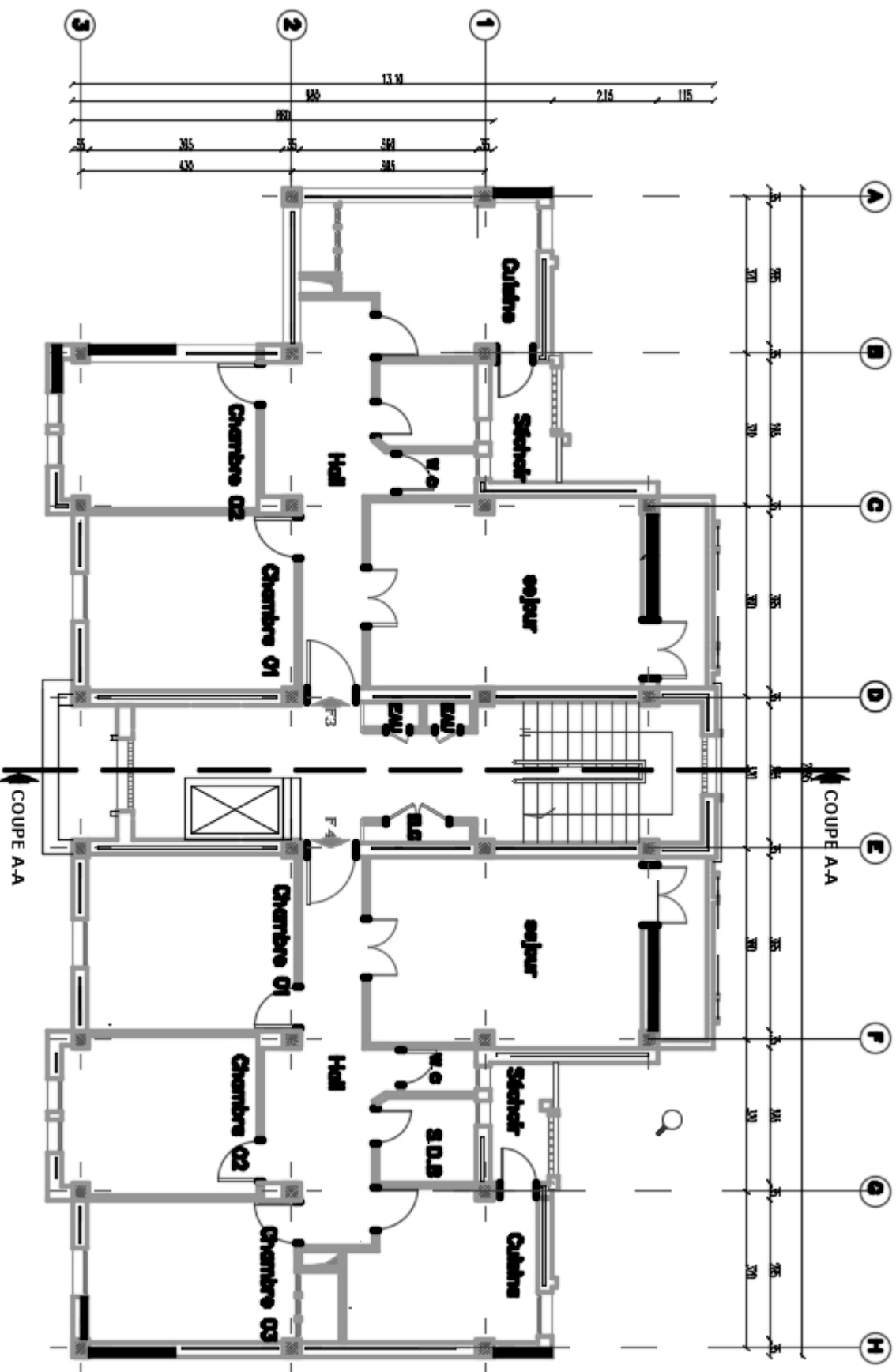
V.2. Les poutres

V.2.1. Tableau Récapitulatif de ferrailage	136
--	-----

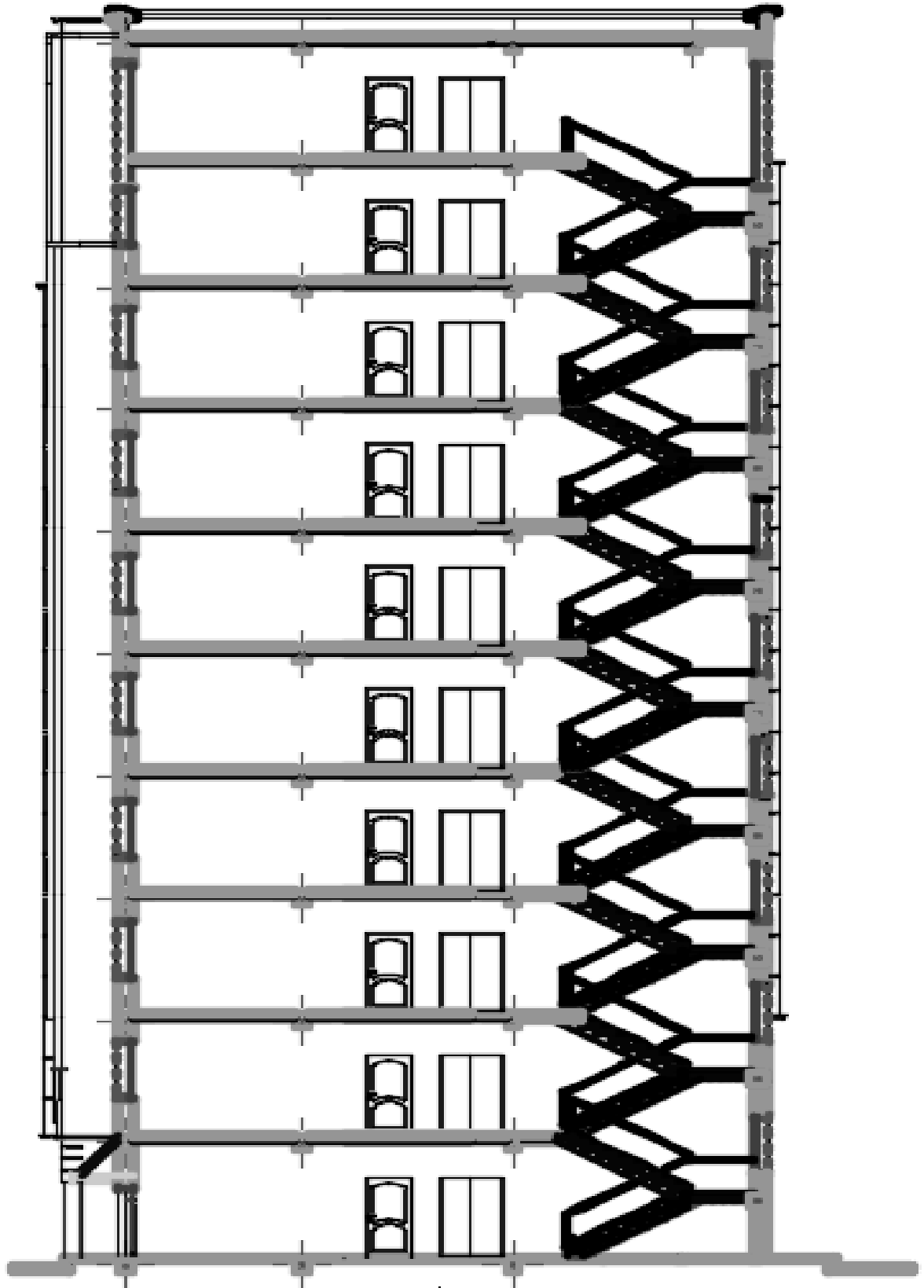
CHAPITRE VI: Etude de l'infrastructure

VI.1. Résultats de calcul de la stabilité du radier	155
VI.2. Résultat de calcul non soulèvement des fondations	155
VI.3. Calcul des moments fléchissant	156
VI.4. Ferrailage de panneau le plus sollicité du radier – ELU	158
VI.5. Ferrailage de panneau le plus sollicité du radier – ELS	159
VI.6. Récapitulatif des résultats	166
VI.7. Récapitulatif des résultats	166

VI.8. Récapitulatif des résultats	166
VI.9. Récapitulatif des résultats	166
VI.10. Ferrailage des nervures X-X	167
VI.11. Ferrailage des nervures Y-Y	167



PLAN RDC at 1^{er} ETAGE ECH : 1/50



CORTE A-A - ECL 1/20

INTRODUCTION GENERALE

Les spécialistes génie civil s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement. Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute seules qui ont le plus d'effet destructeur dans les zones urbanisées.

Les phénomènes sismiques ne sont pas encore parfaitement connus, et les tremblements de terre importants sont antérieurs à ce dont peut se souvenir la mémoire collective urbaine, c'est pourquoi la plus part des nations ne sont pas encore mises à l'abri de ce risque social et économique majeur.

A cet effet, et à travers le monde, on a créé et imposé des règlements visant à cadrer les constructions en zones sismiques et à les classer, afin de mieux les concevoir et réaliser. Ces règlements sont le fruit de longues années d'expériences et de recherche approfondie, dont le but est d'offrir un seuil de sécurité qui permettra de protéger les vies humaines et de limiter les dommages lors des secousses sismiques.

Notre travail consiste à la conception et l'étude d'un bâtiment d'habitation (**R+9**) avec un Contreventement mixte (poteaux/voiles) implanté dans la wilaya de **BLIDA** classé comme zone de forte sismicité (**zone III**) d'après les Règles Parasismiques Algériennes (**RPA99/Version2003**). Le travail sera présenté en deux parties :

- Première partie sera consacrée à l'étude de la superstructure, et qui regrouper en quatre chapitres
- La deuxième partie est l'étude de l'infrastructure, et qui consiste à choisir sur la base du rapport géotechnique le type de fondation pour la structure, puis la calculer.

On utilise pour le calcul de ce projet le logiciel de calcul par éléments finis « **ROBOT** » pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux et suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le CBA93 et le RPA99/version2003.

Chapitre I :

*Présentation du projet et
caractéristique des mâtereaux*

I. PRESENTATION DE PROJET

I.1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE:

Ce projet consiste à étudier un bâtiment composé d'un rez-de-chaussée et neuf étages (**R+9**), contreventé par (**voiles portiques**) à usage d'habitation. Cet ouvrage sera implanté dans la wilaya de **Blida**, une région classée de forte sismicité (Zone III), selon Les Règles Parasismiques Algériennes (**R.P.A 99 version 2003**).

Le bâtiment comporte dans le RDC et les étages courants un appartement F3 et un appartement F4.

I.2. DESCRIPTION DE L'OUVRAGE:

On va étudier un bâtiment caractérisé par les données suivantes :

- Hauteur Rez-de-chaussée = 3.06m.
- La hauteur des autres étages = 3.06m.
- Hauteur totale du Bâtiment avec l'acrotère : H = 31.20 m.
- Longueur totale de Bâtiment : L = 13.10 m.
- Largeur du Bâtiment : B = 23.95 m.
- La circulation en élévation est assurée par un escalier et un ascenseur.
- Les cloisons et les murs extérieurs sont en brique creuses
- Terrasse inaccessible avec un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur.

I.3. DONNÉES DE BASE:

I.3.1. RÈGLES DE CALCUL:

On utilise pour le calcul de ce projet les règlements suivants :

1. Régles parasismiques algériennes (RPA99 version 2003 ; DTR-BC.2.48).
2. Charges permanentes et charges d'exploitations (DTR-BC.2.2).
3. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91).

I.3.2. INDICATIONS GENERALES SUR LES REGLES BAEL 91:**I.3.2.1. NOTION D'ÉTATS LIMITES: (BAEL .art .A.1):**

Dans le domaine des constructions, un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'un de ses éléments est strictement satisfaite et cessera d'être en cas de modification défavorable d'une action et dans ce cas la structure ne répond plus aux fonctions pour lesquelles elle est conçue .On distingue deux états limites :

A. ETAT LIMITE ULTIME:

Il correspond à ce que l'on entend généralement par la limite de résistance mécanique au-delà laquelle il y'a la ruine de l'ouvrage.

- Etat limite d'équilibre qui concerne la stabilité de l'ouvrage.
- Etat limite de résistance qui concerne la non rupture de l'ouvrage.
- Etat limite ultime de stabilité des formes (flambement) qui concerne les pièces-élancées Soumises à l'effort de compression axiale.

B. ETAT LIMITE DE SERVICE:

Il correspond à des critères dont le non respect ne permet pas à l'élément d'être exploité dans des conditions satisfaisantes, il comprend trois cas.

- Etat limite de service d'ouverture des fissures.
- la corrosion des armatures insuffisamment protégées, influe défavorablement sur la durabilité de l'ouvrage, des fonctions d'étanchéité ou des critères esthétiques d'aspect extérieur peuvent également ne pas être respectés.
- Etat limite de service de déformation : des déformations trop importantes de l'ouvrage peuvent créer des désordres, fissuration des cloisons ou de carrelage sur une dalle trop fléchie par exemple.

I.3.3.2. NATURE DES ACTIONS:**A. ACTION PERMANENTE:**

- poids propre des structures.
- poids des autres éléments de construction (couvertures, carrelage...).
- Déformation différées dans le temps (celle causées par le retrait du béton).

B. ACTION VARIABLE:

- Charges d'exploitation.
- Charges climatiques (action du vent, action de la neige).
- Action passagère en cours d'exécution.

C. ACTION ACCIDENTELLE:

Il s'agit d'actions dues a des phénomènes rares et exceptionnels : séismes, explosions, chocs et incendies.

- Le séisme " E ".

I.3.3.3. SOLLICITATIONS:

Ce sont les efforts provoqués en chaque point et chaque section de la structure par les actions, ils sont exprimés sous termes de forces et moments.

I.3.3.4. COMBINAISONS D' ACTIONS:

- **POUR LES PLANCHERS:**

Elles sont soumises uniquement aux actions des charges permanentes et d'exploitations pour cela les combinaisons considérées sont :

$$1. \text{ P.E.L.U : } 1.35 G + 1.5 Q$$

$$2. \text{ P.E.L.S : } G + Q$$

Dons le cas des actions sismiques les combinaisons à fournir pour une meilleure résistance sont :

D'après R.P.A.99 V. 2003 : on a :

- **POUR LES POUTRES:**

$$\left\{ \begin{array}{l} G \pm Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right\}$$

E: Effort sismiques.

- **POUR LES POTEAUX:**

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right\}$$

- **POUR LES VOILES:**

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right\}$$

I. 4. HYPOTHÈSES DE CALCUL :

I.4.1. ETATS LIMITES ULTIME:

Les hypothèses de calcul sont :

- Les sections droites restent droites après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre le béton et les aciers.
- Le raccourcissement ultime de béton est limité à :

$\varepsilon_{cu} = 3.5 \text{ ‰}$: sections partiellement comprimées.

$\varepsilon_{cu} = 2 \text{ ‰}$: sections totalement comprimées «faible excentricité».

L'allongement relatif ultime de l'acier le plus tendu est limité à $\varepsilon_{cu} = 10 \text{ ‰}$

L'état de déformation d'une section passe obligatoirement par l'un des trois pivots A, B, C.

Le diagramme de calcul des aciers est bilinéaire.

Le diagramme de calcul du béton est rectangulaire, sauf pour la section totalement comprimée.

I.4.2. ETAT LIMITE SERVICE :

Les hypothèses de calcul sont :

- Les calculs ont fait qu'en cas de fissuration préjudiciable.
- Le coefficient d'équivalence $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$.
- Les contraintes de compression dans le béton, et traction dans les aciers sont supposées proportionnelles à la déformation élastique « $\varepsilon_{bu} < 2 \text{ ‰}$ ».

I.5. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :

Le béton armé est le matériau principal utilisé pour la réalisation de la structure de notre ouvrage. Il est obtenu enrobant dans le béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts aux quels le béton résiste mal.

Béton Armé = Béton + Aciers

I.5.1. BÉTON:

Le béton est constitué par un mélange de proportions convenables de granulats (sable, gravillon) avec du ciment et de l'eau et éventuellement des adjuvants.

A. COMPOSITIONS:

Le béton qu'on va utiliser comprend pour 1 m³ :

- Ciment 350 kg/m³ (CPJ-CEM II/A42.5)
- Gravier 800 L/m³ ($\Phi \leq 25$ mm).
- Sable 400 L/m³ ($\Phi \leq 5$ mm).
- Eau 175L/ m³

B. RÉSISTANCE CARACTÉRISTIQUE EN COMPRESSION f_{cj} C.B.A.93

(art. A2.1.1.1) :

La résistance à la compression est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de 200 cm² de section et d'une hauteur double de leur diamètre.

$$f_{cj} = [J / (4.76 + 0.83 J)] f_{c28} \dots \text{si } \dots f_{c28} \leq 40 \text{Mpa} \dots \text{ pour } J < 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = [J / (1.40 + 0.95 J)] f_{c28} \dots \text{si } \dots f_{c28} > 40 \text{Mpa} \dots \text{ pour } J < 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28} \dots \text{ pour } J > 28 \text{ jours.}$$

Dans notre étude on adopte une résistance à la compression à 28 jours égale à :

$$J = 28 \text{ jours} \dots f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

C. RÉSISTANCE CARACTÉRISTIQUE À LA TRACTION F_{tj} : BAEL91

(art A.2.1.12)

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \dots f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.10 \text{ MPa}$$

D. DÉFORMATION DU BÉTON :**D.1. DÉFORMATION LONGITUDINALE DU BÉTON :**

- E_{ij} : Le module de déformation longitudinale instantanée du béton (art A.2.1.21) .

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)} ; E_{i28} = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 32164.20 \text{ MPa.}$$

- E_{vj} : Le module de déformation différée à « j » jours, qui permet de calculer la déformation finale du béton BAEL91 (art A.2.1, 22).

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)} . E_{v28} = 3700(f_{c28})^{1/3} = 108119 \text{ MPa}$$

D.2 .COEFFICIENT DE POISSON:

Il est défini par la relation :

$$E. \nu = \frac{\frac{\Delta a}{a}}{\frac{\Delta L}{L}} = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

$\nu = 0$: pour le calcul des sollicitations E.L.U.

$\nu = 0,2$: pour le calcul des déformations E.L.S.

D.3. DIAGRAMME DÉFORMATION - CONTRAINTE DU BÉTON (PARABOLE RECTANGLE):

A. ETAT LIMITE ULTIME:

Pour les vérifications à l'état limite ultime, on doit utiliser pour le béton un diagramme dit «parabole- rectangle», et dans un but de simplification, en utilisant le diagramme rectangulaire.

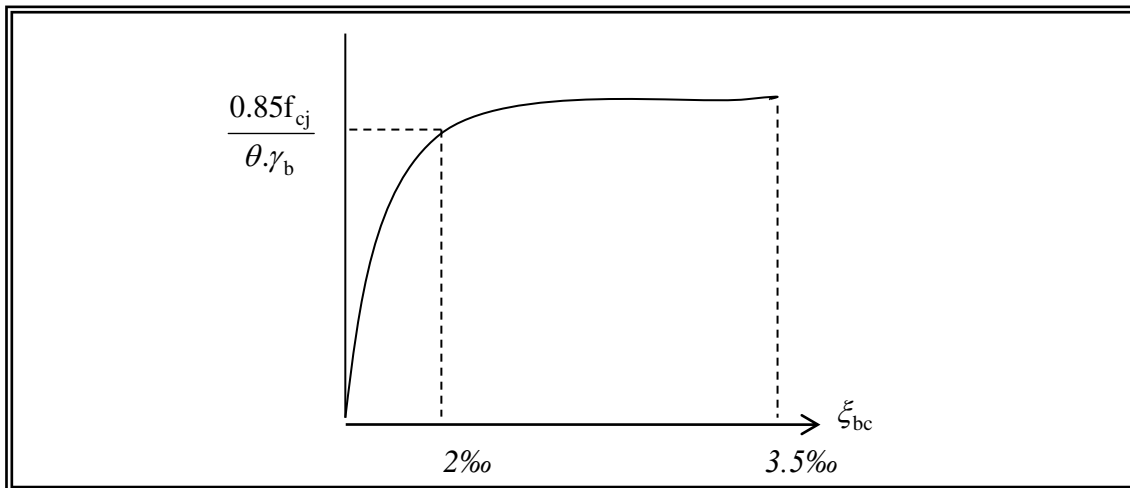


Fig.I.1. Diagramme déformation contrainte du béton

$$\xi_{bc} = 2\text{‰} \dots \dots \dots \sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Le coefficient θ est fixé à 1 puisque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24 h.

θ : 0,9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24 h.

θ : 0,85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

θ : 0,85 : est un coefficient de minoration pour tenir compte de l'altération du béton en surface et de la durée d'application des charges entraînant une diminution de la résistance.

γ_b : est un coefficient de sécurité qui tient compte d'éventuels défauts localisés dans le béton.

$\gamma_b = 1,15$Pour les situations accidentelles.

$\gamma_b = 1.5$Pour les autres cas.

On a alors : $\overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85.f_{c28}}{\theta \gamma_b}$

$\gamma_b = 1.15$ (action accidentelle) $\rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 18.50MPa$.

$\gamma_b = 1.5$ (action courante) $\rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 14.20MPa$

B. ETAT LIMITE DE SERVICE:

La contrainte de compression de béton à l' E .L .S est limitée par σ_{bc} avec

$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$ $\sigma_{bc} = 15MPa$

I.5.2. ACIER:

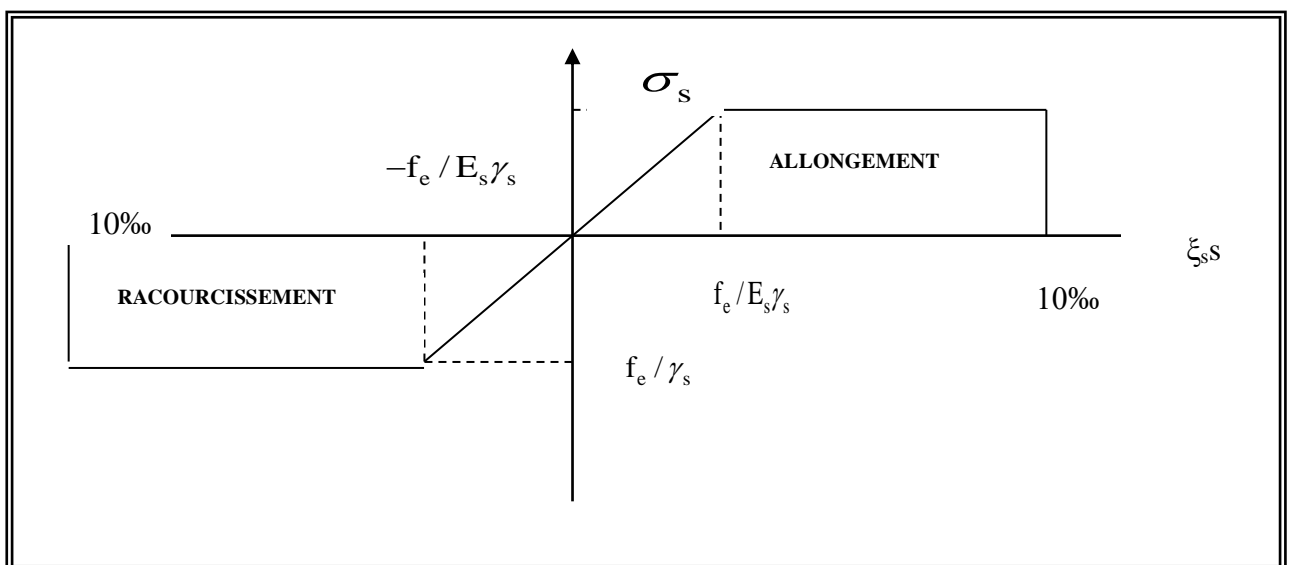
L'acier est alliage fer – carbone, il réponde aux efforts de traction, de compression, de cisaillement, et de torsion. Il ne réagit pas chimiquement avec le béton, il a le même coefficient de dilatation thermique que celui du béton, et il présente une bonne qualité d'adhérence avec le béton.

On distingue deux types d'acier selon leur état de surface :

- Les barres à haute adhérence (HA) de nuance FeE 400.
- Les ronds lisses, de nuance FeE 235.
- Treillis soudés en fils lisse TLE 520.

Le module d'élasticité longitudinale : $E_s = 2.10^5 MPa$.

A. DIAGRAMME DÉFORMATIONS CONTRAINTES DE CALCUL:



FigI.2Diagramme Déformation Contrainte d'acier

B. CONTRAINTE LIMITE ULTIME DE L'ACIER:

Le diagramme $(\sigma_s; \varepsilon)$ adopté par les règles (B.A.E.L91) à la forme ci-dessus.

Avec :

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa.}$$

$$\varepsilon_{se} = (f_e / \gamma_s) E_s.$$

Fe : La limite d'élasticité des aciers utilisés.

Pour les calculs aux états limites, on tient compte du coefficient de sécurité γ_s .

Avec : $\gamma_s = 1$ Pour la situation accidentelles.

$\gamma_s = 1.15$ Pour les autres cas .

C. LA CONTRAINTE LIMITE DE TRACTION DES ACIERS:

- Si la fissuration est peu nuisible, il n'y a aucune vérification concernant.

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

- Si la fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta ftj}\right) (\text{MPa}), \text{BAEL91 (art A.4.5.33)}$$

Si la fissuration est très préjudiciable : $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{1}{2} f_e, 90\sqrt{\eta ftj}\right)$

η : Un coefficient numérique dit coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses

$\eta = 1,6$ pour les armatures à haute adhérence ($\Phi \geq 6 \text{ mm}$) .

$\eta = 1,3$ pour les armatures à haute adhérence ($\Phi \geq 6 \text{ mm}$)

D. CONTRAINTE TANGENTE LIMITE ULTIME :

Cas de l'armature Transversale droit ($\alpha = 90^\circ$)

- fissuration peu nuisible $\rightarrow \tau_u = \min\left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right]$
- fissuration préjudiciable ou très préjudiciable $\rightarrow \tau_u = \min\left[0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right]$
- Cas des armatures inclinés à $45^\circ \rightarrow \tau_u = \min\left[0.27 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 7 \text{ MPa}\right]$
- Cas des dalles $\rightarrow \tau_u = \left[0.07 \frac{f_{c28}}{\lambda_b}\right]$, (art .A .4.5.2.2).

Chapitre II :

*Pré dimensionnement et
descente des charges*

II.1. PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II.1.1. INTRODUCTION:

Le pré dimensionnement a pour objectif le pré calcul des différents éléments résistants en respectant les règlements RPA 99version 2003 et BAEL99.

II.1.2.LES POUTRES:

Les poutres sont des éléments horizontaux, leurs rôles est transmettre aux poteaux, les deux charges et surcharges ramenés par les planches.

II.1.2.1. POUTRES SECONDAIRES:BAEL99. (art.B.6.5.1)

$$h = \left(\frac{1}{16} \div \frac{1}{10} \right) L_{\text{Max}} \dots\dots\dots \text{Avec } L_{\text{Max}} \text{ la plus grande portée.}$$

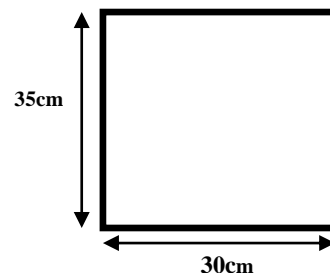
$$L_{\text{Max}} = 380\text{cm}$$

$$h = \left(\frac{1}{16} \div \frac{1}{10} \right) \times 380 \Rightarrow h = (25.33 \div 38)\text{cm}$$

$$\text{On prend } \Rightarrow (h = 35\text{cm}) \quad h = 35 \text{ cm.}$$

$$\text{La largeur de la poutre } \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} b = (0.2 \div 0.5)h \\ b = (0.2 \div 0.5) \times 35 \end{array} \right\} \Rightarrow b = (7 \div 17.5).$$

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



• condition du R.P.A99/version 2003 (art.7.5.1):

Les conditions suivantes doivent être respectées

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \Rightarrow b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{c.v} \\ h \geq 30\text{cm} \Rightarrow h = 35\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{c.v} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{35}{30} = 1.16 < 4 \dots\dots\dots \text{c.v} \end{array} \right\}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b_{\text{max}} \leq 1.5 h + b \Rightarrow b_{\text{max}} = 30\text{cm} \\ (1.5 \times 40) + 30 = 82.5\text{cm} \end{array} \right\} \Leftrightarrow \{30\text{cm} \leq 82.5\text{cm} \dots\dots\dots \text{c.v}\}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on prend les dimensions des poutres transversales égales (30× 35) cm².

II.1.2.2. LES POUTRES PRINCIPALES: BAEL99. (art.B.6.5.1)

$$h = \left(\frac{1}{16} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max} \quad L_{\max} = 430\text{cm.}$$

$$\left\{ h = \left(\frac{1}{16} \div \frac{1}{10} \right) 430 \Rightarrow h = (28.66 \div 43)\text{cm} \right\} \Leftrightarrow \{ h = 40\text{cm} \}$$

On prend : $\Rightarrow (h = 40\text{cm})$

$$\text{La largeur de la poutre} \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} b = (0.2 \div 0.5)h \\ b = (0.2 \div 0.5) \times 40 \end{array} \right\} \Rightarrow b = (8 \div 20).$$

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

- **condition du R.P.A99/version 2003:**

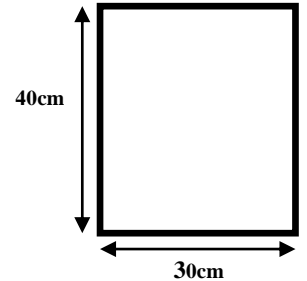
Les conditions suivantes doivent être respectées.

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \Rightarrow b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots c.v \\ h \geq 30\text{cm} \Rightarrow h = 40\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots c.v \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{40}{30} = 1.33 < 4 \dots\dots\dots c.v \end{array} \right\}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b_{\max} \leq 1.5 h + b \Rightarrow b_{\max} = 30\text{cm} \\ (1.5 \times 40) + 30 = 90\text{cm} \end{array} \right\} \Leftrightarrow \{ 30\text{cm} \leq 90\text{cm} \dots\dots\dots c.v \}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, Alors on prend les dimensions des poutres

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



II.1.3. LES POTEAUX:

- Les poteaux sont des éléments porteurs, leurs fonctions principales sont reprendre les efforts dus aux charges et surcharges ramenées par les poutres est ensuite les transmettez aux fondations.

- Selon les règles (B.A.E.L) on a : $L_f = 0.7l_0$

$$\lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y) \leq 70.$$

$$\lambda_x = 3.46 \frac{L_f}{b}, \quad \lambda_y = 3.46 \frac{L_f}{h}.$$

$$L_f = 0.7 \times 306 = 214.2 \text{ cm}$$

$$\left\{ \lambda_x = 3.46 \frac{214.2}{b} \leq 70 \Rightarrow b \geq 10.58\text{cm.} \right.$$

$$\left. \lambda_y = 3.46 \frac{214.2}{h} \leq 70 \Rightarrow h \geq 10.58 \text{ cm.} \right.$$

Alors on prend $b=45\text{cm}, h=50 \text{ cm.}$

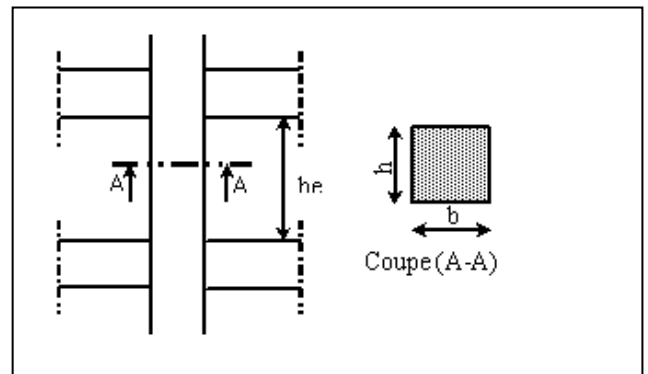


Fig. II.1.1. Schéma des poteaux

- **Vérification** : selon les règles R.P.A/ version 2003 (art 7.4.1)

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b_i, h_i) \Rightarrow 40\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots .c.v \\ \min(b_i, h_i) \geq \frac{h_e}{20} = 14.3 < 40 \dots\dots\dots .c.v \\ \frac{1}{4} < \frac{b_i}{h_i} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < 0.66 < 4 \dots\dots\dots .c.v \end{array} \right.$$

Toutes les conditions sont vérifiées, Alors on prend les dimensions des poteaux:(45 × 50) cm²

II.1.4.PLANCHERS À CORPS CREUX:

Les hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm selon le BAEL91 (art B.6.8.423).

- **Condition de flèche** : BAEL 91(art B.6.8. 424)

La rigidité n'est valable que pour des poutrelles pour les quelles le rapport h/L est ou moins égal à 1/22.5

L : est la plus grande portée parallèle au poutrelle (L =380 cm).

$$\left\{ \frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow ht \geq \frac{L}{22.5} \Rightarrow ht \geq \frac{380}{22.5} = 16,88\text{cm} \right\}$$

ht = 20cm

D’ou on adopte un type de planchers (16+4) cm.

- **Les caractéristiques géométriques des poutrelles :**

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 27.5 + 10 \Rightarrow b = 65\text{cm}$$

On prend : b = 65cm

$$\frac{h}{3} \leq b_0 \leq \frac{h}{2}$$

$$\frac{20}{3} \leq b_0 \leq \frac{20}{2}$$

$$6.6 \leq b_0 \leq 10$$

On prend : b₀=10 cm.

La section en travée à considérer est une section en T tel que la largeur de la table est donnée par les conditions suivantes :

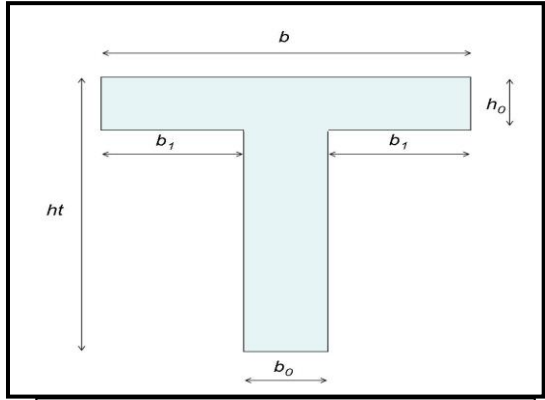


Fig.II.1.2. Schema des poutrelles

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{Ln}{2} = \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm} \\ \frac{L}{10} = \frac{380}{10} = 38 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

$\{Ln\} \Rightarrow$ La distance entre nus de deux nervures

$\{L\} \Rightarrow$ La longueur de la nervure

Donc les deux conditions sont vérifiées pour

$$\Rightarrow (b_1 = 27.50 \text{ cm})$$

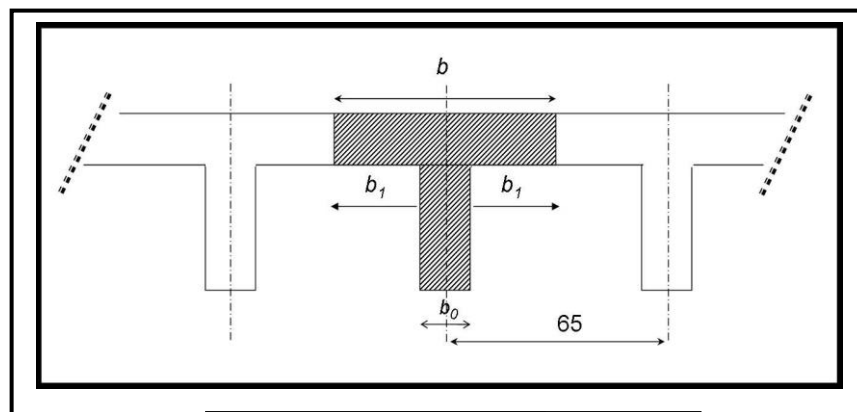


Fig.II.1.3. Schéma des poutrelles

II.1.5. LES VOILES:

- Le dimensionnement du voile se fera selon les prescriptions du « **RPA 99** ».
 - le contreventement mixte, tel que donné dans le **RPA** est défini par les trois conditions suivantes qui doivent être respectées.
 - les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
 - les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leur rigidité relative ainsi que les sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.
 - les portiques doivent reprendre outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

. Pré dimensionnements :

Le Pré dimensionnement des murs en béton armé se fera à la lumière de l'article (7.7.1) du **RPA .V2003**, les voiles sont défini comme étant pleins, les charges prises en compte dans le Pré dimensionnement des voile sont :

- les charges verticales : charge permanente et surcharge.
- les actions horizontales : l'effort de séisme.

D'après le RPA 99 (article 7.7.1), les voile doivent satisfaire la condition : $L \geq 4 a$ ou "a" est l'épaisseur du voile, le cas échéant : le voile n'est plus considéré comme étant un élément linéaire.

- l'épaisseur minimale est de 15 cm → RPA (7.7.1), l'épaisseur doit être déterminée on fonction de la hauteur libre d'étage " h_e " et des conditions de rigidité aux extrémités

$$\left\{ \begin{array}{l} h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm} \\ a \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow \frac{286}{20} = 14.28 \text{ cm} \end{array} \right\} \Leftrightarrow \{ a = 15 \text{ cm} \}$$

On prend $\Rightarrow (a = 15 \text{ cm})$

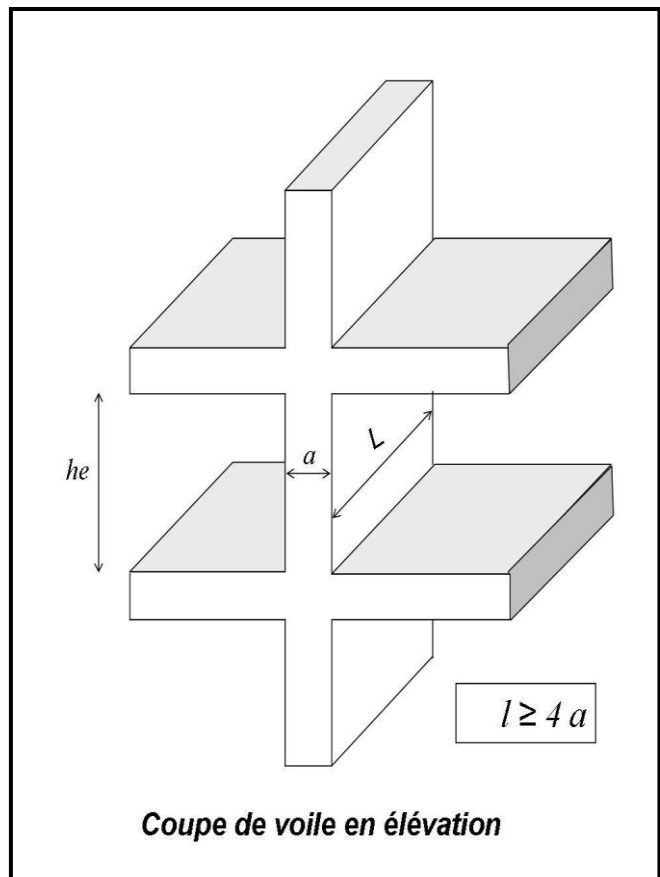


Fig. II.1.4

II.1.6. LES BALCONS :

- **Pré dimensionnements :**

Le balcon est constitué d'une dalle pleine

- L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion.

$$L/15 \leq e \leq L/20 + 7 \quad \text{On a } L = 1.00\text{m}$$

$$6.66 \leq e \leq 12 \Rightarrow e = 12\text{cm} \quad \text{On prend une épaisseur de 12cm.}$$

II.1.7. L'ESCALIER :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins. Ils permettent le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment. Les escaliers utilisés dans cet ouvrage sont en béton armé coulés sur place.

- **Dimensionnement :**

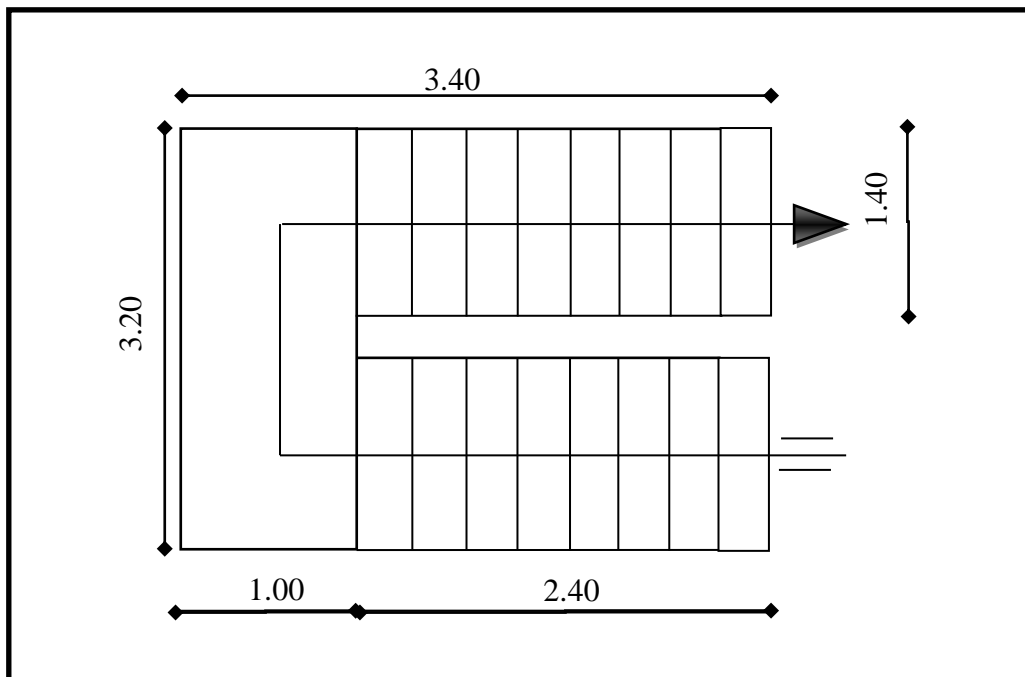


Fig. II.1.5. schéma d'escalier

Pour le dimensionnement des marches (g) et des contres marches (H) on utilise généralement la formule de BLONDEL : $60 \leq g + 2h \leq 66$

Avec :

- Hauteur de la contre marche: $16\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm} \Rightarrow h = 17\text{cm}$
- Largeur de marche (giron) $24\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm} \Rightarrow g = 30\text{cm}$

Donc on prend : $h = 17\text{cm}$ et $g = 30\text{cm}$ et la condition $60 \leq g + 2h \leq 66$ est vérifiée.

- Le nombre de contre marche: Hauteur d'étage: H= 306 cm

le nombre des marches : $n = \frac{H}{h} = 18$

- Longueur de la volée:

$L_1 = (n-1)g = (9-1) \times 30 = 8 \times 30 = 240$ cm

- Inclinaison de la paillasse:

$\tan \alpha = \frac{H/2}{L} = \frac{153}{240} = 0.6375 \rightarrow \alpha = 32.51^\circ$ donc $\cos \alpha = 0.8432$

- Détermination de l'épaisseur de la paillasse : En assimilant la paillasse à une dalle :

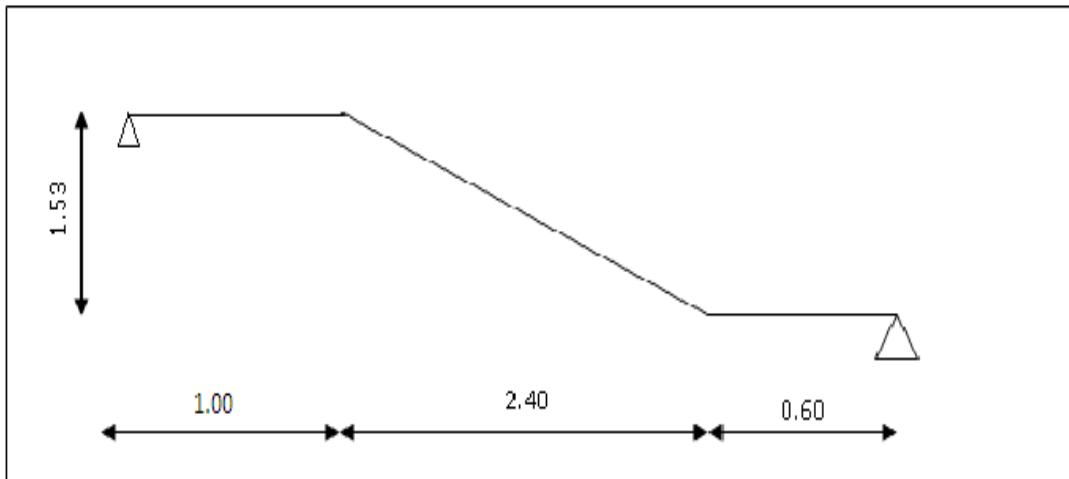


Fig. II.1.6. schéma d'escalier.

- appuyée sur deux côtés. D'où : $e = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{20}\right) L_{\max}$

$$L = L' + L_{\text{paillasse}}$$

- $L' = \sqrt{H^2 + L_{pa}^2} = \sqrt{153^2 + 240^2} = 284.62 \text{ cm}$
- $L = L' + L_{\text{palier}} = 284.62 + 100 + 60 = 444.62 \text{ cm}$
- Donc $L_{\max} = 444.62 \text{ cm}$
- $e = 14 \text{ cm}$.

II.1.8. l'acrotère :

Le rôle de l'acrotère est d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales ses dimensions sont mentionnés dans les plans d'architecture

Pour la terrasse inaccessible on prend $H = 60\text{cm}$.

$$S_{inacce} = 10 \times 60 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10$$

$$S_{inacce} = 0,0685\text{m}^2$$

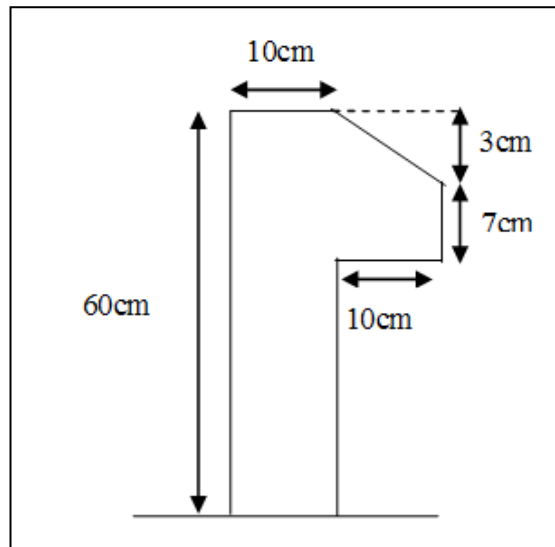


Fig. II.1.7. schéma de l'acrotère

II.2. LA DESCENTE DES CHARGES

II.2.1. INTRODUCTION:

La descente de charge est l'opération qui consiste à calculer toutes les charges qui reviennent à un élément porteur depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation.

Les charges considérées concernent les charges permanentes et les charges d'exploitation.

II.2.2. RÔLE DE DESCENTE DE CHARGES:

- Evaluation des charges (Q et G) revenant aux fondations.
- Vérification de la section des éléments porteurs (poteau, voiles).

II.2.3. DESCENTE DES CHARGES :

LOI DE DEGRESSION: DTR B.C.2.2

Les charges d'exploitations de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées dessous :

- pour le toiture ou terrasse : Q_0
- pour le dernier étage : Q
- pour l'étage immédiatement inférieur : $0.9Q$
- pour l'étage immédiatement inférieur : $0.8Q$

Et ainsi de suite réduisant de 10% par étage jusqu'à $0.5Q$ (valeur conservée pour les étages inférieurs suivants).

II.2.3.1. CHARGE PERMANENTE:

A. PLANCHER TERRASSE:

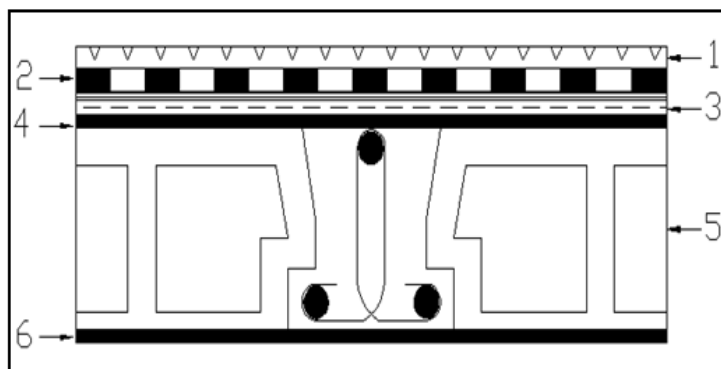


Fig.II.2.1.Pancher terrasse

Les Couches	Epaisseur (m)	Poids . V (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1- Gravillon de protection	0,04	20	0.80
2- Etanchéité multicouche	0,02	6	0.12
3- Isolant thermique (lige)	0,04	4	0.16
4- Béton en pente	0,05	22	1.10
5- Corps creux +dalle de compression (16+4)	0.20	-	2.8
6- Enduit de plâtre	0,01	10	0.10
			5.08

Tableau : II.2.1: Charge Permanente de Plancher terrasse.

B.PLANCHER ETAGE COURANT:

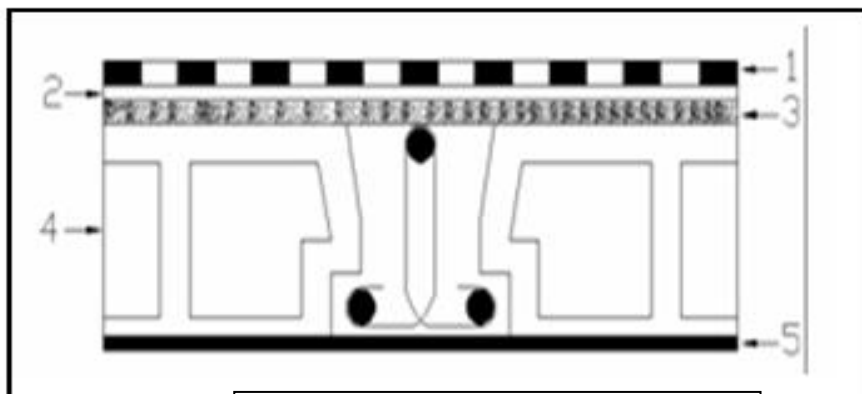


Fig.II.2.2.plancher étage courant

Les Couches	Epaisseur (m)	Poids. V (KN/m ³)	Charges(KN/m ²)
1- Carrelage+ Mortier de pose	0,02	20+20	0.80
2- isolant phonique	0,02	8.50	0.17
3- Corps Creux +dalle de compression (16+4)	0.20	-	2.8
4- Enduit de plâtre	0,01	10	0.1
5- Cloison	0.9	-	0.9
			4.77

Tableau II.2.2: Charge Permanente de plancher étage courant.

II.2.3.2. CHARGE D'EXPLOITATION:

<i>Désignation</i>	<i>Poids (KN/m2)</i>
1- Plancher terrasse inaccessible	1.00
2- Plancher étage courant et RDC	1.50

Tableau II.2.3: Charge d 'exploitation**II.2.3.3. MUR EXTERIEUR:**

<i>Désignation</i>	<i>e(m)</i>	<i>γ (KN/m³)</i>	<i>Charges(KN/m²)</i>
Enduit ciment	0.02	20	0.40
Brique creuse	0.10	0.90	0.90
Brique creuse	0.15	1.30	1.30
Enduit plâtre	0.02	0.18	0.36
			2.96

Tableau II.2.4: Charge Permanente de mur extérieur.**II.2.3.4. L'ACROTÈRE:**

$$S = 0.1 \times 0.07 + (0.1 \times 0.03) / 2 + 0.1 \times 0.6 = 0.068 \text{ m}^2$$

$$G_{\text{arcotère}} = 0.068 \times 25 = 1.71 \text{ KN/m}^2$$

G1: poids de L'acrotère par mètre linéaire

$$G1 = 0.0685 \times 25 \times 1 = 1.71 \text{ KN/ml}$$

G2 : poids de mortier de crépissage par mètre linéaire

$$G2 = 1 \times (0.01 \times 0.6) \cdot 20 = 0.12 \text{ KN/ml}$$

Le poids propre: $G = G1 + G2 = 1.71 + 0.12 = 1.83 \text{ KN}$.

$$G = 1.83 \text{ KN/ml}$$

D 'aprè D.T.R.B.C.2.2.

"Q" Force horizontal sollicitée l'acrotère due à la main courante est 1 KN.

II.2.3.5.LE BALCON:**A/ BALCON TERRASSE:**

Charge Permanente: D' après DTR BC 2.2.

N°	Designations	e (m)	γ (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Gravillon de protection	0,04	20	0.8
2	Etanchéité multicouches	0,02	6	0.12
3	Isolation thermique	0,04	4	0.16
4	Béton de pente	0,05	22	1.10
5	Plancher dalle pleine	0,12	25	3.75
6	Enduit en plâtre	0,01	10	0.10
				G = 5.28

Tableau II.2.5: Charge Permanente de Balcon à terrasseCharge d'exploitation: $Q = 1 \text{ KN/m}^2$ **B/ BALCON ETAGE COURANT:**

Charge Permanente: D' après DTR BC 2.2.

N°	Designations	e (m)	γ (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Carrelage+mortier de pose	0,02	40	0.8
2	Isolation phonique	0,02	8.5	0.17
3	Plancher dalle pleine	0,12	25	3.00
4	Enduit en plâtre	0,01	10	0.10
				G = 4.07

Tableau II.2.6: Charge Permanente de Balcon à étage courantCharge d'exploitation: $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

II.2.3.6.L' ESCALIER:**A/Pour LA PAILLASSE: VOLEE**

Charge Permanente: D 'après DTR BC 2.2.

N°	Designations	e (m)	γ (N/m ³)	Charges (N/m ²)
1	Carrelage+mortier de pose	0,02	20 + 20	0.80
2	Poids des marches	0,17/2	22	1.87
3	Poids de la pailleasse	0,14/cos α	25	4.74
4	Enduit en plâtre	0,01	10	0.1
				G= 7.51

Tableau II.2.7: Charge Permanente de pailleasse**B/ POUR LE PALIER DE ROPOS:**

Charge Permanente : D' après DTR BC 2.2.

N°	Designations	e (m)	γ (N/m ³)	Charges (N/m ²)
1	Carrelage+mortier de pose	0,02	20 + 20	0.80
2	Poids de palier	0,16	25	4
3	Enduit en plâtre	0,01	10	0.1
				G = 4.90

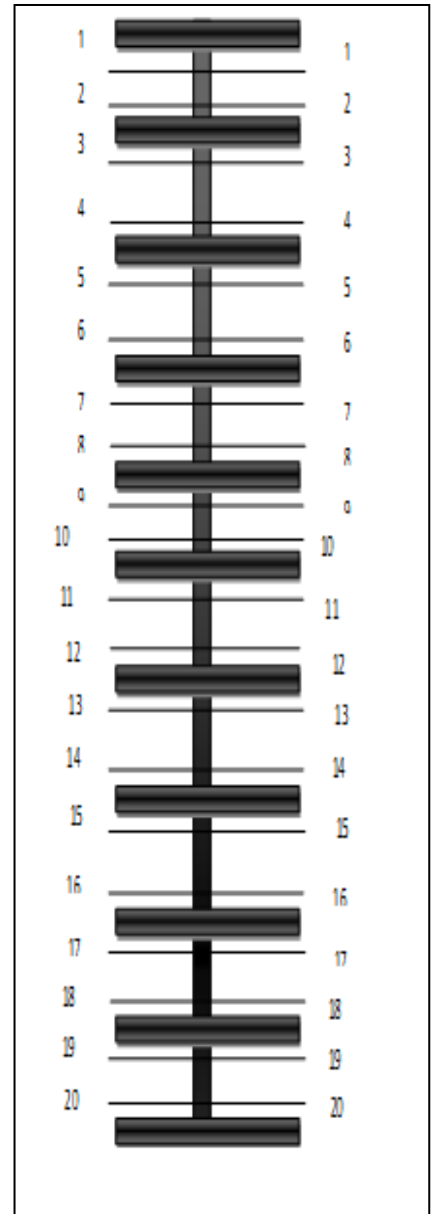
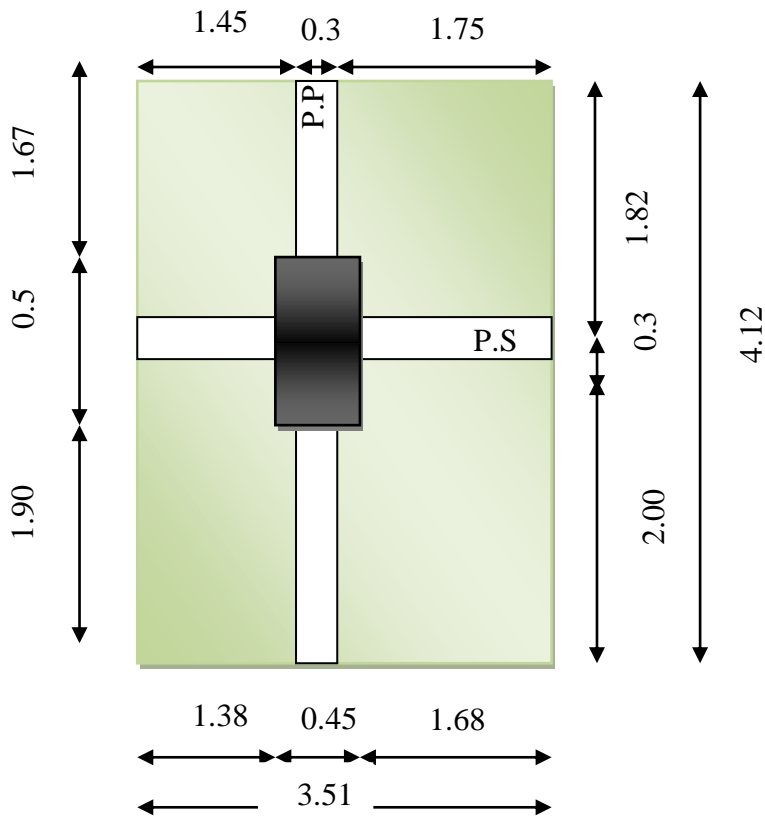
Tableau II.2.8: Charge Permanente de palier de reposcharge d'exploitation : $Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$ **II.2.4. DESCENTE DES CHARGES SUR LES POTEAUX:**• **POTEAU INTERMEDIARIES :(E-2):**• **Surface afférente :**

$$S_{qt} = (4.12 \times 3.51) = 14.46 \text{ m}^2$$

$$S_{ge} = (1.45 + 1.75) \times (1.82 + 2.00) = 12.22 \text{ m}^2$$

$$S_{qe} = (4.12 \times 3.51) - (0.5 \times 0.45) = 14.23 \text{ m}^2$$

E2 :



section	Elément	G(kN)	Q(kN)
1-1	plancher terrasse: 5.08×12.22	62.07	-
	poutre principale: (0.3×0.40×25)(1.67+1.90)	10.71	-
	poutre secondaire: (0.30×0.35×25)(1.38+1.68)	8.03	-
	surcharges : 1×14.46	-	14.46
2-2	venant 1-1	80.81	14.46
	Poteau:(0.45×0.50×25)×3.06	17.21	-
3-3	Venant 2-2	98.02	14.46
	plancher étage courant: 4.77×12.22	58.28	-
	poutre principale:	10.71	-
	poutre secondaire:	8.03	-
	surcharges : 1.50×14.23	-	21.34
4-4	Venant 3-3	175.04	35.80
	Poteau:	17.21	-
5-5	Venant 4-4	192.25	35.80
	charges permanents	58.28	-
	surcharges : 1.50×14.23×0.9	-	19.21
6-6	Venant 5-5	250.53	55.01
	Poteau:	17.21	-
7-7	Venant 6-6	267.74	55.01
	charges permanents	58.28	-
	surcharges : 21.34×0.8	-	17.07
8-8	Venant 7-7	326.02	72.08
	Poteau:	17.21	-
9-9	Venant 8-8	343.22	72.08
	charges permanents	58.28	-
	surcharges : 21.34×0.7	-	14.93
10-10	Venant 9-9	401.5	87.01
	Poteau:	17.2	-

11-11	Venant 10-10	418.7	87.01
	charges permanents	58.28	-
	surcharges : 21.34×0.6	-	12.80
12-12	Venant 11-11	476.98	99.81
	Poteau:	17.21	-
13-13	Venant 12-12	494.19	99.81
	charges permanents	58.28	-
	surcharges : 21.34×0.5	-	10.67
14-14	Venant 13-13	552.47	110.48
	Poteau	17.21	-
15-15	Venant 14-14	569.68	110.48
	charges permanents	58.28	-
	surcharges	-	10.67
16-16	Venant 15-15	627.96	121.15
	Poteau	17.2	-
17-17	Venant 16-16	645.17	121.15
	charges permanents	58.28	-
	surcharges	-	10.67
18-18	Venant 17-17	703.45	131.82
	Poteau	17.2	-
19-19	Venant 18-18	720.65	131.82
	charges permanents	58.28	-
	surcharges	-	10.67
20-20	Venant 19-19	778.93	142.49
	Poteau	17.21	-
TOTAL		796.14KN	142.49 KN

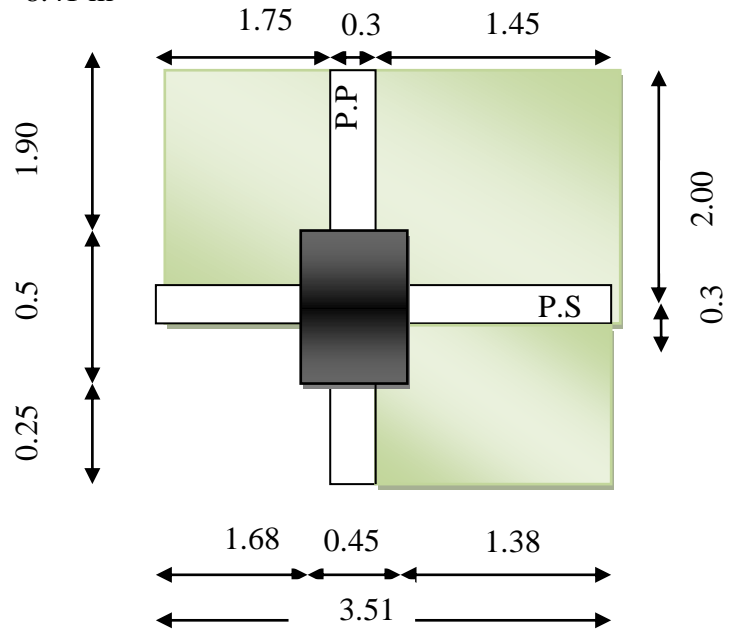
• **POTEAU DE RIVE:(F-3):**

- **Surface afferente :**

$$S_G = (1.75 \times 2.00) + (1.45 \times 2.00) + (0.25 \times 1.45) = 6.76 \text{ m}^2$$

$$S_{Q_t} = (1.75 + 0.3 + 1.45) \times (2.00 + 0.3) + 1.45 \times 0.25 = 8.41 \text{ m}^2$$

$$S_{Q_{ét}} = 8.41 - (0.45 \times 0.50) = 8.18 \text{ m}^2$$



section	Elément	G (kN)	Q (kN)
1-1	plancher terrasse: 5.08×6.76	34.34	-
	poutre principale: (0.3×0.40×25)(1.90+0.25)	6.45	-
	poutre secondaire: (0.30×0.35×25)×(1.38+1.68)	8.03	-
	Acrotère : (1.45+0.25+1.68)×1.83	6.18	-
	surcharges : 1×3.38	-	3.38
	surcharges : 1×8.18	-	8.18
2-2	venant 1-1	55	11.56
	Poteau:(0.45×0.50×25)3.06	17.21	-
	Mur extérieur: ((1.68+1.38+)×(3.06-0.35)+(0.25×(3.06-0.4))×2.96)	26.51	-
3-3	Venant 2-2	98.72	11.56

	plancher étage courant: 4.77×6.76	32.24	-
	poutre principale:	6.45	-
	poutre secondaire:	8.03	-
	surcharges : 1.50×8.18	-	12.27
4-4	Venant 3-3	145.45	23.83
	Poteau	17.2	-
	Mur extérieure	26.51	-
5-5	Venant 4-4	189.15	23.83
	charges permanents	46.72	-
	Surcharge :12.27×0.9	-	11.04
6-6	Venant 5-5	235.87	34.87
	Poteau:	17.2	-
	Mur extérieure	26.51	-
7-7	Venant 6-6	279.58	34.87
	charges permanents	46.72	-
	Surcharge :12.27×0.8	-	9.81
8-8	Venant 7-7	326.3	44.68
	Poteau:	17.21	-
	Mur extérieure	26.51	-
9-9	Venant 8-8	370.02	45.3
	charges permanents	46.72	-
	Surcharge :12.27×0.7	-	9.81
10-10	Venant 9-9	416.74	55.11
	Poteau:	17.21	-
	Mur extérieure	26.51	-
11-11	Venant 10-10	460.46	55.11
	charges permanents	46.72	-
	surcharges : 12.27×0.6	-	7.36
12-12	Venant 11-11	507.18	62.47
	Poteau:	17.21	-
	Mur extérieure	26.51	-

13-13	Venant 12-12	550.9	62.47
	charges permanents	46.72	-
	surcharges : 12.27 × 0.5	-	6.13
14-14	Venant 13-13	597.62	68.6
	Poteau	17.21	-
	Mur extérieure	26.51	-
15-15	Venant 14-14	641.34	68.6
	charges permanents	46.72	-
	surcharges	-	6.13
16-16	Venant 15-15	688.06	74.73
	Poteau	17.21	-
	Mur extérieure	26.51	-
17-17	Venant 16-16	731.78	74.73
	charges permanents	46.72	-
	surcharges	-	6.13
18-18	Venant 17-17	778.5	80.86
	Poteau	17.21	-
	Mur extérieure	26.51	-
19-19	Venant 18-18	822.22	80.86
	charges permanents	46.72	-
	surcharges	-	6.13
20-20	Venant 19-19	868.94	86.99
	Poteau	17.21	-
	Mur extérieure	26.51	-
TOTAL		912.66KN	86.99 KN

Pour la vérification de la section du poteau, on prend le poteau le plus sollicité
(l'effort normal ultime le plus important) ⇒ le poteau de rive (F-3).

$$\text{Poteau de rive: } \Rightarrow \begin{cases} G = 912.66KN \\ Q = 86.99KN \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{aligned} N_u &= (1.35 \times N_G) + (1.5 \times N_Q) = (1.35 \times 912.66) + (1.5 \times 86.99) = 1362.57 \text{KN} \\ N_u &= 1362.57 \text{KN} \end{aligned} \right\}$$

II.2.5. VÉRIFICATION DE LA SECTION ADOPTER:

• **STABILITÉ DE FORME :**

A partir de [BAEL91 (B.8.4. 1) page 197]. il faut vérifier que $N_u < \overline{N}_u$

• **VÉRIFICATION AU FLAMBEMENT :**

$$\left\{ \lambda = \frac{L_f}{i} \Rightarrow L_f = 0.7L_0 \right\} \Rightarrow \{L_f = 0.7 \times 3.06 = 2.142\text{m}\}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \sqrt{\frac{0.5^2}{12}} = 0.14 < 50$$

$$\lambda = \frac{2.142}{0.14} = 15.3 \leq 50 \Rightarrow \left\{ \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{15.3}{35} \right)^2} = 0.818 \right\} \Leftrightarrow \{\alpha = 0.818\}$$

$$N_u \leq \overline{N}_u = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$\gamma_b = 1.5 \rightarrow \gamma_s = 1.15 \rightarrow f_{c28} = 25 \text{MPa} \rightarrow f_e = 400 \text{MPa}$$

$$B_r = (a - 2) \times (b - 2) = (450 - 20) \times (500 - 20) = 206400 \text{mm}^2$$

• Selon les R.P.A99 version 2003. la section de l'acier dans la zone III est.

• $A_{min}^{RPA} = 0.90 \% Br \rightarrow$ en zone III

• Selon les règles BAEL83 est :

$$A_{min}^{BAEL} = \left\{ \begin{aligned} \frac{0.2bh}{100} &= 450 \text{mm}^2 \\ \frac{8(b+h)}{100} &= 76 \text{mm}^2 \end{aligned} \right\}$$

$$A = \max(A_{min}^{RPA}; A_{min}^{BAEL}) = \max(185760; 76) \Leftrightarrow A_{max} = A_{min}^{RPA} = 185760 \text{mm}^2$$

$$\left\{ \begin{aligned} \overline{N}_u &= 0.829 \left[\frac{206400 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 185760 \times \frac{400}{1.15} \right] = 567321144 \text{N} \\ \overline{N}_u &= 5673211 \text{KN} \end{aligned} \right\}$$

- La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité.

$$\{N_u = 1362.57 \text{KN} < \overline{N}_u = 5673211 \text{KN} \dots \dots \dots \text{cv}\}$$

- La vérification se fait pour le poteau de plus sollicité.
- alors la section (45×50) cm² est vérifié.

N ⁰	Nu (KN.m)	Amin (B.A.E.)	Amin(RP)	A (mm ²)	Br (mm)	\bar{N} (KN.)	condition
RDC-9 ^{ét}	1362.57	76	185760	185760	206400	56732.11	CV

- donc les sections choisies sont suffisantes dans tous les étages.

- RDC -9 étages : (45×50) cm²
- D'après les règles R.P.A99 version 2003 (art.7.4.3.1):

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30 \Rightarrow \frac{1362.57 \times 10^3}{450 \times 500 \times 25} = 0.24 \leq 0.30$$

- la section sera adoptée après avoir fait la descente des charges pour les poteaux.

Chapitre III :

*Etude des éléments
secondaires*

III.1. L'ACROTÈRE

III.1.1. INTRODUCTION:

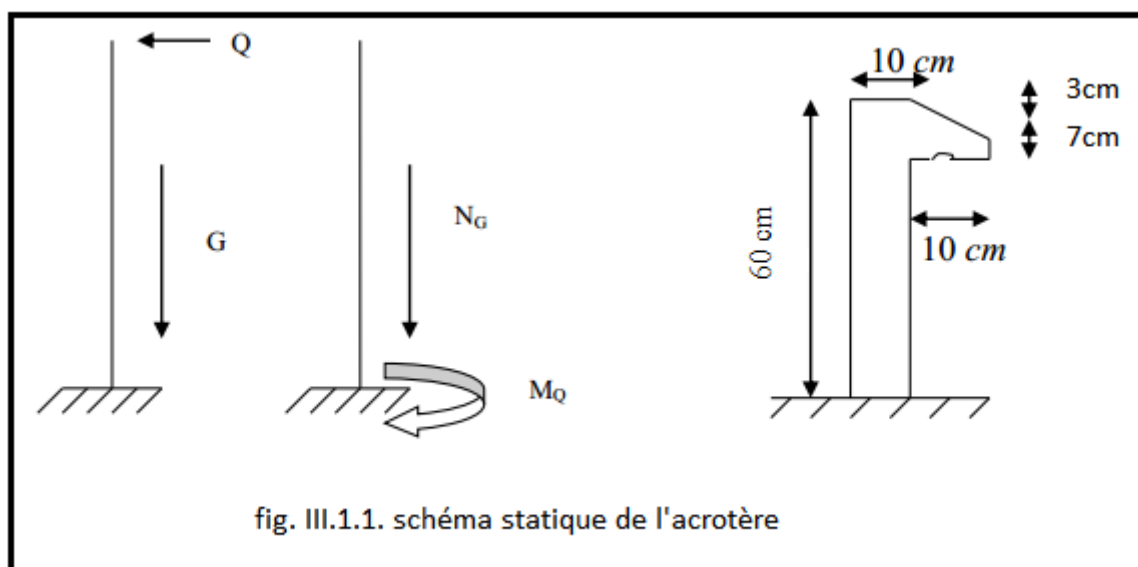
L'acrotère est un élément de protection conçu à contourner le bâtiment, c'est un mur périphérique réalisé en béton armé.

Le rôle est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse. Ainsi il sert à la protection des ouvriers de maintenance.

III.1.2. MODE DE TRAVAIL:

L'acrotère est calculé comme une console encastrée à sa base dans le plancher terrasse et travaillant à la flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire sous l'effet :

- De la surcharge " Q " horizontale due à la poussée de la main courante appliquée à l'extrémité supérieure.
- Un effort normal " N " appliqué au centre de gravité (charge verticale) due à son poids propre " G ".
- L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fait à l'ELU, et à l'ELS. (fig.III.1.1)



III.1.3. EVALUATION DES CHARGES:

- Charge permanent "G" :

$G=1.83KN/ml.$

- Surcharge exploitation "Q" :

$Q=1KN/ml$ (plancher terrasse inaccessible).

D'après RPA99 : (article 6.2.3)

Les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule : $F_p = 4 A C_P W_P.....$ (6-3)

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1)..... (R.P.A99 art 6.2.3) pour la zone et le groupe d'usage appropriés.

C_p : Facteur de force horizontale variant entre (0.3 et 0.8) (R.P.A2003)

W_P : Poids propre de l'élément considère (acrotère).

- Salon R.P.A99 ; le tableau (4.1) page 45 avec (zone III-groupes d'usage 2)

On a : $A = 0.25$

- Salon R.P.A 2003 ; le tableau (6.1) page 67 on à : $C_p = 0.8$ (élément en consol)

Donc : $F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 1.83 = 1.46KN/ml.$

$F = \max(F_p \div Q) \Rightarrow \max(1.46 \div 1) \Rightarrow F_p \geq Q \Leftrightarrow F_p = 1.46KN / ml$

Par conséquence on prend $F = F_p = 1.46K N/ml.$

III.1.4. SOLLICITATION:

- Poids propre de l'acrotère: $G = 183dan/ml.$
- Surcharge : $F=146dan/ml.$

La section la plus dangereuse se trouve au niveau d'encastrement (à la base).

$N = G= 183KN/ml$

$M = F \times h = 146 \times 0.6 = 87.6dan.ml$

$T = F = 146dan/ml$

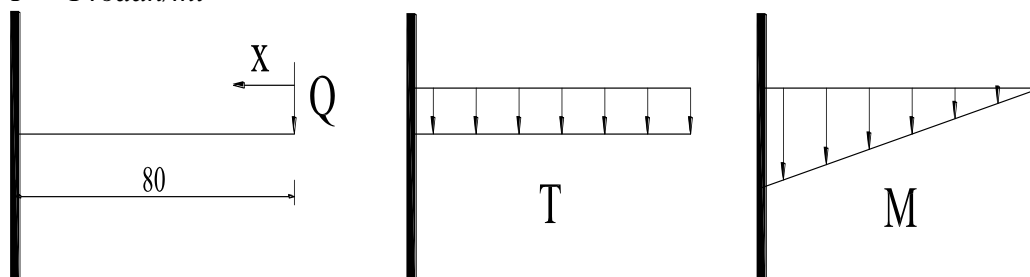


Fig. III.1.2. Schéma statique

- **Combinaisons d'action:**

- **E.L.U:**

$N_u = 1 \times G = 1 \times 183 = 183 \text{ dan/ml}$ (On ne peut pas le majorer puisque le poids du béton travaille dans le sens favorable.)

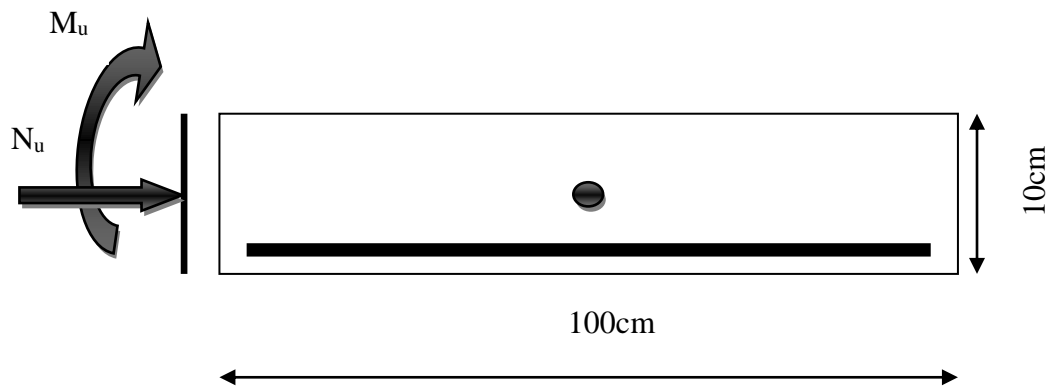
$$M_u = 1.5 \times M = 1.5 \times 87.6 = 131.4 \text{ dan} \cdot \text{m}$$

$$T_u = 1.5 \times T = 1.5 \times 146 = 219 \text{ dan/ml}$$

- **E.L.S :**

$$N^{ser} = 1 \times N = 1 \times 183 = 183 \text{ dan/ml}$$

$$M^{ser} = 1 \times M = 1 \times 87.6 = 87.6 \text{ dan.m}$$



III.1.5. CALCUL DE FERRAILLAGE:

La section de calcul est rectangulaire de largeur $b=100$ cm et de hauteur $h=10$ cm.

III.1.5.1. Diamètre des barres:

Les diamètres employés sont

$$\phi_L \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi_L \leq \frac{100}{10} = 10 \text{ mm} \Rightarrow \phi_L \leq 10 \text{ mm (B.A.E.L91.A.7.2.1)}$$

On prend : $\Phi_l = 8 \text{ mm}$ et on prend : $\Phi_t = 6 \text{ mm} < \Phi_l$

III.1.5.2 .Protection des armatures :

L'acrotère est un élément exposé aux intempéries, alors l'enrobage des armatures soit $c=3 \text{ cm}$ à partir de l'axe de l'armature (B.A.E.L91.A.7.1).

III.1.6. ARMATURES LONGITUDINALES :

- **Ferraillage de la section à E.L.U :**

- Détermination de l'excentricité du centre de pression:

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{131.4}{183} = 0.718 \text{ m}$$

$$e_1 = \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ m} \Rightarrow e_G = \max(e_0 \div e_1) = 0.718 \text{ m}$$

La section est partiellement comprimée (S.P.C) ; par conséquent sera calculée en flexion simple et soumise à un moment M_A égale au moment par rapport aux CDG (centre de gravité) armatures tendues.

$$M_A = M_u + N_u \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 131.4 + 183 \left[\left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) \right] = 140.52 \text{ dan} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_A}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{1405.2}{17 \times 100 \times 7^2} = 0.0201 < \mu_l = 0.392.$$

Danc les armateurs comprimés ne sont pas nécessaire $\Rightarrow A'_f = 0$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \\ \beta = 1 - 0.4\alpha \end{array} \right\}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu = 0.0201 \Rightarrow \alpha = 0.026 \Rightarrow \beta = 0.989. \\ A_f = \frac{M_A}{\sigma_s \times \beta \times d} \\ A_f = \frac{1405.2}{348 \times 0.989 \times 7} = 0.583 \text{ cm}^2. \\ A_f = 0.583 \text{ cm}^2. \end{array} \right\}$$

N est un effort de compression $\Rightarrow A_u = A_f - \frac{N}{100\bar{\sigma}_s}$, $A_f' = A_u' = 0$.

$$A_u = 0.583 - \frac{1405.2}{100 \times 348} = 0.542 \text{ cm}^2.$$

III.1.7 . E.L.S :

1-Détermination de l'excentricité du centre de pression

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{87.6}{183} = 0.478 \text{ m}$$

La section est partiellement comprimée.

Tant que l'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées préjudiciables.

2-Calcul de la section à la flexion simple :

$$M_{ser}^1 = M_{ser} + N_{ser} \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 87.6 + 183 \left[\left(\frac{0,1}{2} - 0,03 \right) \right] = 91.26 \text{ dan} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_s^1 \cdot b \cdot d^2} = \frac{912.6}{201.63 \times 100 \times (7)^2} = 0.0009$$

$$\mu_1 = 0.0009 \Rightarrow \beta_1 = 0.999$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}^1}{\sigma_s^1 \cdot b \cdot d} = \frac{87.6}{201.63 \times 100 \times 7} = 0.0062$$

3-Calcul de la section à la flexion composée :

$$A^{ser} = A_1^{ser} \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_s} = 0.62 \frac{1830}{100 \times 201.63} = 0.52 \text{ cm}^2$$

4-Condition de non fragilité :

- Section minimale d'armature : BAEL91 (A.4.2.1).

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad ; \quad (f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}).$$

$$A_{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} \geq 0,84 \text{ cm}^2$$

$$\therefore \text{Donc : } A = \max (A^u ; A^{ser} ; A^{\min}) \Rightarrow A = A^{\min} = 0.84 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A^l = 5 \text{ } \emptyset \text{ } 6 = 1.41 \text{ cm}^2.$$

5-Pourcentage minimale des armatures longitudinales :

Selon B.A.E. L91(B.5.3.1)

$$A_L \geq 0,0025 \times b \times h = 0,0025 \times 100 \times 10 = 2,5 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_u ; A_{ser} ; A_L) = \max (0,545 ; 0,52 ; 2,5) = 2,5 \text{ cm}^2$$

Alors, on prend : $A_1 = 5 \text{ } \emptyset \text{ } 8 = 2,51 \text{ cm}^2$.

6-Armatures De Repartition :

$$A^r = \left(\frac{1}{4} - \frac{1}{2} \right) A^l = (0.6275 \div 1.25)$$

$$\text{On adopte : } A^r = 4 \text{ } \emptyset \text{ } 6 = 1.13 \text{ cm}^2$$

- L'espacement des armatures :

$$A_{\ell} = 5 \phi 8 \rightarrow S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$A_r = 4 \phi 6 \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

7-Vérification De L'effort Tranchant : BAEL (A.5.1,1)

$$\tau_u = \frac{T_U}{b_0 \times d} = \frac{2190}{1000 \times 70} = 0.031 \text{ MPa.}$$

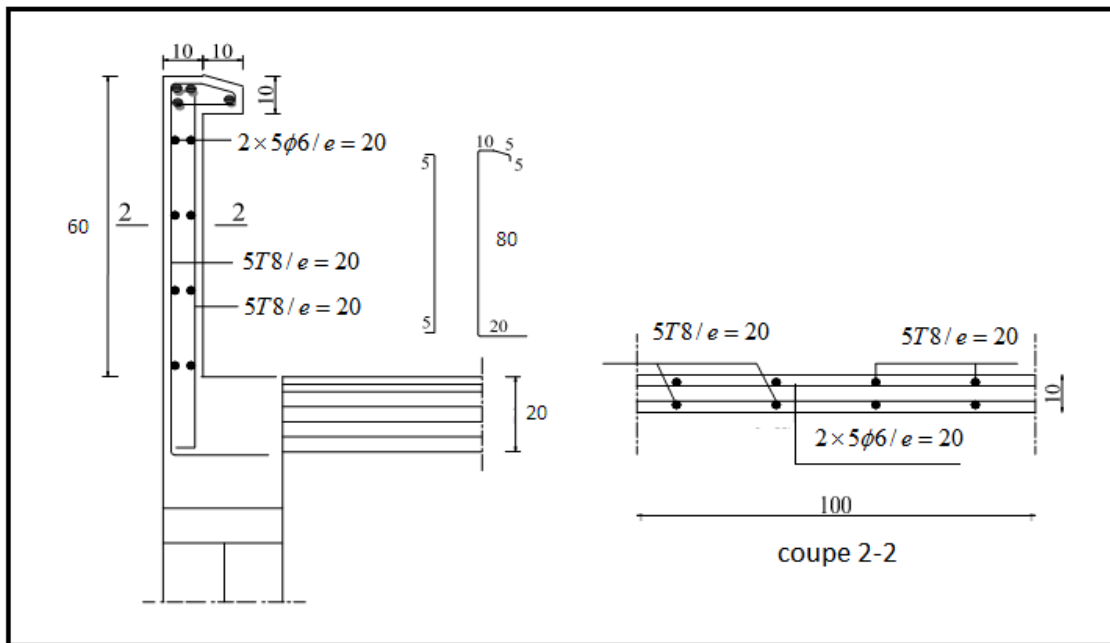
La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.10 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.031 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

8-Présentation du Ferrailage :



III.2. LES BALCONS

III.2.1. INTRODUCTION :

Le balcon est une dalle pleine en béton armée, encastrée dans la poutre de rive.

Dans le calcul on prend une bande de 1 mètre.

Le calcul se fait sur une bande de 1m de largeur d'une section rectangulaire travaillant comme une console soumise à la flexion simple du à :

- G : poids propre de la console.
- Q : surcharge d'exploitation.
- P : charge concentrée due au poids des murs extérieurs et l'acrotère.

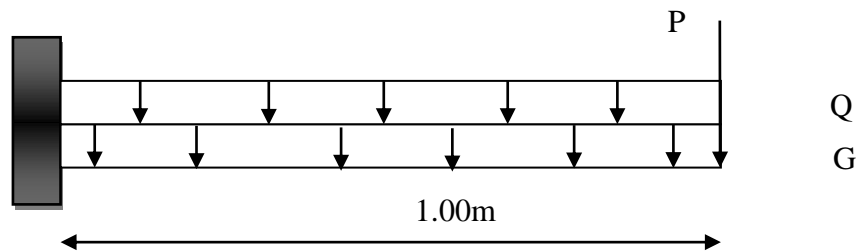


Fig.III.2.1 : Schéma statique

- **Balcon étage courant :**

-Les charges permanentes et d'exploitations :

$$G = 4.82 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3.50 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{[(D.T.R. BC2.2)]}$$

En prend la charge du mur extérieur une charge concentré.

$$h = 1 \text{ m}$$

$$P = 2.96 \times 1 = 2.96 \text{ KN / ml}$$

$$\left. \begin{array}{l} G = 4.82 \times 1 = 4.82 \text{ KN / ml} \\ Q = 3.5 \times 1 = 3.50 \text{ KN / ml} \\ P = 2.96 \text{ KN / ml} \end{array} \right\}$$

III.2.3.1.1. CALCUL DES SOLLICITATIONS :

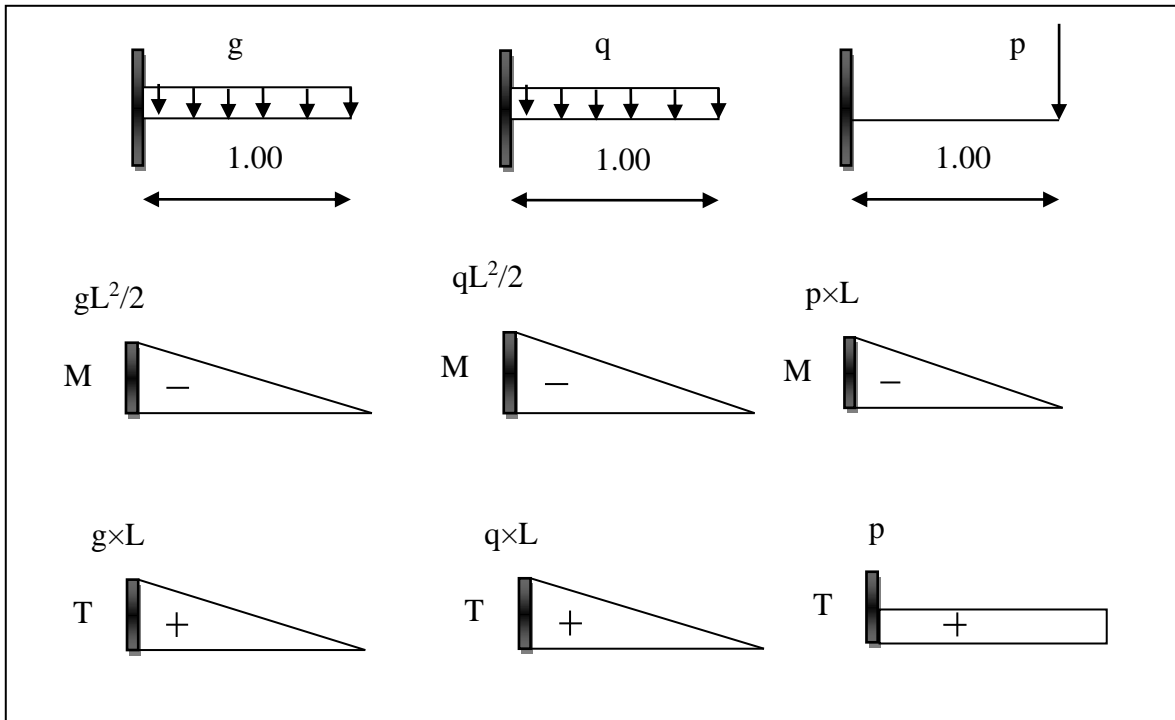


Fig.III.2.2 : Diagramme des forces

ELU :

$$M_g = g \cdot l^2 / 2$$

$$T_g = g \cdot l$$

$$M_q = q \cdot l^2 / 2$$

$$T_q = q \cdot l$$

$$M_p = p \cdot l$$

$$T_p = p$$

• Tableau récapitulatif :

$M_g(KN.m)$	$M_q(KN.m)$	$M_p(KN.m)$	$T_g(KN)$	$T_q(KN)$	$T_p(KN)$
-2.41	-1.75	-2.96	4.82	3.5	2.96

III.2. 3.1.2. COMBINAISONS D'ACTION :

• E.L.U :

$$M_u = 1,35(M_g + M_p) + 1,5M_q$$

$$T_u = 1,35(T_g + T_p) + 1,5T_q$$

- **E.L.S :**

$$M_{ser} = M_g + M_p + M_q$$

$$T_{ser} = T_g + T_p + T_q$$

- **Tableau récapitulatif :**

E.L.U	M_u (KN.m)	-10.79
	T_u (KN)	15.75
E.L.S	M_{ser} (KN.m)	-7.12
	T_{ser} (KN)	11.28

III.2.3.1.3. CALCUL DU FERRAILLAGE:

On va calculer le balcon plus sollicité ; celui d'étage courant, et on adopte le même ferrailage les autres balcons.

- **E.L.U :**

$$M_u = 10.79 \text{ KN.m}$$

$$T_u = 15.75 \text{ KN}$$

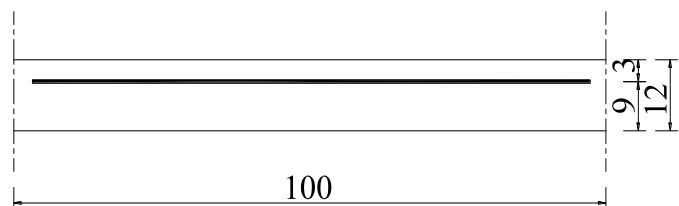
- **L'ENROBAGE :**

$$C > C_0 + \frac{\Phi}{2}$$

$$C_0 \geq 2 \text{ cm} \Rightarrow \text{(Fissurations préjudiciable)}$$

$$\Phi \leq \frac{h}{10} = \frac{12}{10} = 1.20 \text{ cm} \Rightarrow \Phi = 1.20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{(BAEL91 (A.7.2,1))}$$

$$C \geq 2 + \frac{1.20}{2} = 2.60 \text{ cm} \Rightarrow C = 3 \text{ cm}$$



- **LES ARMATURES LONGITUDINALES :**

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{10.79 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times 9^2} \Rightarrow \mu = 0,0938$$

$$\mu = 0,0938 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

La section est simplement armée

$$\mu = 0,094 \Rightarrow \alpha = 0,1233, \beta = 0,950$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{10,79 \times 10^3}{348 \times 0,950 \times 9} \Rightarrow A = 3,62 \text{ cm}^2$$

- **E.L.S : D'après le B.A.E.L 83 exercices**

- la fissuration est peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

- section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de σ_b est inutile, si la condition suivante est remplie.

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}, f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

- **Tableau récapitulatif :**

M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	γ	α	$\bar{\alpha}$	Condition
-10.79	-7.12	1,51	0,1233	0,50	CV

- **Pourcentage minimale : B.A.E.L 91(art B.6.4)**

$$A'_{min} \geq 0,001 \times b \times d = 0,001 \times 100 \times 9 = 0,9 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} \geq 0,23 \times 100 \times 9 \times \frac{2,10}{400} = 1,08 \text{ cm}^2$$

- **Tableau récapitulatif :**

$$A = \max(A_u; A_{min}; A'_{min})$$

A_u (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A'_{min} (cm ²)	A (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
3.62	1,08	0,9	3.62	3.93 = 5T10

III.2.3.1.4. Vérification de l'effort tranchant: B.A.E.L.91(A.5.1)

On doit vérifier :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{15,75 \times 10^3}{1000 \times 90} = 0,175 \text{ Mpa}$$

La fissuration est peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa}\right) \text{ (B.A.E.L.91 art A.5.1.211)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,33; 5\text{Mpa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33\text{Mpa}$$

$$\tau_u = 0,175\text{Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33\text{Mpa} \dots\dots\dots (C \cdot V)$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.2.3.1.5. Les armatures des répartitions : (B.A.E.L.91 art A.8.2.41)

$$A_r = \frac{A_{adp}}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98\text{cm}^2$$

$$\text{Soit: } A_r = 5T5 = 0,98\text{cm}^2$$

III.2. 3.1.6. Espacement entre les armatures: (B.A.E.L.91 art (A.8.2.42))

A. Les armatures longitudinales:

$$S_l \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(36\text{cm}; 33\text{cm}) \Rightarrow S_l \leq 33\text{cm}$$

On prend $S_l = 20\text{cm}$

B. Les armatures transversales:

$$S_t \leq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(48\text{cm}; 45\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 45\text{cm}$$

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

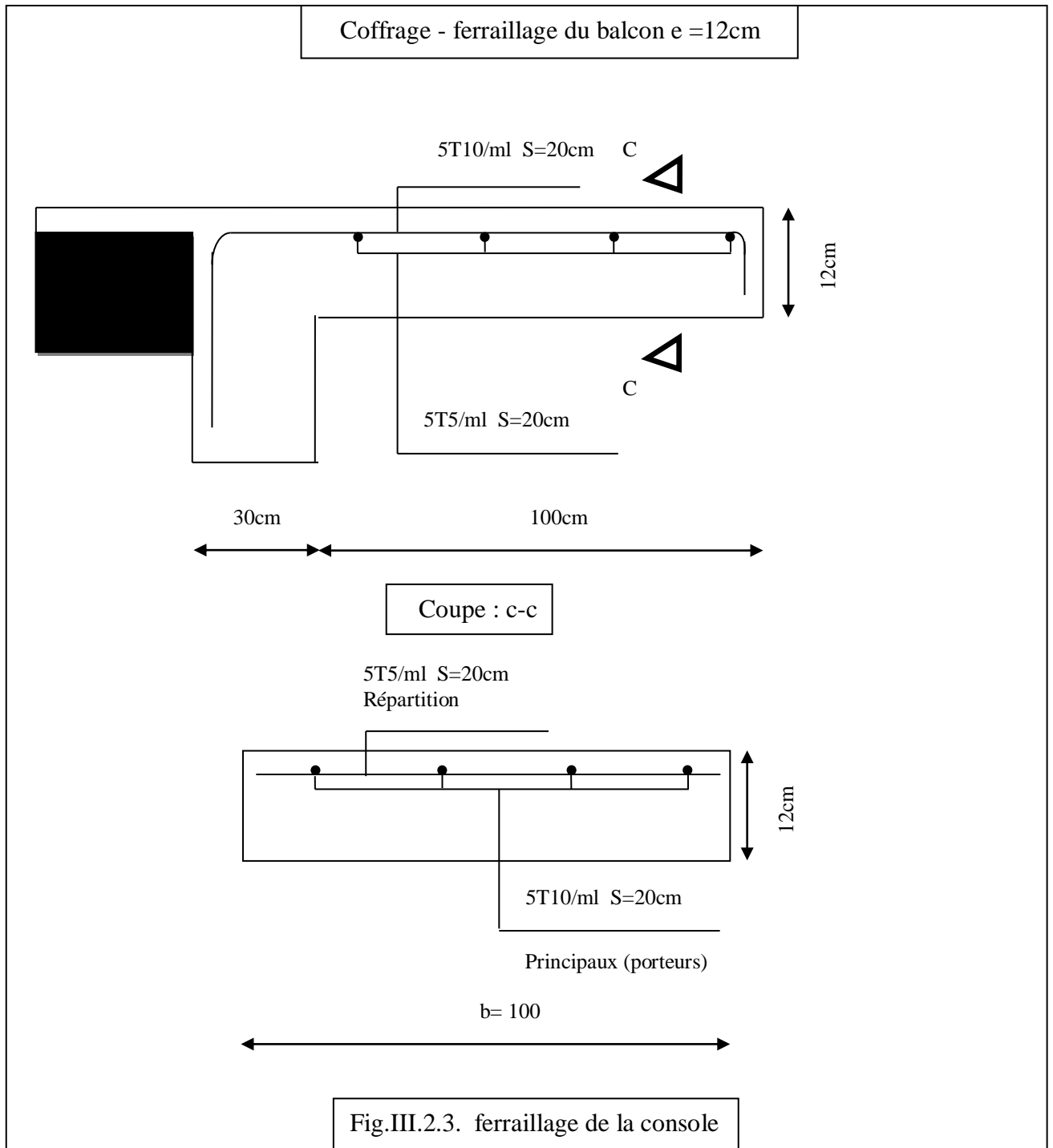
III.2. 3.1.7. Vérification de la flèche: (B.A.E.L.91 art (B.6.5.2))

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{12}{100} = 0,12 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots C \cdot V$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,12 > \frac{0,85M_0}{10M_0} = 0,085 \dots\dots\dots C \cdot V$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,93}{100 \times 9} = 0,00436 \leq \frac{4,2}{400} = 0,01050 \dots\dots\dots C \cdot V$$

III.2.3.1.8. PRESENTATION DU FERRAILLAGE :



- **Balcon terrasse :**
- **Les charges permanentes et d'exploitations :**
 $G=6.08\text{KN}/\text{m}^2$
 $Q = 1\text{KN} / \text{m}^2 \dots\dots\dots$ [(D.T.R. BC2.2)]

- En prend la charge de l'acrotère une charge concentré $P = 1.83 \text{KN} / \text{ml}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 6.08 \times 1 = 6.08 \text{KN} / \text{ml} \\ Q = 1 \times 1 = 1 \text{KN} / \text{ml} \\ P = 1.83 \text{KN} / \text{ml} \end{array} \right\}$$

III.2.4.1. CALCUL DES SOLLICITATIONS :

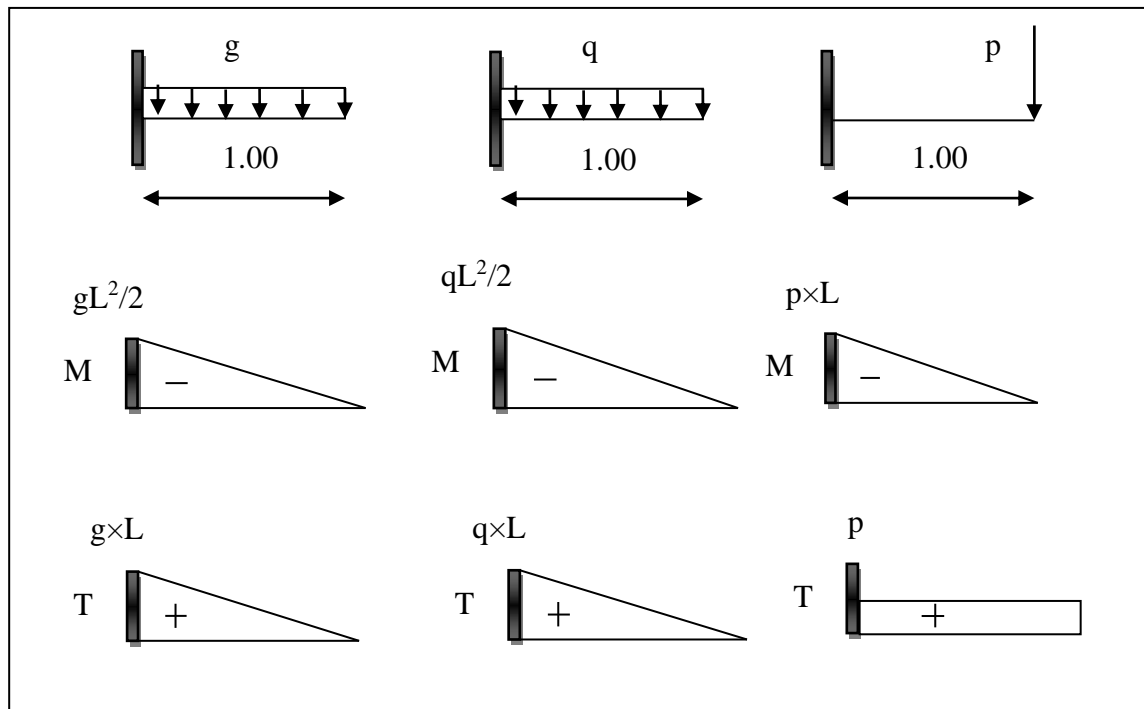


Fig.III.2.4.Diagramme des forces

ELU :

$$\begin{array}{ll} M_g = g \cdot l^2 / 2 & T_g = g \cdot l \\ M_q = q \cdot l^2 / 2 & T_q = q \cdot l \\ M_p = p \cdot l & T_p = p \end{array}$$

- Tableau récapitulatif:**

$M_g(\text{KN.m})$	$M_q(\text{KN.m})$	$M_p(\text{KN.m})$	$T_g(\text{KN})$	$T_q(\text{KN})$	$T_p(\text{KN})$
- 3.04	- 0.5	- 1.83	6.08	1	1.83

III.2.4.2. COMBINAISONS D'ACTION :

- E.L.U :**

$$\begin{array}{l} M_u = 1,35(M_g + M_p) + 1,5M_q \\ T_u = 1,35(T_g + T_p) + 1,5T_q \end{array}$$

• **E.L.S :**

$$M_{ser} = M_g + M_p + M_q$$

$$T_{ser} = T_g + T_p + T_q$$

• **Tableau récapitulatif :**

E.L.U	M_u (KN.m)	-7.32
	T_u (KN)	12.17
E.L.S	M_{ser} (KN.m)	-5.37
	T_{ser} (KN)	8.91

III.2.4.3. CALCUL DU FERRAILLAGE:

On va calculer le balcon plus sollicité ; celui d'étage courant, et on adopte le même ferrailage les autres balcons.

• **E.L.U :**

$$M_u = 7.32 \text{ K N.m}$$

$$T_u = 12.17 \text{ K N}$$

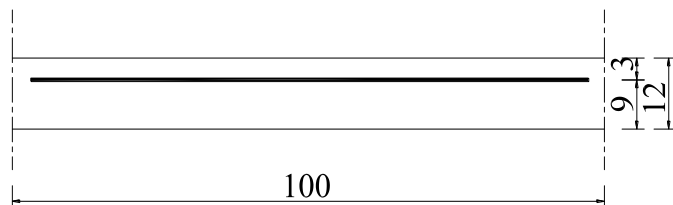
• **L'ENROBAGE :**

$$C > C_0 + \frac{\Phi}{2}$$

$$C_0 \geq 2 \text{ cm} \Rightarrow \text{(Fissurations préjudiciable)}$$

$$\Phi \leq \frac{h}{10} = \frac{12}{10} = 1.20 \text{ cm} \Rightarrow \Phi = 1.20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{(BAEL91 (A.7.2,1))}$$

$$C \geq 2 + \frac{1.20}{2} + 2.60 \text{ cm} \Rightarrow C = 3 \text{ cm}$$



• **LES ARMATURES LONGITUDINALES :**

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{7.32 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times 9^2} \Rightarrow \mu = 0,063$$

$$\mu = 0,063 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

La section est simplement armée

$$\mu = 0,063 \Rightarrow \alpha = 0,081, \beta = 0,967$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{7,32 \times 10^3}{348 \times 0,967 \times 9} \Rightarrow A = 2,41 \text{ cm}^2$$

• **E.L.S : D'après le B.A.E.L 83 exercices :**

Tant que la section est rectangulaire soumise à la flexion simple et les armatures sont de classe FeF400.

La vérification de $\bar{\sigma}_b$ n'est pas nécessaire si la condition suivante est vérifiée

Comme la condition est vérifiée alors la vérification de $\bar{\sigma}_b$ n'est pas nécessaire. Donc pas de vérification à E.L.S.

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}, f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

• **Tableau récapitulatif :**

M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	γ	α	$\bar{\alpha}$	Condition
7.32	5.37	1,363	0,1209	0,4815	V

• **Pourcentage minimale : B.A.E.L 91(art B.6.4)**

$$A'_{\min} \geq 0,001 \times b \times d = 0,001 \times 100 \times 9 = 0,9 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité : B.A.E.L 91(A.4.2.1)**

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 9 \times \frac{2,10}{400} = 1,08 \text{ cm}^2$$

• **Tableau récapitulatif :**

$$A = \max(A_u; A_{\min}; A'_{\min})$$

A_u (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	A'_{\min} (cm ²)	A (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
2.41	1,08	0,9	2.41	4,52 = 4T12..

III.2. 4.4. Vérification de l'effort tranchant: B.A.E.L.91(A.5.1)

On doit vérifier :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{12.17 \times 10^3}{1000 \times 90} = 0,13 \text{Mpa}$$

La fissuration est peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 f_{ct28}}{\gamma_b}; 5 \text{Mpa}\right) \text{ (B.A.E.L.91 art A.5.1.211)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.33; 5 \text{Mpa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{Mpa}$$

$$\tau_u = 0,13 \text{Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{Mpa} \dots\dots\dots (C \cdot V)$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.2.4.5. Les armatures des répartitions : (B.A.E.L.91 art A.8.2.41)

$$A_r = \frac{A_{adp}}{4} = \frac{2.41}{4} = 0.60 \text{cm}^2$$

Soit: $A_r = 4T8 = 2.01 \text{cm}^2$

III.2.4.6. Espacement entre les armatures: (B.A.E.L.91 art (A.8.2.42))

A. Les armatures longitudinales:

$$S_l \leq \min(3h; 33 \text{cm}) = \min(36 \text{cm}; 33 \text{cm}) \Rightarrow S_l \leq 33 \text{cm}$$

On prend $S_l = 25 \text{cm}$

B. Les armatures transversales:

$$S_t \leq \min(4h; 45 \text{cm}) = \min(48 \text{cm}; 45 \text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 45 \text{cm}$$

On prend $S_t = 25 \text{cm}$

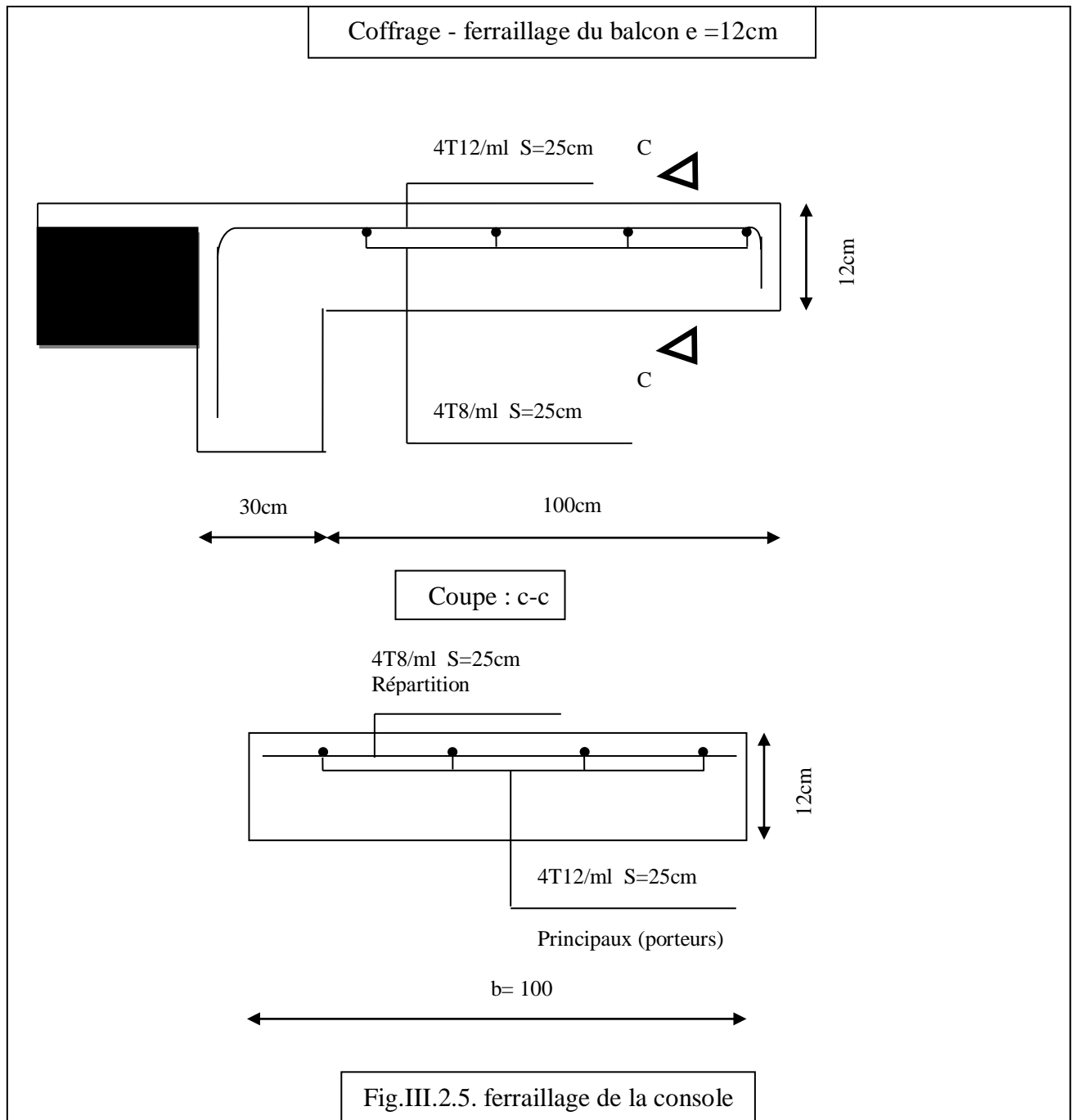
III.2.4.7. Vérification de la flèche: (B.A.E.L.91 art (B.6.5.2))

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{12}{100} = 0,12 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots C \cdot V$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,12 > \frac{0,85M_0}{10M_0} = 0,085 \dots\dots\dots C \cdot V$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.41}{100 \times 9} = 0,00237 \leq \frac{4,2}{400} = 0,01050 \dots\dots\dots C \cdot V$$

III.2.4.8. PRESENTATION DU FERRAILLAGE :



III.3. L'ESCALIER

III.3.1. Définition :

L'escalier est un ouvrage constitué d'une succession de gradins, et permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment.

L'escalier de notre bâtiment est en béton armé coulé sur place.

III.3.2 Etude de l'escalier :

- ✓ L'épaisseur de (palier et volée) 14cm.
- ✓ Giron de 30cm.
- ✓ Contre marche de 17cm.

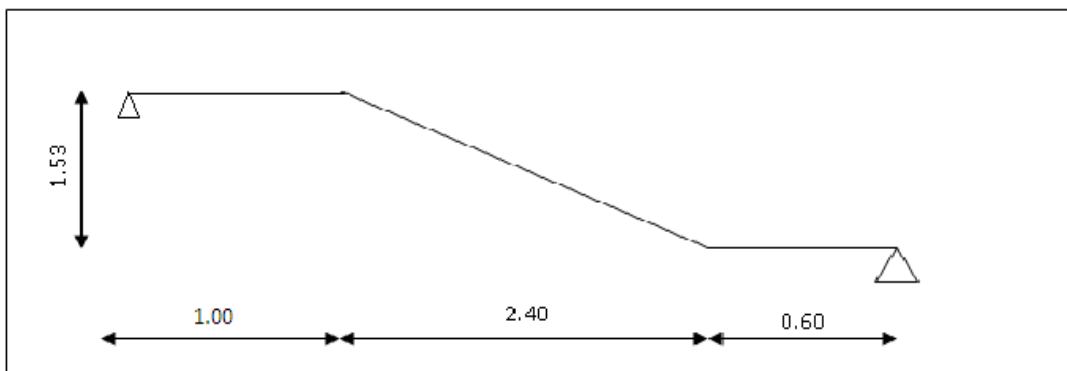


Fig.III.3.1.Schéma d'escalier

III.3.3. METHODE DE CALCUL :

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple.

Le calcul des armatures se fait sur une bonde de 1 m de largeur.

III.3.3.1.LES CHARGES APPLIQUEES :

- Charge permanente : (DTR B.C 2.2)

A. pailleasse :

$$G=7.51KN/m$$

B. palier :

$$G=4.90KN/m$$

- Surcharge d'exploitation: (DTR B.C 2.2)

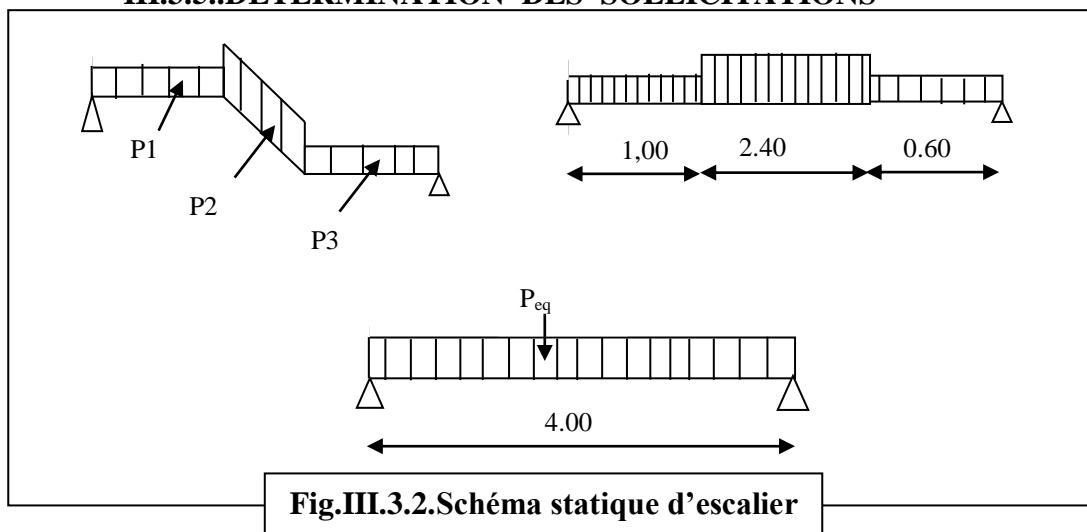
$$\left\{ \begin{array}{l} Q = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ q = Q \times 1 = 2.50 \times 1 = 2.50 \text{ KN} / \text{m} \end{array} \right\}$$

III.3.4. COMBINAISONS D'ACTION :

- E.L.U : $P_u = (1.35 \times g) + (1.5 \times q)$
- ELS : $P_{ser} = g + q$

Élément	Paillasse (KN/m)	PALIER (KN/m)
ELU	13.88	10.36
ELS	10.01	7.4

III.3.5..DETERMINATION DES SOLLICITATIONS



- La charge équivalente $\Rightarrow \left\{ P_{eq} = \frac{(P_1 \times L_1) \times 2 + (P_2 \times L_2) \times (P_3 \times L_3)}{(L_1 + L_2 + L_3)} \right\}$

- Le moment isostatique $\Rightarrow \left\{ M_0 = P_{eq} \times \left(\frac{L^2}{8} \right) \right\}$

.moment en travée : $M_t = 0.85.M_0$

.moment sur appui : $M_a = 0.30.M_0$

- L'effort tranchant $\Rightarrow \left\{ T_u = P_{eq} \times \left(\frac{L}{2} \right) \right\}$

Elément	P_{eq} (KN / m)	M_0 (KN.m)	M_{ap} (KN.m)	M_t (KN.m)	T (KN)
ELU	13.22	26.44	7.93	22.47	26.44
ELS	8.96	17.92	5.37	15.23	17.92

III.3.6. CALCUL DE FERRAILLAGE :

III.3.6.1. ARMATURES LONGITUDINALES :

▪ **E.L.U :**

$f_e = 400MPa \rightarrow \sigma_s = 348MPa \rightarrow \bar{\sigma}_b = 14.2MPa \rightarrow \mu l = 0.392$

$\mu = \frac{M_u}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} \Rightarrow \mu < \mu l \Leftrightarrow A' = 0$

$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}); \beta = (1 - 0,4\alpha); A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$

$d = h - c \Rightarrow d = 14 - 2 = 12cm; b = 100cm \dots$

Elément	M_u (KN.m)	μ	α	β	A_{calcul} (cm ²)
Travée	22.47	0.109	0.144	0.942	5.71
Appuis	7.93	0.038	0.048	0.980	1.93

▪ **E.L.S :**

- La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant $\{\sigma_s\}$.
- la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ avec: $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

Elément	α	M_u	M_{ser}	γ	f_{c28}	$\bar{\alpha}$	Condition
Travée	0.144	22.47	15.23	1.47	25	0.485	c.v
Appuis	0.048	7.93	5.37	1.47	25	0.485	c.v

III.3.6.2. CONDITIONS DE NON FRAGILITE :.....[BAEL91 (art A.4.2.1)]

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} \geq 1.72 \text{ cm}^2$$

III.3.6.3. POURCENTAGE MINIMAL: [BAEL 91 (art B.6.4)]

$$A'_{\min} \geq 0.001 \times b \times d = 0.001 \times 100 \times 12 = 1.20 \text{ cm}^2$$

Donc $A = \max(A_{calcul} - A_{\min} - A'_{\min})$

• TABLEAU RÉCAPITULATIF DU FERRAILLAGE :

Elément	$A_{calcul} (\text{cm}^2)$	$A_{\min} (\text{cm}^2)$	$A'_{\min} (\text{cm}^2)$	$A_{\max} (\text{cm}^2)$	$A_{adopte} (\text{cm}^2)$
Travée	5.71	1.72	1.20	5.71	6T12=6.79
Appuis	1.93	1.72	1.20	1.93	4T8=2.01

III.3.6.4. VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT :

La contrainte tangente τ_u :..... [BAEL91 (art A.5.1.1)]

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \left\{ \begin{array}{l} T_{\max} = 26.44 \text{ KN} \\ b_0 = 100 \text{ cm} \rightarrow d = 12 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{26.44 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.220 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.20 \times \frac{f_{28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) \dots \dots \dots \text{(BAEL91.art.A.5.1.211)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.20 \times \frac{25}{1.5}, 5 \text{ MPa} \right) \Leftrightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.220 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

III.3.6.5. LES ARMATURES DE REPARTITION :

$$A_t = \frac{A_L}{4}$$

Elément	$A_t (\text{cm}^2)$	$A_t (\text{cm}^2)$	$A_{adp} (\text{cm}^2)$
Travée	6.79	1.69	6T6=1.70
Appuis	2.01	0.50	4T6=1.13

III.3.6.6. ESPACEMENT ENTRE LES ARMATURES : [BAEL91 (art A.8.2.42)]

a). Armatures longitudinales :

$$\{S_l \leq \min(3h; 33cm) \Rightarrow \min(45cm, 33cm) \Rightarrow S_l \leq 33cm\}$$

On prend $S_l = 25cm$.

b). Armatures transversales :

$$\{S_t \leq \min(4h; 45cm) = \min(60cm, 45cm) \Rightarrow S_t \leq 45cm\}$$

On prend $S_t = 15cm$ on travée et 33cm on appuis.

III.3.6.7. VERIFICATION DE LA FLECHE: BAEL91 (art B.6.5.2)

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} &\Rightarrow \frac{14}{400} = 0.035 < \frac{0.84}{10} = 0.084 \dots\dots\dots c.n.v \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{F_e} &\Rightarrow \frac{6.79}{12 \times 100} = 0.0056 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots c.v \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} &\Rightarrow \frac{14}{400} = 0.035 < 0.0625 \dots\dots\dots c.n.v \end{aligned} \right\}$$

Comme les conditions (1) et (3) ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition :

$$\left\{ \text{Avec: } f_{adm} = \frac{L}{500} \right\} \Leftrightarrow \text{pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L au plus}$$

égale à (5m)..... [(BAEL 91(art B.6.5.3)]

III.3.7. CALCUL DE LA FLECHE :..... [BAEL 91 (art B.6.5.2)]

- **Position du centre de gravité de la section homogène**

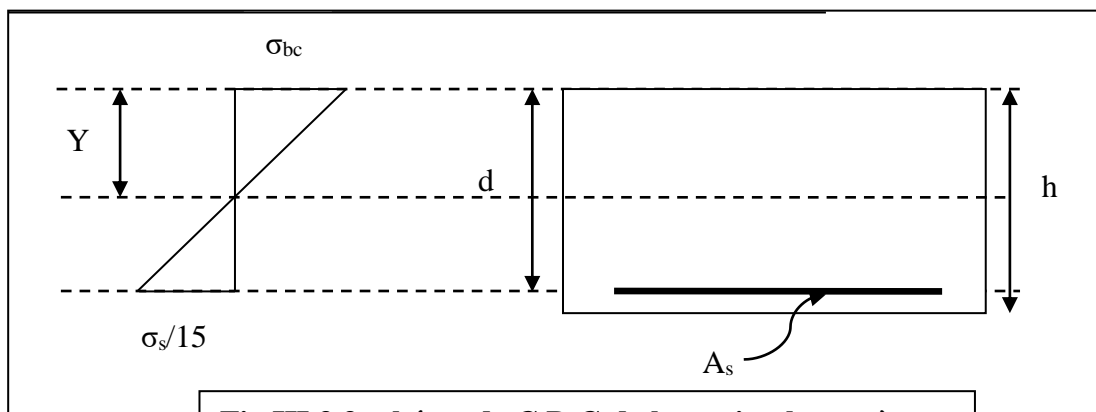


Fig.III.3.3.schéma de C.D.G de la section homogène

$$YG = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i} = \frac{\left(b \times h \times \frac{h}{2} \right) + (\eta \times A_s \times d)}{(b \times h) + (\eta \times A_s)}$$

Avec : $\eta = E_s/E_b = 15$ η : coefficient d'équivalence.

$$\left\{ YG = \frac{\left(100 \times 14 \times \frac{14}{2}\right) + (15 \times 6.79 \times 12)}{(100 \times 14) + (15 \times 6.79)} = 10.97 \text{ cm} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} Y'_G = h - Y_G = 14 - 10.97 = 3.03 \text{ cm} \\ \delta = d - Y_G = 12 - 10.97 = 1.03 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

- **Calcul du moment d'inertie de la section homogène:**

$$I_0 = \frac{b}{3}(Y_G^3 + Y'_G{}^3) + \eta \times A \times \delta^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3}(10.97^3 + 3.03^3) + 15 \times 6.79 \times 1.03^2 = 45039.97 \text{ cm}^4$$

- **Evaluation des flèches :** (BAEL91.art B.6.5.2)

On peut admettre que : $I_f = 1.1 \times \frac{I_0}{1 + \lambda \cdot \mu}$

- **Déformations instantanées :** (pour les déformations instantanées $b = b_0$, $f_{t28} = 2.10 \text{ Mpa}$)

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho}; \text{ avec: } \rho = \frac{A}{(b_0 \times d)} = \frac{6.79}{100 \times 12} = 0.00565 \Leftrightarrow \{\lambda_i = 6.20\} \dots \dots \dots$$

- **Déformations de longue durée :**

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{2}{5} \lambda_i \Leftrightarrow \{\lambda_v = 2.48\}$$

- **Calcul du moment fléchissant à E.L.S :**

g: C'est l'ensemble des charges permanentes.

J : Les charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des revêtements.

P: C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément Considéré.

$$g = \frac{G_1 L_1 + G_2 L_2 + G_3 L_3}{L_1 + L_2 + L_3} = \frac{6.51 \times 1 + 10.31 \times 2.40 + 6.51 \times 0.60}{1 \times 2.40 + 0.60} = 8.79 \text{ KN / ml}$$

$$j = \frac{4.90 \times 1 + 7.51 \times 2.40 + 0.60 \times 4.90}{1 + 2.40 + 0.60} = 6.46 \text{ KN / ml}$$

$$p = g + q = 8.79 + 2.5 = 11.23 \text{ KN / ml}$$

$$M_{ser}^g = g \cdot \frac{l^2}{8} = 8.79 \times \frac{4^2}{8} = 17.58 \text{KN.m}$$

$$M_{ser}^j = j \cdot \frac{l^2}{8} = 6.46 \times \frac{4^2}{8} = 12.92 \text{KN.m}$$

$$M_{ser}^p = p \cdot \frac{l^2}{8} = 11.92 \times \frac{4^2}{8} = 23.84 \text{KN.m}$$

- Calcul des contraintes de traction effective de l'armature :

Donc : $\rho_1 = 100\rho = 0.565 \Rightarrow \beta_1 = 0.848$ (Tableau B A E L 83)

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_g^s = \frac{M_g}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{17.58 \times 10^6}{679 \times 0.848 \times 120} = 258.33 \text{MPa} \\ \sigma_j^s = \frac{M_j}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{12.92 \times 10^6}{679 \times 0.848 \times 120} = 186.98 \text{MPa} \\ \sigma_p^s = \frac{M_p}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{23.84 \times 10^6}{679 \times 0.848 \times 120} = 345.03 \text{MPa} \end{array} \right.$$

- Calcul du coefficient $\{\mu\}$

$$\mu = 1 - \left[\frac{1.75 \times f_{t28}}{(4 \times \rho \times \sigma^s) + f_{t28}} \right] \dots \dots \dots A = 0 \Rightarrow \mu = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_g = 1 - \left[\frac{1.75 \times f_{t28}}{(4 \times \rho \times \sigma_g^s) + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.00565 \times 258.33) + 2.1} \right] = 0.462 \\ \mu_j = 1 - \left[\frac{1.75 \times f_{t28}}{(4 \times \rho \times \sigma_j^s) + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.00565 \times 186.98) + 2.1} \right] = 0.580 \\ \mu_p = 1 - \left[\frac{1.75 \times f_{t28}}{(4 \times \rho \times \sigma_p^s) + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.00565 \times 345.03) + 2.1} \right] = 0.371 \end{array} \right.$$

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.19 \text{Mpa} (\text{BAEL91.artA.2.1.21})$$

$$E_{vj} = \frac{E_i}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{Mpa} (\text{BAEL91.artA.2.1.22})$$

D'autre part :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{Fv}^g = 1.1 \times \frac{I_0}{(1 + (\lambda_v \times \mu_g))} = 1.1 \times \frac{45039.97}{(1 + (2.48 \times 0.462))} = 23089.23 \text{ cm}^4 \\ I_{Fi}^g = 1.1 \times \frac{I_0}{(1 + (\lambda_i \times \mu_g))} = 1.1 \times \frac{45039.97}{(1 + (6.20 \times 0.462))} = 12820.61 \text{ cm}^4 \\ I_{Fi}^j = 1.1 \times \frac{I_0}{(1 + (\lambda_i \times \mu_j))} = 1.1 \times \frac{45039.97}{(1 + (2.48 \times 0.580))} = 20318.22 \text{ cm}^4 \\ I_{Fi}^p = 1.1 \times \frac{I_0}{(1 + (\lambda_i \times \mu_p))} = 1.1 \times \frac{45039.97}{(1 + (6.20 \times 0.371))} = 15012.41 \text{ cm}^4 \end{array} \right.$$

* CALCUL DE LA FLECHE :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{gi} = \frac{(M_{ser}^g \times l^2)}{(10 \times E_{ij} \times I_{Fi}^g)} = \frac{17.58 \times 10^6 \times (400)^2}{(10 \times 32164.19 \times 12220.60 \times 10^4)} = 0.0715 \text{ cm} \\ f_{ji} = \frac{(M_{ser}^j \times l^2)}{(10 \times E_{ij} \times I_{Fi}^j)} = \frac{12.92 \times 10^6 \times (400)^2}{(10 \times 32164.19 \times 20318.22 \times 10^4)} = 0.0316 \text{ cm} \\ f_{pi} = \frac{(M_{ser}^p \times l^2)}{(10 \times E_{ij} \times I_{Fi}^p)} = \frac{23.84 \times 10^6 \times (400)^2}{(10 \times 32164.19 \times 15012.41 \times 10^4)} = 0.0789 \text{ cm} \\ f_{gv} = \frac{(M_{ser}^g \times l^2)}{(10 \times E_{vj} \times I_{Fv}^g)} = \frac{17.58 \times 10^6 \times (400)^2}{(10 \times 10818.86 \times 23089.23 \times 10^4)} = 0.1126 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \leq \overline{f_{adm}} \\ \Delta f_t = 0.1126 - 0.0316 + 0.0789 - 0.0715 = 0.0884 \text{ cm} \end{array} \right.$$

D'après BAEL91 (art B.6.5.3) avec $L < 5\text{m}$ on a :

$$\left\{ \overline{f_{adm}} = \frac{l}{500} = \frac{400}{500} = 0.80 \text{ cm} \geq \Delta f_t = 0.074 \text{ cm} \right.$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

III.3.8. PRESENTATION DU FERRAILLAGE :

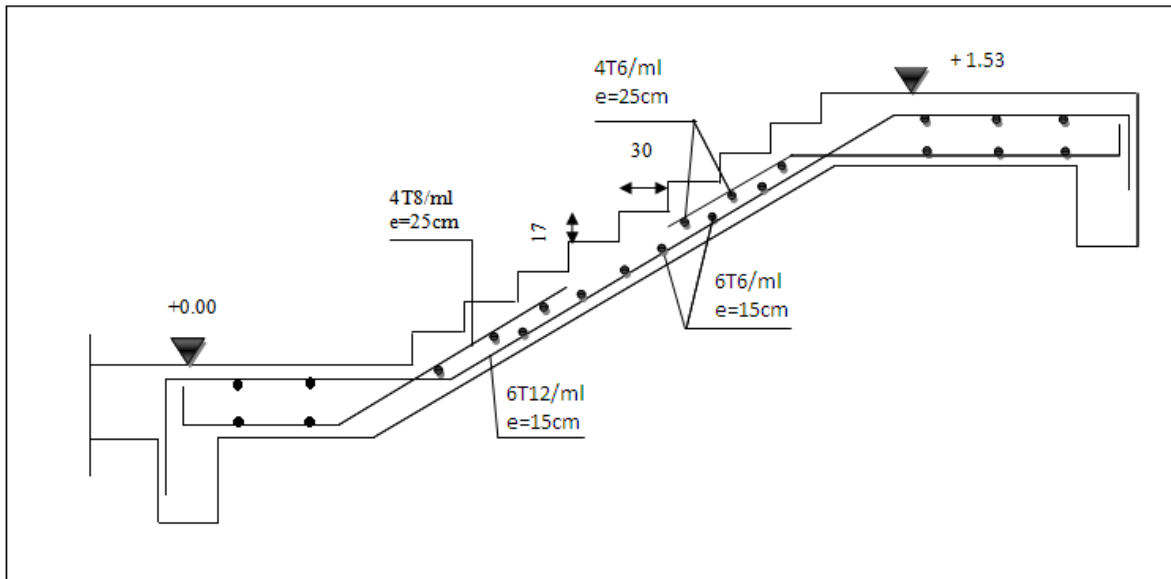


Fig. III.3.4.ferrallaige

III.3.9. CALCUL DE LA POUTRE PALIERE:

III.3.9.1. DIMENSIONNEMENT :

- Selon RPA 99, les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ b \geq 30cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \\ \frac{30}{30} = 1 < 4 \end{array} \right\} \Leftrightarrow \{ \text{Soit : } (b = 30cm); (h = 30cm) \}$$

Donc les dimensions de la poutre palière (30×30) cm².

III.3.9.2. METHODE DE CALCUL:

La poutre palière est calculée comme une section rectangulaire travaillant à la flexion simple et à la torsion, elle est soumise à :

- Son poids propre ⇒ (g).
- La réaction de la volée ⇒ (p, q).
- Poids du mur extérieur ⇒ (g_m).

L_{Max} = 130cm

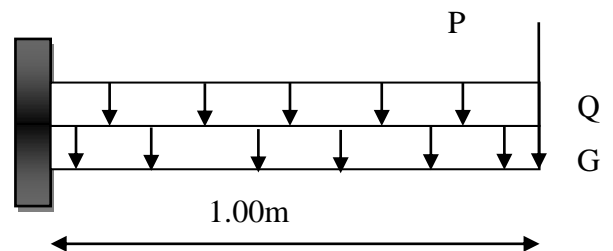


Fig.III.3.5.Schéma statique

$$h \geq \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{Max} \Rightarrow h \geq (8.66,13)cm \Leftrightarrow \begin{cases} b = 30cm \\ h = 30cm \end{cases}$$

- Selon RPA 99 :

$$\bullet \left. \begin{cases} h \geq 30cm \dots\dots\dots (c.v) \\ b \geq 20cm \dots\dots\dots (c.v) \\ \frac{h}{b} \leq 4 = 1 < 4 \dots\dots\dots (c.v) \end{cases} \right\}$$

III.3.9.3. EVALUATION DES CHARGES :

- poids propre de la poutre :

$$P_p = h.b.\gamma = 0,30 \times 0,30 \times 2.50 = 2.25K N/ml$$

- poids de la mure $\Rightarrow \{P_m\}$

Mure d'épaisseur (20 cm) alors : selon DTR .BC.22 (art c.1.2) on prend :

- Poids du mur $\Rightarrow \begin{cases} P_m = 2.15 \times 1.63 = 3.50KN / m \\ P_m = 3.50KN / m \end{cases}$

- la réaction d'escalier :

$$R_u = 27.73/2 = 13.86KN.m.$$

$$R_{ser} = 19.91/2 = 9.95KN.m.$$

- Les charges permanentes :

$$G = p_p + p_m$$

$$G = 2.25 + 3.50 = 5.75KN / ml .$$

III.3.9.4. CALCUL DE LA POUTRE A LA FLEXION :

III.3.9.4.1. COMBINAISONS D' ACTIONS :

- E.L.U $\Leftrightarrow \begin{cases} P_u = 1.35 \times (g + g_m) + 1.5 \times (Q) + R \\ P_u = 1.35 \times 5.75 + 1.5 \times 2.50 + 13.86 = 25.37KN / m \end{cases}$
- E.L.S $\Leftrightarrow \begin{cases} P_s = (g + g_m) + (Q) + R \\ P_s = 5.75 + 2.50 + 9.95 = 18.20KN / m \end{cases}$

III.3.9.4.2. LES SOLLICITATIONS :

$$1. \text{ E.L.U } \Leftrightarrow \left\{ M_u = P_u \times \frac{L^2}{2} \right\} \Rightarrow \{ T_u = P_u \times L \}$$

$$2. \text{ E.L.S } \Leftrightarrow \left\{ M_{ser} = P_{ser} \times \frac{L^2}{2} \right\}$$

ELU	M _u (KN.m)	10.71
	T _u (KN)	32.98
ELS	M _{ser} (KN.m)	7.68
	T _{ser} (KN)	23.66

III.3.9.4.3. CALCUL DE FERRAILLAGE :

• **E.L.U :**

- L'enrobage : $c \geq c_0 + \frac{\phi}{2}$; $\phi \leq \frac{h}{10} = \frac{30}{10} = 3$
 $c_0 \geq 1 \Rightarrow c \geq 4.$

On prend $c = 5\text{cm}.$

○ **Armatures longitudinales :**

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} \quad \alpha = (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) / 0,8 \quad , \quad \beta = (1 - 0,4\alpha) \quad ; \quad A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow \mu = \frac{10.71 \times 10^6}{17 \times 300 \times 250^2} = 0.033 \Rightarrow \alpha = 0.0432 \Rightarrow \beta = 0.983$$

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} \Rightarrow A_u = \frac{10.71 \times 10^6}{348 \times 0.983 \times 250} = 125.23 \text{mm}^2 \Rightarrow A_u = 1.25 \text{cm}^2$$

• **ELS :**

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant $\{\sigma_s\}$.
- Section rectangulaire + flexion simple + les aciers de type FeE400, donc la vérification de $\{\sigma_b\}$ set inutile, si la condition suivante est remplie.

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} \quad ; \quad f_{c28} = 30 \text{Mpa } \alpha$$

○ **Tableau récapitulatif :**

M _u (KN.m)	M _{ser} (KN.m)	γ	α	$\bar{\alpha}$	condition
10.71	7.68	1.39	0.0432	0.49	v

• **CONDITION DE NON FRAGILITE:** [BAEL91 (art A.4.2)]

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \\ A_{\min} \geq 0.23 \times 30 \times 25 \times \frac{2.4}{400} \end{array} \right\} \Leftrightarrow \{A_{\min} \geq 1.035 \text{cm}^2\}$$

• **POURCENTAGE MINIMALE:**..... [BAEL91 (art B.6.4)]

$$\left\{ \begin{array}{l} A'_{\min} \geq 0.001 \times b \times h \\ A'_{\min} \geq 0.001 \times 30 \times 30 \end{array} \right\} \Leftrightarrow \{A'_{\min} \geq 0.90 \text{ cm}^2\}$$

- **POURCENTAGE MINIMALE** :[RPA99]

$$\left\{ \begin{array}{l} A^{RPA}_{\min} = \left(\frac{0.5}{100}\right) \times b \times h = 0.005 \times 30 \times 30 = 4.50 \text{ cm}^2 \\ A = \max(A_u; A_{\min}; A'_{\min}; A_{\min}^{RPA}) \end{array} \right\} \Leftrightarrow \{A = A_{\min}^{RPA} = 4.50 \text{ cm}^2\}$$

III.3.9.4.4. VERIFICATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT :

[BAEL91 (art A.5.1)]

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{32.98 \times 10^3}{300 \times 250} = 0.439 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible

$$\{\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3.90 \text{ MPa}\} \Leftrightarrow \{\tau_u = 0.439 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.90 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{cv}\}$$

Selon BAEL 83, les armatures ne sont pas nécessaires, et il faut disposer des cadres de diamètres minimale :

$$\left\{ \begin{array}{l} \Phi t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \Phi_t; \frac{b}{10}\right) \\ \Phi t \leq \min\left(\frac{30}{35}; 1.4; \frac{30}{10}\right) \Leftrightarrow \Phi t \leq \min(0.85; 1.4; 3) \end{array} \right\} = \{0.85 \text{ cm}\} \Leftrightarrow \{\Phi t = 8 \text{ mm}\}$$

III.3.9.4.5. ESPACEMENT DES ARMATURES TRANSVERSALES : [RPA99]

- Dans la zone nodale $\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi L; 30 \text{ cm}\right) \\ S_t \leq \min\left(\frac{30}{4}; (12 \times 1.4); 30 \text{ cm}\right) \\ S_t \leq \min(7.5; 16.8; 30) \end{array} \right\} \Leftrightarrow \{S_t = 7 \text{ cm}\}$

- Dans la zone courante $\Rightarrow \left\{ S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} \right\} \Leftrightarrow \{S_t = 15 \text{ cm}\}$

- La longueur de la zone nodale $\Rightarrow \{L_t = 2 \times h = 60\} \Leftrightarrow \{L_t = 60 \text{ cm}\}$

III.3.9.4.6. LA QUANTITE DES ARMATURES TRANSVERSALES BAEL91

(art A.5.1.2):

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t \geq 0.4 \times b_0 \times \frac{S_t}{fe} \\ A_t \geq 0.4 \times 30 \times \frac{15}{235} \end{array} \right\} \Leftrightarrow A_t \geq 0.76 \text{cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t \geq \frac{b_0 \times S_t \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.8 \times fe} \\ A_t \geq \frac{30 \times 15 \times (0.439 - (0.3 \times 2.4))}{0.8 \times 235} \end{array} \right\} \Leftrightarrow A_t \geq 0.672 \text{cm}^2$$

• **RPA 99:**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t \geq 0.003 \times S_t \times b \\ A_t \geq 0.003 \times 15 \times 30 \end{array} \right\} \Leftrightarrow A_t \geq 1.35 \text{cm}^2$$

$$\left\{ A_t = \max(A_t^{BAEL}; A_t^{RPA}) \right\} \Leftrightarrow A_t = A_t^{RPA} = 1.35 \text{cm}^2$$

III.3.9.5. CALCUL DE LA POUTRE A LA TORSION :

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

$$T_u = 5.97 \text{KN}$$

On utilise les règles exposées dans le BAEL91.

• **CONSTRAINTES TANGENTES DE TORSION :**

On remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l’épaisseur de paroi $\{p_t\}$ est égale aux (1/6) du diamètre du plus grand cercle qu’il est possible d’inscrire dans le contour extérieur de la section.

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_v = \frac{T_u}{2 \times \Omega \times b_0} \dots\dots\dots(\text{formule de Rausch}) \\ T_u = \text{moment de torsion} (T_u = 22.19 \text{KN.m}) \\ b_0 = b_t = \frac{a}{6} = \frac{b}{6} \Rightarrow b_0 = \frac{30}{6} = 5 \text{cm} \\ \Omega : \text{Aire du contour à mi-épaisseur} \\ \Omega = (h - b_t) \times (b - b_t) = 625 \text{cm}^2 \\ \tau_v = \frac{5.97 \times 10^3 \times 10^3}{(2 \times 625 \times 5) \times 10^3} = 0.955 \text{MPa} \end{array} \right\} \Leftrightarrow \{\tau_v = 0.955 \text{MPa}\}$$

III.3.9.4.8. RESISTANCE EN TORSION ET FLEXION :

$$\left\{ \begin{array}{l} \{(\tau_u)^2 + (\tau_v)^2\} \leq (\bar{\tau}_u)^2 \dots\dots\dots(\text{Section pleine}) \\ \{(\tau_u)^2 + (\tau_v)^2\} = 0.439^2 + 0.955^2 = 1.10 \text{MPa} \end{array} \right\} \Leftrightarrow \{1.10 \text{MPa} < (\bar{\tau}_u)^2 = 15.21 \text{MPa} \dots\dots\dots cv.\}$$

III.3.9.4.9. LES ARMATURES LONGITUDINALES :

$$A_\ell = \frac{\mu \times T_u}{2 \times \Omega \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

μ : Périmètre de l'aire (Ω) de la section efficace.

$$\mu = 2[(h - b_t) + (b - b_t)] = 2[(30 - 5) + (30 - 5)] = 100 \text{ cm}$$

$$A_\ell = \frac{100 \times 5.97 \times 10^3 \times 10^2}{2 \times 625 \times \frac{400 \times 10^2}{1.15}} = 1.37 \text{ cm}^2$$

III.3.9.5.1. LES ARMATURES TRANSVERSALES :

$$A_t = \frac{T_u \times S_t}{2 \times \Omega \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{5.97 \times 10^3 \times 15}{2 \times 625 \times \frac{400}{1.15}} = 0.20 \text{ cm}^2$$

III.3.9.6. SECTION MINIMALE DES ARMATURES :

$$\left. \begin{aligned} \left\{ \frac{A_\ell \times f_e}{b_t \times \mu} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{1.37 \times 400}{5 \times 100} = 1.09 \text{ MPa} \Leftrightarrow 1.09 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{cv.} \right. \\ \left. \left\{ \frac{A_t \times f_e}{b_t \times S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{0.20 \times 400}{5 \times 15} = 1.06 \text{ MPa} \Leftrightarrow 1.06 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{cv} \right. \right\}$$

III.3.9.7. LES ARMATURES TOTALES :

III.3.9.7.1. ARMATURES LONGITUDINALES : $\{A_\ell^{tot} = A_\ell^{fl} + A_\ell^{tor}\}$

- **Nappe supérieure :**

$$\left\{ A_\ell^{tot} = A_\ell^{fl} + \frac{A_\ell^{tor}}{2} = 1.47 \text{ cm}^2 \right\} \Leftrightarrow \left\{ A_\ell^{tot} = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 \right\}$$

- **Nappe inférieure :**

$$\left\{ A_\ell^{tot} = \frac{A_\ell^{tor}}{2} = 0.1 \text{ cm}^2 \right\} \Leftrightarrow \left\{ A_\ell^{tot} = 4T6 = 1.13 \text{ cm}^2 \right\}$$

III.3.9.6.2. ARMATURES TRANSVERSALES:

$$\left\{ A_t^{tot} = A_t^{fl} + A_t^{tor} = 3.14 \text{ cm}^2 \right\} \Leftrightarrow \left\{ A_t = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2 \right\}$$

III.3.9.6.3. ÉTAT LIMITE DE DEFORMATION :

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{L} &\geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{100} = 0.30 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots cv \\ \frac{h}{L} &\geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{30}{100} = 0.30 \geq \frac{1}{10} = 0.1 \dots\dots\dots cv \\ \frac{A}{b \times d} &\leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.01}{30 \times 25} = 0.00268 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots cv \end{aligned} \right\}$$

Les (3) conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

III.3.10.PRESENTATION DU FERRAILLAGE :

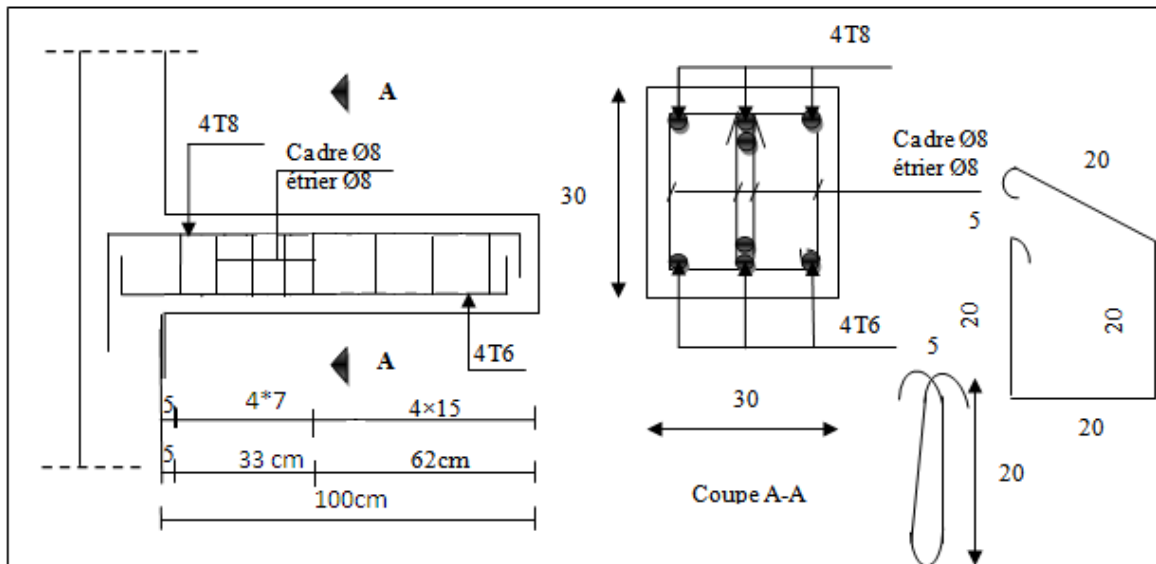


Fig.III.3.6.ferrailage

III-4-.ETUDE DES PLANCHERS

III.4.1. INTRODUCTION:

Les planchers sont des pièces minces et planes dont la longueur et largeur sont nettement supérieures à l'épaisseur. Ils ont pour rôle :

- La transmission des charges et surcharges vers les éléments porteurs.
- De plate forme porteuse pour l'étage considéré.
- De toit pour l'étage sous-jacent.
- D'écran permettant le confort de l'habitation.

Dans notre projet on distingue un seul type de planchers (planchers à corps creux).

III.4.2. justification du choix des planchers A Corps Creux :

- Absence des charges concentrées importantes sur les planchers.
- Plus léger que la dalle pleine.
- Plus économique que la dalle pleine.
- Exécution simple.
- Nécessite peu de coffrage.
- Bonne isolation thermique et phonique que la dalle pleine.

III.4.3. Evaluations des charges :

- les charges permanentes : D'après DTR BC 2.2 :

Les planches	G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)
Terrasse	5.08	1.00
Étage courante et RDC	4.77	1.50

III.4.4.Calculs des planches a corps creux :

➤ Les charges appliquées :

- Planches terrasse :

$$g = G \times 0.65 = 5.08 \times 0.65 = 3.30 \text{ KN/ml}$$

$$q = Q \times 0.65 = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$$

- Planches étages courantes et RDC :

$$g = G \times 0.65 = 4.77 \times 0.65 = 3.10 \text{ KN/ml}$$

$$q = Q \times 0.65 = 1.50 \times 0.65 = 0.98 \text{ KN/ml}$$

• Les Combinaisons d'actions:

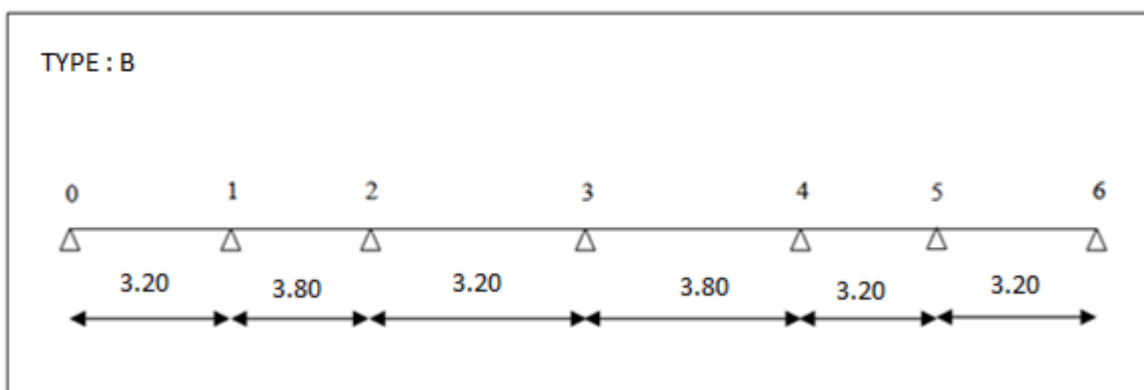
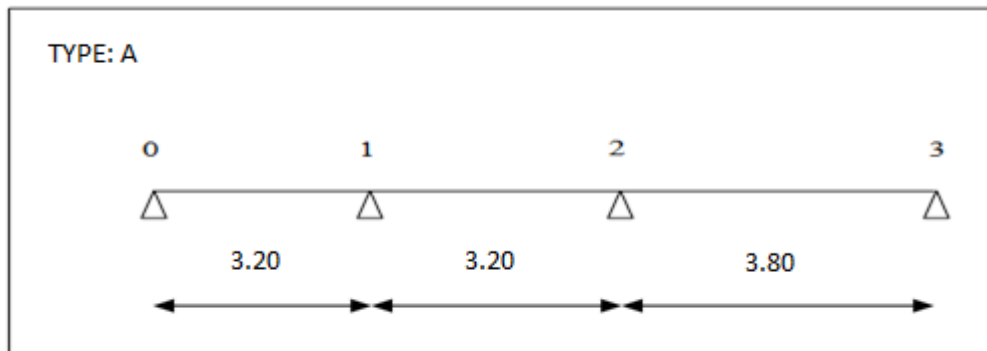
E.L.U : $1.35g+1.50q$

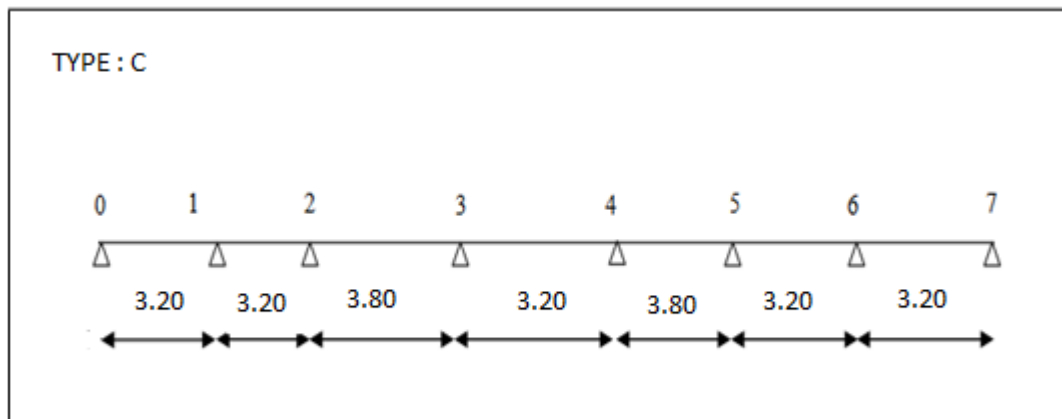
E.L.S : $g+q$

	p. terrasse (KN/ml)	P. étages courantes et RDC (KN/ml)
E.L.U	5.43	5.65
E.L.S	3.95	4.08

• Type des nervures :

Nous avons 3 type de poutrelles continues, « A », « B » ,« C » , dans l'étage courant et RDC et le plancher terrasse .

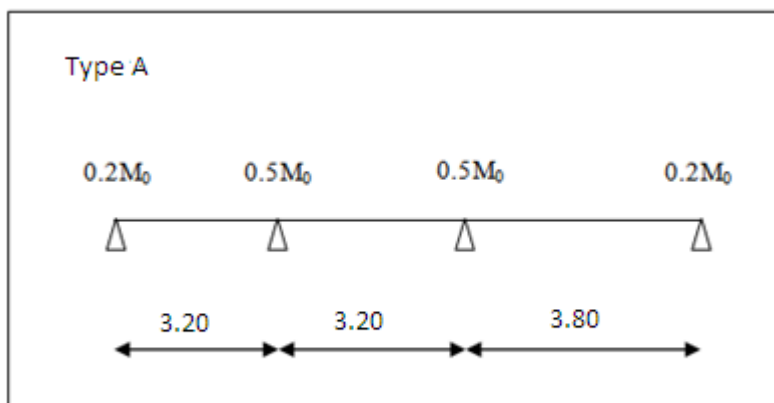




III.4.4.1. Détermination des sollicitations :

Type A :

A -Plancher Terrasse



La Type A calcul qui nous choisissons c'est la méthode forfaitaire par ce que tout les conditions sont vérifiées :

❖ Les conditions d'applications :

- 1- la valeur nominale de la charge d'exploitation (avant application de tout coefficient de majoration) est au plus égale à deux fois de la charge permanente ou' de 5000 N/m²
- 2- les moments d'inerties sont les même dans les différentes travées.
- 3- les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25
- 4- la fissuration considérée est non préjudiciable.

❖ Vérifications :

- ✓ $\begin{cases} Q \leq 2G \rightarrow 1000 \leq 10160 \\ Q \leq 500Kg \rightarrow 100 \leq 500 \end{cases} \dots\dots\dots c.v$
- ✓ Le moment d'inertie est constant dans les différentes travées.....c.v
- ✓ $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$
- $0.8 \leq \frac{3.20}{3.20} = 1.00; \frac{3.20}{3.80} = 0.84 \leq 1.25 \dots\dots\dots c.v$
- ✓ La fissuration non préjudiciable c.v

Tout les conditions sont vérifiées donc cette méthode est applicable.

$$\text{On a : } \alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1000}{1000+5080} = 0.164$$

Dans le cas travée de rive :

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \times M_0$$

Dans le cas travée intermédiaire :

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} \times M_0$$

1- Calcul des moments en travée :

❖ Travées 0-1 :

$$\left\{ M_t + \frac{M_d + M_g}{2} \geq 1.05M_0 \rightarrow M_t + \frac{0.2M_0 + 0.5M_0}{2} \geq 1.05M_0 \rightarrow M_t \geq 0.7M_0 \right.$$

$$\left\{ M_t + \frac{0.2M_0 + 0.5M_0}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 \rightarrow M_t \geq 0.7M_0 \right.$$

$$\left\{ M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \rightarrow M_t \geq 0.62M_0 \right.$$

Donc on prend : $M_{0-1}^t = 0.7M_0$

❖ Travées 1-2 :

$$\left\{ M_t + \frac{M_d + M_g}{2} \geq 1.05M_0 \rightarrow M_t + \frac{0.5M_0 + 0.5M_0}{2} \geq 1.05M_0 \rightarrow M_t \geq 0.55M_0 \right.$$

$$\left\{ M_t + \frac{0.5M_0 + 0.5M_0}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 \rightarrow M_t \geq 0.54M_0 \right.$$

$$\left\{ M_t \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \rightarrow M_t \geq 0.52M_0 \right.$$

Donc on prend : $M_{1-2}^t = 0.55M_0$

❖ Travées 2-3 :

$$\left\{ M_t + \frac{M_d + M_g}{2} \geq 1.05M_0 \rightarrow M_t + \frac{0.5M_0 + 0.2M_0}{2} \geq 1.05M_0 \rightarrow M_t \geq 0.7M_0 \right.$$

$$\left\{ M_t + \frac{0.5M_0 + 0.2M_0}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 \rightarrow M_t \geq 0.7M_0 \right.$$

$$\left\{ M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \rightarrow M_t \geq 0.62M_0 \right.$$

Donc on prend : $M_{2-3}^t = 0.7M_0$

$$M_0^{0-1} = \frac{P_u \cdot l_{0-1}^2}{8} = \frac{5.43 \times 3.20^2}{8} = 6.95 \text{KN.m}$$

$$M_0^{1-2} = \frac{P_u \cdot l_{1-2}^2}{8} = \frac{5.43 \times 3.20^2}{8} = 6.95 \text{KN.m}$$

$$M_0^{2-3} = \frac{P_u \cdot l_{2-3}^2}{8} = \frac{5.43 \times 3.80^2}{8} = 9.80 \text{KN.m}$$

2- L'effort tranchant :

$$; T_g = \frac{P_u \cdot l}{2} + \frac{M_d - M_g}{2} \quad T_d = -\frac{P_u \cdot l}{2} + \frac{M_d - M_g}{2}$$

*E.L.U :

Travée	0-1	1-2	2-3
L(m)	3.20	3.20	3.80
P_u (KN/ml)	5.43	5.43	5.43
M_0 (KN.m)	6.95	6.95	9.80
M_g (KN.m)	1.39	3.47	4.90
M_d (KN.m)	3.47	3.47	1.96
M_t (KN.m)	4.86	3.82	6.86
T_g (KN/ml)	9.72	8.68	8.84
T_d (KN/ml)	-7.66	-8.68	-11.78

***E.L.S :**

Travée	0-1	1-2	2-3
L(m)	3.20	3.20	3.80
P _s (KN/ml)	3.95	3.95	3.95
M ₀ (KN.m)	5.05	5.05	7.12
M _g (KN.m)	1.01	2.52	3.56
M _d (KN.m)	2.52	2.52	1.42
M _t (KN.m)	3.53	2.77	4.98

B-Plancher étage courant et RDC:

On utilise la méthode forfaitaire :

❖ **Vérifications :**

- ✓ $\begin{cases} Q \leq 2G \rightarrow 1500 \leq 9540 \\ Q \leq 500Kg \rightarrow 150 \leq 500 \end{cases}$ c.v
- ✓ Le moment d'inertie est constant dans les différentes travées.....c.v
- ✓ $0.8 \leq \frac{l_l}{l_{l+1}} \leq 1.25$
- $0.8 \leq \frac{3.20}{3.20} = 1.00; \frac{3.20}{3.80} = 0.84 \leq 1.25$ c. v
- ✓ La fissuration non préjudiciable c.v

Toutes les conditions sont vérifiées donc cette méthode est applicable.

On a : $\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1500}{1500+4770} = 0.239$

Dans le cas travée de rive :

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \times M_0$$

Dans le cas travée intermédiaire :

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} \times M_0$$

1 .Calcul des moments en travée :

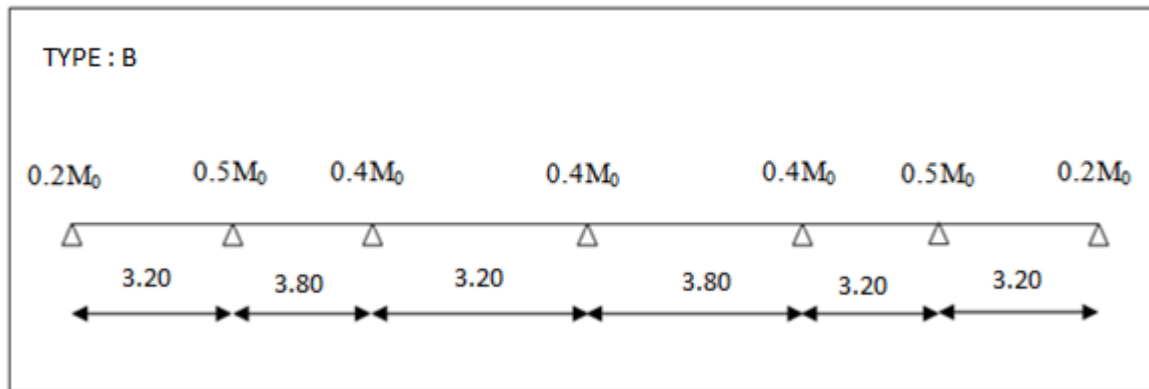
***E.L.U :**

Travée	0-1	1-2	2-3
L(m)	3.20	3.20	3.80
P _u (KN/ml)	5.65	5.65	5.65
M ₀ (KN.m)	7.23	7.23	10.19
M _g (KN.m)	1.44	3.61	5.09
M _d (KN.m)	3.61	3.61	2.03
M _t (KN.m)	5.06	3.97	7.13
T _g (KN/ml)	10.12	9.04	7.51
T _d (KN/ml)	-7.95	-9.04	-10.57

*** E.L.S :**

Travée	0-1	1-2	2-3
L(m)	3.20	3.20	3.80
P _s (KN/ml)	4.08	4.08	4.08
M ₀ (KN.m)	5.22	5.22	7.36
M _g (KN.m)	1.04	2.61	3.68
M _d (KN.m)	2.61	2.61	1.47
M _t (KN.m)	3.65	2.87	5.15

. Type B :



A. Plancher Terrasse :

La méthode de calcul que nous choisissons c'est la méthode forfaitaire par ce que toutes les conditions sont vérifiées :

❖ **Les conditions d'applications :**

1. la valeur nominale de la charge d'exploitation (avant application de tout coefficient de majoration) est au plus égale à deux fois de la charge permanente ou de 5000 N/m²
2. les moments d'inerties sont les mêmes dans les différentes travées.
3. les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25
4. la fissuration considérée est non préjudiciable.

❖ **Vérifications :**

✓ $\begin{cases} Q \leq 2G \rightarrow 1000 \leq 10160 \\ Q \leq 500Kg \rightarrow 100 \leq 500 \end{cases}$ c.v

✓ Le moment d'inertie est constant dans les différentes travées.....c.v

✓ $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$

$0.8 \leq \frac{3.20}{3.80} = 0.84; \frac{3.80}{3.20} = 1.18; \frac{3.20}{3.80} = 1; \frac{3.80}{3.20} = 1.18; \frac{3.20}{3.20} = 1.00 \leq 1.25$ c. v

✓ La fissuration non préjudiciable c.v

Toutes les conditions sont vérifiées donc cette méthode est applicable.

On a : $\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1000}{1000+5080} = 0.164$

Dans le cas travée de rive :

$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \times M_0$

Dans le cas travée intermédiaire :

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} \times M_0$$

1. Calcul des moments en travée :

❖ Travées 0-1 :

$$\left\{ M_t + \frac{M_d + M_g}{2} \geq 1.05M_0 \rightarrow M_t + \frac{0.2M_0 + 0.5M_0}{2} \geq 1.05M_0 \rightarrow M_t \geq 0.7M_0 \right.$$

$$\left\{ M_t + \frac{0.2M_0 + 0.5M_0}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 \rightarrow M_t \geq 0.7M_0 \right.$$

$$\left\{ M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \rightarrow M_t \geq 0.62M_0 \right.$$

Donc on prend : $M_{0-1}^t = 0.7M_0$

❖ Travées 1-2 :

$$\left\{ M_t + \frac{M_d + M_g}{2} \geq 1.05M_0 \rightarrow M_t + \frac{0.5M_0 + 0.4M_0}{2} \geq 1.05M_0 \rightarrow M_t \geq 0.6M_0 \right.$$

$$\left\{ M_t + \frac{0.5M_0 + 0.4M_0}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 \rightarrow M_t \geq 0.59M_0 \right.$$

$$\left\{ M_t \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \rightarrow M_t \geq 0.52M_0 \right.$$

Donc on prend : $M_{1-2}^t = 0.6M_0$

❖ Travées 2-3 :

$$\left\{ M_t + \frac{M_d + M_g}{2} \geq 1.05M_0 \rightarrow M_t + \frac{0.4M_0 + 0.4M_0}{2} \geq 1.05M_0 \rightarrow M_t \geq 0.65M_0 \right.$$

$$\left\{ M_t + \frac{0.4M_0 + 0.4M_0}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 \rightarrow M_t \geq 0.64M_0 \right.$$

$$\left\{ M_t \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \rightarrow M_t \geq 0.52M_0 \right.$$

Donc on prend : $M_{2-3}^t = 0.65M_0$

❖ Travées 3-4 :

$$\left\{ M_t + \frac{M_d + M_g}{2} \geq 1.05M_0 \rightarrow M_t + \frac{0.4M_0 + 0.4M_0}{2} \geq 1.05M_0 \rightarrow M_t \geq 0.65M_0 \right.$$

$$\left\{ M_t + \frac{0.4M_0 + 0.4M_0}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 \rightarrow M_t \geq 0.64M_0 \right.$$

$$\left\{ M_t \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \rightarrow M_t \geq 0.52M_0 \right.$$

Donc on prend : $M_{3-4}^t = 0.65M_0$

❖ Travées 4-5 :

$$\left\{ M_t + \frac{M_d + M_g}{2} \geq 1.05M_0 \rightarrow M_t + \frac{0.4M_0 + 0.5M_0}{2} \geq 1.05M_0 \rightarrow M_t \geq 0.6M_0 \right.$$

$$\left\{ M_t + \frac{0.4M_0 + 0.5M_0}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 \rightarrow M_t \geq 0.59M_0 \right.$$

$$\left\{ M_t \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \rightarrow M_t \geq 0.52M_0 \right.$$

Donc on prend : $M_{1-2}^t = 0.6M_0$

❖ **Travées 5-6 :**

$$\left\{ M_t + \frac{M_d + M_g}{2} \geq 1.05M_0 \rightarrow M_t + \frac{0.2M_0 + 0.5M_0}{2} \geq 1.05M_0 \rightarrow M_t \geq 0.7M_0 \right.$$

$$\left\{ M_t + \frac{0.2M_0 + 0.5M_0}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 \rightarrow M_t \geq 0.7M_0 \right.$$

$$\left\{ M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \rightarrow M_t \geq 0.62M_0 \right.$$

Donc on prend : $M_{5-6}^t = 0.7M_0$

$$M_0 = \frac{P_a \cdot l^2}{8}$$

2. L'effort tranchant :

$$; T_g = \frac{P \cdot l}{2} + \frac{M_d - M_g}{2} \quad T_d = -\frac{P \cdot l}{2} + \frac{M_d - M_g}{2}$$

*** E.L.U :**

Travée	0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
L(m)	3.20	3.80	3.20	3.80	3.20	3.20
P _u (KN/ml)	5.43	5.43	5.43	5.43	5.43	5.43
M ₀ (KN.m)	6.95	9.80	6.95	9.80	6.95	6.95
M _g (KN.m)	1.39	4.9	2.78	3.92	2.78	3.47
M _d (KN.m)	3.47	3.92	2.78	3.92	3.47	1.39
M _t (KN.m)	4.86	5.88	4.51	6.37	4.17	4.86
T _g (KN/ml)	9.72	9.82	8.68	10.31	9.02	7.64
T _d (KN/ml)	-7.64	-11.29	-8.68	-10.31	-8.33	-9.72

* E.L.S :

Travée	0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
L(m)	3.20	3.80	3.20	3.80	3.20	3.20
P _s (KN/ml)	3.95	3.95	3.95	3.95	3.95	3.95
M ₀ (KN.m)	5.05	7.12	5.05	7.12	5.05	5.05
M _g (KN.m)	1.01	3.56	2.02	2.84	2.02	2.52
M _d (KN.m)	2.52	2.84	2.02	2.84	2.52	1.01
M _t (KN.m)	3.53	4.27	3.28	4.62	3.03	3.53

B. Plancher étage courant et Rdc :

On utilise la méthode forfaitaire :

❖ Vérifications :

✓ $\begin{cases} Q \leq 2G \rightarrow 1500 \leq 9540 \\ Q \leq 500Kg \rightarrow 150 \leq 500 \end{cases}$ c.v

✓ Le moment d’inertie est constant dans les différentes travées.....c.v

✓ $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$

$0.8 \leq \frac{3.20}{3.80} = 0.84; \frac{3.80}{3.20} = 1.18; \frac{3.20}{3.80} = 0.84; \frac{3.80}{3.20} = 1.18; \frac{3.20}{3.20} = 1 \leq 1.25$ c. v

✓ La fissuration non préjudiciable c.v

Toutes les conditions sont vérifiées donc cette méthode est applicable.

On a : $\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1500}{1500+4770} = 0.239$

Dans le cas travée de rive :

$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \times M_0$

Dans le cas travée intermédiaire :

$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} \times M_0$

1. Calcul des moments en travée :

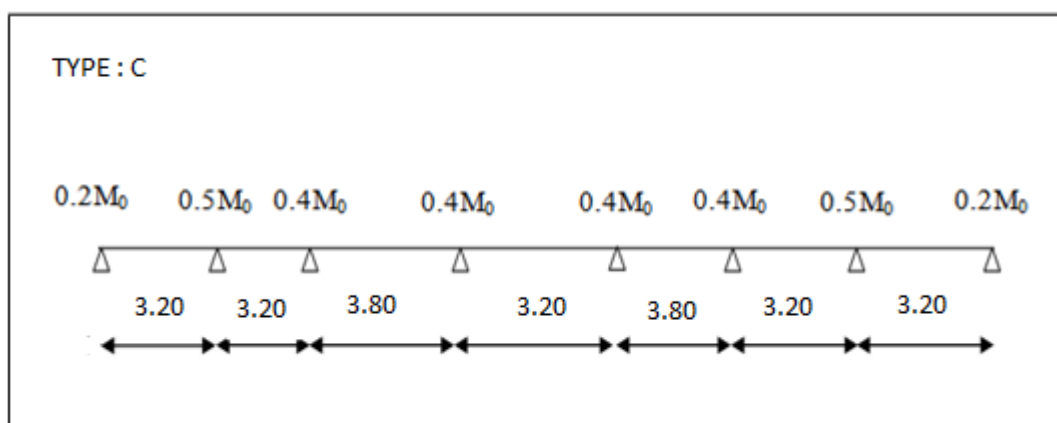
*E.L.U :

Travée	0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
L(m)	3.20	3.80	3.20	3.80	3.20	3.20
P_u (KN/ml)	5.65	5.65	5.65	5.65	5.65	5.65
M_0 (KN.m)	7.23	10.19	7.23	10.19	7.23	7.23
M_g (KN.m)	1.44	5.09	2.89	4.07	2.26	3.61
M_d (KN.m)	3.61	2.26	3.98	3.98	3.50	1.49
M_t (KN.m)	5.22	4.20	6.48	6.48	4.20	5.22
T_g (KN/ml)	10.44	8.68	10.78	10.78	9.38	8.20
T_d (KN/ml)	-8.20	-9.38	-10.78	-10.78	-8.68	-10.44

***E.L.S :**

Travée	0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
L(m)	3.20	3.80	3.20	3.80	3.20	3.20
P_s (KN/ml)	4.08	4.08	4.08	4.08	4.08	4.08
M_0 (KN.m)	5.22	7.36	5.22	7.36	5.22	5.22
M_g (KN.m)	1.04	3.68	2.08	2.94	2.08	2.61
M_d (KN.m)	2.61	2.94	2.08	2.94	2.61	1.04
M_t (KN.m)	3.65	4.41	3.39	4.78	3.13	3.65

Type : C



A. Plancher terrasse :

La méthode de calcul qui nous choisissons c'est la méthode forfaitaire par ce que tout les conditions sont vérifiées :

❖ **Les conditions d'applications :**

5. la valeur nominale de la charge d'exploitation (avant application de tout coefficient de majoration) est au plus égale à deux fois de la charge permanente ou' de 5000 N/m²
6. les moments d'inerties sont les même dans les différentes travées.
7. les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25
8. la fissuration considérée est non préjudiciable.

❖ **Vérifications :**

✓ $\begin{cases} Q \leq 2G \rightarrow 1000 \leq 10160 \\ Q \leq 500Kg \rightarrow 100 \leq 500 \end{cases}$ c.v

✓ Le moment d'inertie est constant dans les différentes travées.....c.v

✓ $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$

$0.8 \leq \frac{3.20}{3.80} = 0.84; \frac{3.80}{3.20} = 1.18; \frac{3.20}{3.80} = 1; \frac{3.80}{3.20} = 1.18; \frac{3.20}{3.20} = 1.00 \leq 1.25$ c.v

✓ La fissuration non préjudiciable c.v

Tout les conditions sont vérifiées donc cette méthode est applicable.

On a : $\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1000}{1000+5080} = 0.164$

Dans le cas travée de rive :

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \times M_0$$

Dans le cas travée intermédiaire :

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} \times M_0$$

1. Calcul des moments en travée :

❖ **Travées 0-1 :**

$$\left\{ M_t + \frac{M_d + M_g}{2} \geq 1.05M_0 \rightarrow M_t + \frac{0.2M_0 + 0.5M_0}{2} \geq 1.05M_0 \rightarrow M_t \geq 0.7M_0 \right.$$

$$\left\{ M_t + \frac{0.2M_0 + 0.5M_0}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 \rightarrow M_t \geq 0.7M_0 \right.$$

$$\left\{ M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3 \alpha}{2} \right) M_0 \rightarrow M_t \geq 0.62M_0 \right.$$

Donc on prend : $M_{0-1}^t = 0.7M_0$

❖ **Travées 1-2 :**

$$\left\{ M_t + \frac{M_d + M_g}{2} \geq 1.05M_0 \rightarrow M_t + \frac{0.5M_0 + 0.4M_0}{2} \geq 1.05M_0 \rightarrow M_t \geq 0.6M_0 \right.$$

$$\left\{ M_t + \frac{0.5M_0 + 0.4M_0}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 \rightarrow M_t \geq 0.59M_0 \right.$$

$$\left\{ M_t \geq \left(\frac{1 + 0.3 \alpha}{2} \right) M_0 \rightarrow M_t \geq 0.52M_0 \right.$$

Donc on prend : $M_{1-2}^t = 0.6M_0$

❖ **Travées 2-3 :**

$$\left\{ M_t + \frac{M_d + M_g}{2} \geq 1.05M_0 \rightarrow M_t + \frac{0.4M_0 + 0.4M_0}{2} \geq 1.05M_0 \rightarrow M_t \geq 0.65M_0 \right.$$

$$\left\{ M_t + \frac{0.4M_0 + 0.4M_0}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 \rightarrow M_t \geq 0.64M_0 \right.$$

$$\left\{ M_t \geq \left(\frac{1 + 0.3 \alpha}{2} \right) M_0 \rightarrow M_t \geq 0.52M_0 \right.$$

Donc on prend : $M_{1-2}^t = 0.65M_0$

❖ **Travées 3-4 :**

$$\left\{ M_t + \frac{M_d + M_g}{2} \geq 1.05M_0 \rightarrow M_t + \frac{0.4M_0 + 0.4M_0}{2} \geq 1.05M_0 \rightarrow M_t \geq 0.65M_0 \right.$$

$$\left\{ M_t + \frac{0.4M_0 + 0.4M_0}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 \rightarrow M_t \geq 0.64M_0 \right.$$

$$\left\{ M_t \geq \left(\frac{1 + 0.3 \alpha}{2} \right) M_0 \rightarrow M_t \geq 0.52M_0 \right.$$

Donc on prend : $M_{1-2}^t = 0.65M_0$

❖ **Travées 4-5 :**

$$\left\{ M_t + \frac{M_d + M_g}{2} \geq 1.05M_0 \rightarrow M_t + \frac{0.4M_0 + 0.5M_0}{2} \geq 1.05M_0 \rightarrow M_t \geq 0.6M_0 \right.$$

$$\left\{ M_t + \frac{0.4M_0 + 0.5M_0}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 \rightarrow M_t \geq 0.59M_0 \right.$$

$$\left\{ M_t \geq \left(\frac{1 + 0.3 \alpha}{2} \right) M_0 \rightarrow M_t \geq 0.52M_0 \right.$$

Donc on prend : $M_{1-2}^t = 0.6M_0$

❖ Travées 5-6 :

$$\left\{ M_t + \frac{M_d + M_g}{2} \geq 1.05M_0 \rightarrow M_t + \frac{0.2M_0 + 0.5M_0}{2} \geq 1.05M_0 \rightarrow M_t \geq 0.7M_0 \right.$$

$$\left\{ M_t + \frac{0.2M_0 + 0.5M_0}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 \rightarrow M_t \geq 0.7M_0 \right.$$

$$\left\{ M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3 \alpha}{2} \right) M_0 \rightarrow M_t \geq 0.62M_0 \right.$$

Donc on prend : $M_{5-6}^t = 0.7M_0$

❖ Travées 6-7 :

$$\left\{ M_t + \frac{M_d + M_g}{2} \geq 1.05M_0 \rightarrow M_t + \frac{0.5M_0 + 0.2M_0}{2} \geq 1.05M_0 \rightarrow M_t \geq 0.7M_0 \right.$$

$$\left\{ M_t + \frac{0.2M_0 + 0.5M_0}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 \rightarrow M_t \geq 0.7M_0 \right.$$

$$\left\{ M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3 \alpha}{2} \right) M_0 \rightarrow M_t \geq 0.62M_0 \right.$$

Donc on prend : $M_{6-7}^t = 0.7M_0$

$$M_0 = \frac{P_a \cdot l^2}{8}$$

2. L'effort tranchant :

$$; T_g = \frac{P.l}{2} + \frac{M_d - M_g}{2} \quad T_d = -\frac{P.l}{2} + \frac{M_d - M_g}{2}$$

A-Plancher terrasse :

. E.L.U:

Travée	0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
L (m)	3.20	3.20	3.80	3.20	3.80	3.20	3.20
P _u (KN/ml)	5.43	5.43	5.43	5.43	5.43	5.43	5.43
M ₀ (KN.m)	6.95	6.95	9.80	6.95	9.80	6.95	6.95
M _g (KN.m)	1.39	3.47	3.92	2.78	3.92	2.78	3.47
M _d (KN.m)	3.47	2.78	3.92	2.78	3.92	3.47	1.39
M _t (KN.m)	4.86	4.17	6.37	4.51	5.88	4.86	4.86
T _g (KN/ml)	11.82	2.79	5.33	6.28	5.90	4.87	5.77
T _d (KN/ml)	-9.18	-7.75	-4.87	-5.90	-6.28	-5.33	-4.77

E.L.S:

Travée	0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
L (m)	3.20	3.20	3.80	3.20	3.80	3.20	3.20
P _u (KN/ml)	3.95	3.95	3.95	3.95	3.95	3.95	3.95
M ₀ (KN.m)	5.05	5.05	7.12	5.05	7.12	5.05	5.05
M _g (KN.m)	1.01	2.52	2.84	2.02	2.84	2.02	2.52
M _d (KN.m)	2.52	2.02	2.84	2.02	2.84	2.52	1.01
M _t (KN.m)	3.53	3.03	4.62	3.28	4.27	3.53	3.53

B-Plancher étage courant et RDC :**. E.L.U:**

Travée	0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
L (m)	3.20	3.20	3.80	3.20	3.80	3.20	3.20
P _u (KN/ml)	5.65	5.65	5.65	5.65	5.65	5.65	5.65
M ₀ (KN.m)	7.23	7.23	12.00	7.23	12.00	7.23	7.23
M _g (KN.m)	1.44	3.61	4.8	2.89	4.8	2.89	3.61
M _d (KN.m)	3.61	2.89	4.8	2.89	4.8	3.61	1.44
M _t (KN.m)	5.06	4.33	7.8	4.69	7.2	5.06	5.06
T _g (KN/ml)	10.12	8.68	11	9.04	10.73	9.4	7.95
T _d (KN/ml)	-7.96	-9.4	-11	-9.04	-10.73	-8.68	-10.12

• E.L.S:

Travée	0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
L (m)	3.20	3.20	3.80	3.20	3.80	3.20	3.20
P _u (KN/ml)	4.08	4.08	4.08	4.08	4.08	4.08	4.08
M ₀ (KN.m)	5.22	5.22	7.36	5.22	7.36	5.22	5.22
M _g (KN.m)	1.04	2.61	2.94	2.08	2.94	2.08	2.61
M _d (KN.m)	2.61	2.29	2.94	2.08	2.94	2.61	1.04
M _t (KN.m)	3.65	3.13	4.78	3.39	4.14	3.65	3.65

III.4.4.5. Calcul du ferrailage:

On va calculer le ferrailage de la nervure la plus sollicitée et c'est pour plancher terrasse et étage courant et R.D.C.

$$b = 65\text{cm}; b_0 = 10\text{cm.}$$

$$h = 20\text{cm}; h_0 = 4\text{cm}; d = 17\text{cm}$$

- **E.L.U:**

En Travée:

$$M_0 = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 14.2 \times 65 \times 4 \left(17 - \frac{4}{2} \right) \rightarrow M_0 = 55.38\text{KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 7.8\text{KN.m} < M_0 = 55.38\text{KN.m}$$

Donc un porte seulement de table est comprimé, et la section en T sera calculé comme une section

$$f_e = 400\text{MPa} \rightarrow \sigma_s = 348\text{MPa} \rightarrow \bar{\sigma}_b = 14.2\text{MPa} \rightarrow \mu_l = 0.392 \quad \text{rectangulaire de}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} \Rightarrow \mu < \mu_l \Leftrightarrow A' = 0 \quad \text{largeur } b.$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}); \beta = (1 - 0,4\alpha); A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$d = h - c \Rightarrow d = 20 - 3 = 17\text{cm}; b = 65\text{cm}$$

M_t (KN.m)	μ	μ_l	α	β	A (cm ²)
7.8	0.029	0.392	0.036	0.985	1.33

Sur appuis :

M_a (KN.m)	μ	μ_l	α	β	A (cm ²)
5.09	0.019	0.392	0.023	0.990	0.86

- **E.L.S:** d'après le B.A.E.L 83

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\delta-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec : } \delta = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

	A	M _u (KN.m)	M _{ser} (KN.m)	γ	F _{c28}	ᾱ	condition
En travée	0.036	7.80	4.78	1.63	25	0.56	V
Sur appuis	0.023	5.09	3.68	1.38	25	0.44	V

III.4.4.5.1 Condition de non fragilité : B.A.E.L.91 (A.4.2.1) :

$$A_{min} \geq 0.23b.d.\frac{f_{t28}}{f_e}$$

- **En travée :**

$$A_{min} \geq 0.23 \times 65 \times 17 \times \frac{2.10}{400} = 1.33cm^2$$

- **Sur appuis :**

$$A_{min} \geq 0.23 \times 10 \times 17 \times \frac{2.10}{400} = 0.20cm^2$$

III.4.4.5.2.Pourcentage Minimal : B.A.E.L.91. (B.6.4) :

$$A'_{min} \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 65 \times 20 = 1.30cm^2 \dots \dots \dots (en travée)$$

$$A'_{min} \geq 0.001 \times b_0 \times h = 0.001 \times 10 \times 20 = 0.20cm^2 \dots \dots \dots (sur appuis)$$

- **tableau récapitulatif de ferrailage :**

Elément	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A' (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
Travée	1.33	1.33	1.30	1.33	2T10=1.57
Appuis	0.86	0.20	0.20	0.86	1T12=1.13

III.4.4.6. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{11 \times 10^3}{100 \times 170} = 0.65Mpa$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0.13f_{c28}; 5Mpa\} = \{3.25; 5Mpa\} = 3.25Mpa$$

$$\tau_u = 0.65Mpa < \bar{\tau}_u = 3.25Mpa \dots \dots \dots C.v$$

- **Diamètre minimal :**

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{h_t}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right\}$$

\emptyset_l : diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\emptyset_t \leq \min\left\{\frac{200}{35}; 10; \frac{100}{10}\right\} \rightarrow \emptyset_t \leq \min\{5.71; 10; 10\}$$

Soit $\emptyset_t = 6\text{mm}$, $F_e = 235$

$$A_s = 2\emptyset_6 = 0.57\text{mm}^2$$

- L'espaceur S_t :

$$S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) = 15.3\text{cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot F_e}{0.4 \cdot b_0} = \frac{0.57 \times 235}{0.4 \times 10} = 33.48\text{cm}$$

K=1 en flexion simple.

$$S_t \leq \frac{0.8A_t \cdot F_e}{b_0(\tau_u - 0.3Kf_{t28})} = \frac{0.8 \times 0.57 \times 235}{10(0.65 - 0.3 \times 1 \times 2.1)} = 535.8\text{mm}$$

$$S_t \leq 53.58\text{cm} \text{ (B.A.E.L. 91(A.5.1.23))}$$

On dispose nos armatures transversales avec un espaceur de 15 cm.

III.4.4.7. Vérification de la flèche : (B.A.E.L.91 (B.6.8.424)) :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \rightarrow \frac{20}{380} = 0.052 > \frac{7.80}{15 \times 12} = 0.043 \dots \dots \dots c.v$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{20}{380} = 0.052 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots \dots \dots c.v$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3.60}{F_e} \rightarrow \frac{1.57}{65 \times 17} = 0.00142 \leq \frac{3.60}{400} = 0.009 \dots \dots \dots c.v$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

III.4.4.8. Présentation du ferrailage :

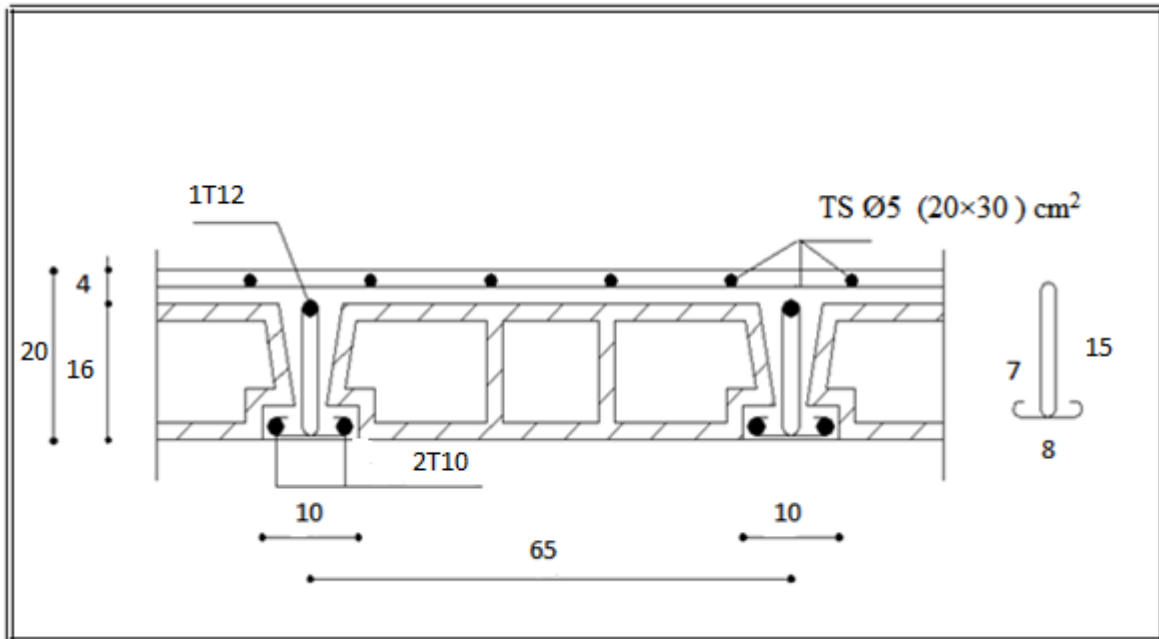


Fig. III.1. Ferrailage de la nervure

III.4.4.9. La dalle mince (table de compression) :(BAEL91(B.6.8.423))

Le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4cm.

Il est armé d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm (5p.m) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33cm (3p.m) pour les armatures parallèles aux nervures.

* Treillis soudé $F_e E23 \rightarrow f_e = 235 Mpa$

- Les sections des armatures perpendiculaires aux nervures doivent satisfaire à la condition suivante :

- L'écartement « L » entre axes des nervures égale à 65 cm donc :

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

$$50 \text{ cm} < L_n < 80 \text{ cm} \perp$$

$$A^\perp = \frac{4 \cdot L_n}{f_e} \rightarrow A^\perp = \frac{4 \times 65}{235}$$

$$A^\perp = 1.106 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A^\perp = 6\emptyset 5 = 1.17 \text{ cm}^2$

- Espacement :

n : nombres des barres

$$S_t = \frac{100}{n} = \frac{100}{6} = 16.66cm$$

Soit : $S_t = 20cm$

* Pour les armatures parallèles aux nervures :

$$A_{//} = \frac{A^{\perp}}{2} \rightarrow A_{//} = \frac{1.106}{2} = 0.55cm^2$$

On adopte : $A_{//} = 3\phi 5 = 0.59cm^2$

* Espacement :

$$S_t = \frac{100}{n} \rightarrow S_t = \frac{100}{3} = 33.33cm$$

$S_t = 30cm$

Donc on choisit un quadrillage dont la maille est de dimension $(20 \times 30)cm^2$.

III.4.4.10. Présentation du ferrailage :

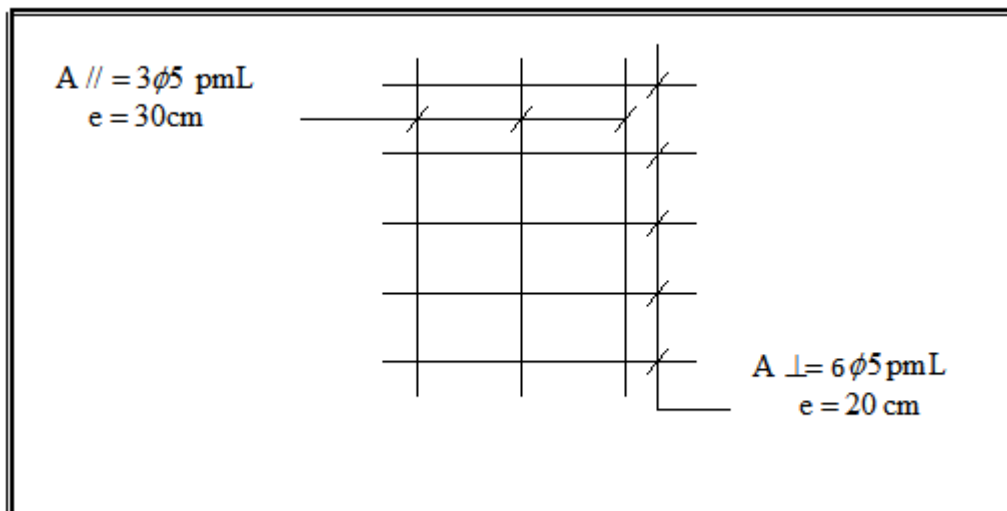


Fig. III.2. Ferrailage de la dalle mince

Chapitre IV :

Etude dynamique

IV. ETUDE DYNAMIQUE

IV.1.INTRODUCTION :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Ce implique de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

IV .2. OBJECTIFS DE L'ETUDE DYNAMIQUE:

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non- amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme. L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettront de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV .3. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL :

L'étude sismique à pour but de calculer les forces sismiques, ces calculs peuvent mener par trois méthodes qui sont les suivantes:

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

- **Conditions d'application de la méthode statique équivalente :**

A. Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III

B. Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions

Complémentaires suivantes

Zone I : tous groupes

Zone IIa :

- groupe d'usage 3.
- groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- 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 :

- groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 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.

• **Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale :**

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

• **Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique :**

La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

✓ **Notre structure ne répond pas aux conditions exigées par RPA99version2003 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente; alors le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale.**

IV .4. CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE :

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

✓ Notre ouvrage étant un bâtiment d'habitation situé à BLIDA (Zone III), il sera classé en 'Groupe2'.

IV .5.CLASSIFICATION DE SITE :

D'après l'article (3.3 RPA99version2003); les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécanique des sols qui les constituent :

- Catégorie S1 (site rocheux).
- Catégorie S2 (site ferme).

- Catégorie S3 (site meuble).
- Catégorie S4 (site très meuble).

catégorie	Description	q_c (MPa)	N	P1 (MPa)	E_p (Mpa)	q_u (MPa)	V_s (m/s)
S ₁	Rocheux	-	-	> 5	> 100	> 10	≥ 800
S ₂	Ferme	> 15	>50	> 2	> 20	> 0.4	≥ 400 < 800
S ₃	Meuble	1.5 ~15	10~50	1 ~ 2	5 ~20	0.1 ~0.4	≥ 200 < 400
S ₄	Très meuble ou présence de 3m au moins d'argile	< 1.5	< 10	< 1	< 5	< 0.1	≥ 100 < 200

Tableau IV.1. Classification des sites

- ✓ Alors notre structure est constituée dans un site de catégorie S2 (site ferme).

IV.6. METHODE DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE :

A. Principe :

Pour cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

B. Buts de l'analyse dynamique:

- Détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure.
- Déterminer les modes et les périodes propres.
- La masse des planchers est calculée de manière à inclure une partie des surcharges D'exploitation Q ($\beta = 0,2$).

C. Hypothèses de calcul :

- ✓ Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
- ✓ Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte
- ✓ Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).

D. Spectre de réponse de calcul :

Selon le **RPA99V2003** l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

A : coefficient d'accélération de zone

η : Facteur de correction d'amortissement

Q : facteur de qualité.

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

R : coefficient de comportement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \geq 0.7$$

ζ: pourcentage d'amortissement critique donnée par le tableau 4.2 (RPA99version2003)

Dans notre cas $\zeta = 7\%$. $\Rightarrow \eta = 0.88$

A = 0.25 (tableau 4.1 RPA99version2003)

R = 5 (structure contreventement mixte(portique-voiles) - tableau 4.3n RPA99version2003).

Pour un site type S2, on a **T1** = 0.15 sec **T2** = 0.40 sec (tableau 4.7 RPA99version 2003)

B. calcul de facteur de qualité: Q

Critère de qualité « q »	<i>P_q</i>	
	Sens OX	Sens OY
1-Condition minimale sur les files de contreventement.	0(Observé)	0(Observé)
2- Redondance en plan	0(Observé)	0(Observé)
3- Régularité en plan	0,05(Non observé)	0,05(Non observé)
4- Régularité en élévation.	0(Observé)	0(Observé)

5- Contrôle de la qualité des matériaux	0.05(Non observé)	0,05(Non observé)
6- Contrôle de la qualité de l'exécution.	0.10(Non observé)	0,10(Non observé)

Tableau IV .2.Valeurs des pénalités

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

P_q : pénalité à retenir selon le critère de qualité q. (Tableau 4.4)

$$Q_x = 1 + 0 + 0 + 0.05 + 0 + 0.05 + 0.1 = 1.20$$

$$Q_y = 1 + 0 + 0 + 0.05 + 0 + 0.05 + 0.1 = 1.20$$

C. Nombre de modes à considérer :

D'après le RPA99/version2003 (article 4.3.4 -a) :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonale, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

$$K \geq 3\sqrt{N}$$

N: est le nombre de niveaux N:10

Notre cas:

$$K \geq 3 \times \sqrt{10} \Rightarrow K \geq 9.48 \dots \dots \dots K = 10 \text{ modes}$$

IV. 7. Analyse de la structure Initiale:

IV.7.1. Description du logiciel (ROBOT):

Le système **Robot Structural Analyses 2011** est un logiciel destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Robot Structural analyse permet de modéliser les structure, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

IV.7.2. Modélisation de la structure initiale :

Les caractéristiques dynamiques de la structure (modes propres et formes propres) sont déterminées en utilisant le logiciel de calcul (ROBO2011) qui fera l'objet d'une présentation détaillé ci-après.

IV. 7.2.1. Première variante :

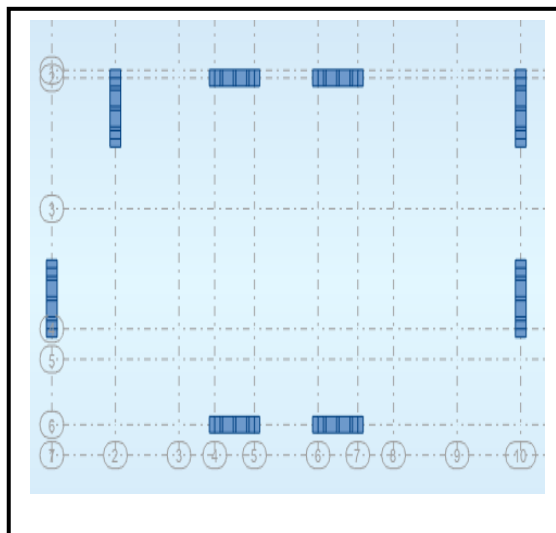


Fig. I V. 1. Première variante des voiles.

Après l'Analyse automatique par le logiciel ROBOT, on a tiré les résultats suivant :

- Périodes et factures de participation massique modale :

Cas/Moe	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	0,93	1,08	0	72.9	0	72.9
2	0,95	1,05	73.43	72.99	73.43	0,01
3	1,27	0,79	74.3	73.71	0.86	0.8
4	3,12	0,32	74.31	86.44	0,01	12.73
5	3,19	0,31	86.81	86.46	12.5	0.03
6	4.38	0,23	86.86	84,68	0,04	0,21
7	6.36	0,16	87.03	91.79	0,17	5,11
8	6.43	0,16	92.15	91.98	5.12	0,19
9	9.24	0,11	92.18	91.06	0,02	0,08
10	10.44	0,1	92.69	94.44	0,51	2,38

Tableau : IV.4.Les Périodes et les factures da participation massique modale (1^{ere} variante).

- **Interprétations des résultats:**

- On constate qu'il faut 8 modes pour atteindre 90% de participation des masses modales exigée par le RPA 99 VERSION 2003 ART 4.3.4.a
- le 1^{er} mode est un mode translation selon l'axe Y avec 72.90% de participation de masse modale.
- le 2^{eme} mode est un mode translation selon l'axe X avec 73.43% de participation de masse modale.
- le 3^{eme} mode est mode torsion pure.
- On constate que la majorité des modes sont indépendants (les modes de translation ne sont pas couplés avec la torsion). on a cherché une autre disposition adéquat, qui permis de respecter les conditions préconisées par RPA99/V2003 et aussi le plan d'architecture.
- On augmente la section des poteaux de la structure : Poteaux(55×55)cm².
- on augment l'épaisseur de voile e=20cm

IV. 7.2. Deuxième variante :

- Les résultats obtenus de la structure sont récapitulés dans le tableau suivant :

Cas/Moe	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	1.16	0.85	0,01	72.16	0,01	72.16
2	1.20	0.82	72.22	72.16	72.75	0.00
3	1,63	0,61	73.31	72.89	0,55	0,73
4	3.97	0.25	73.32	85.97	0,00	13.08
5	4.09	0,24	86.25	85.97	12.94	0,00
6	5.64	0,18	86,27	86.17	0,02	0,20
7	8.27	0,13	86.29	91.70	0.02	5.53
8	8.45	0,12	91.83	91,73	5.54	0.02
9	12.17	0,08	91.85	91.81	0,02	0.08
10	13.78	0,07	91.86	94,79	0.01	2.99

Tableau : IV.5. Les Périodes et les factures de participation massique modale (2^{ème} variante).

• **Conclusion :**

- On constate qu'il faut 08 modes pour atteindre 90% de participation des masses modales exigée par le RPA 99 VERSION 2003 ART 4.3.4.a
- le 1^{er} mode est un mode translation selon l'axe Y avec 72.16% de participation de masse modale.
- le 2^{ème} mode est un mode translation selon l'axe X avec 72.22% de participation de masse modale.
- le 3^{ème} mode est mode torsion pure.
- on constate que la majorité des modes sont indépendants (les modes de translation ne sont pas couplés avec la torsion).

➤ **Premier mode de vibration :**

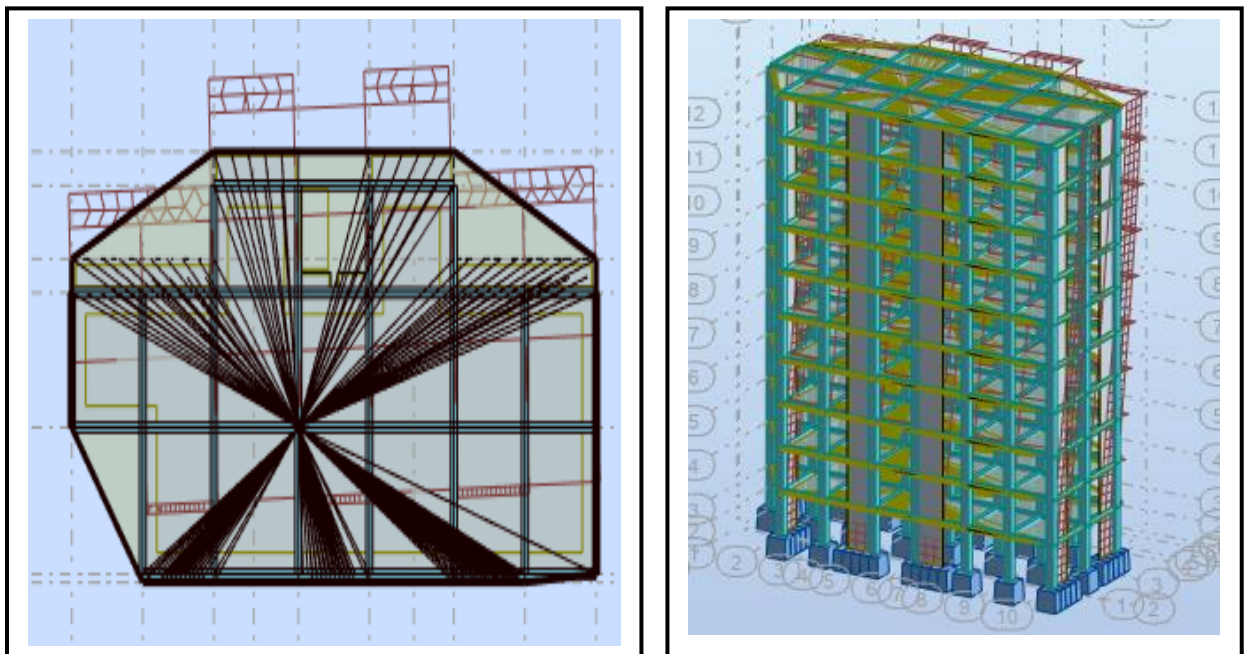


Fig. I V. 2. Premier mode de vibration Vue 3D et vue en plan (deuxième variante).

➤ Deuxième mode de vibration :

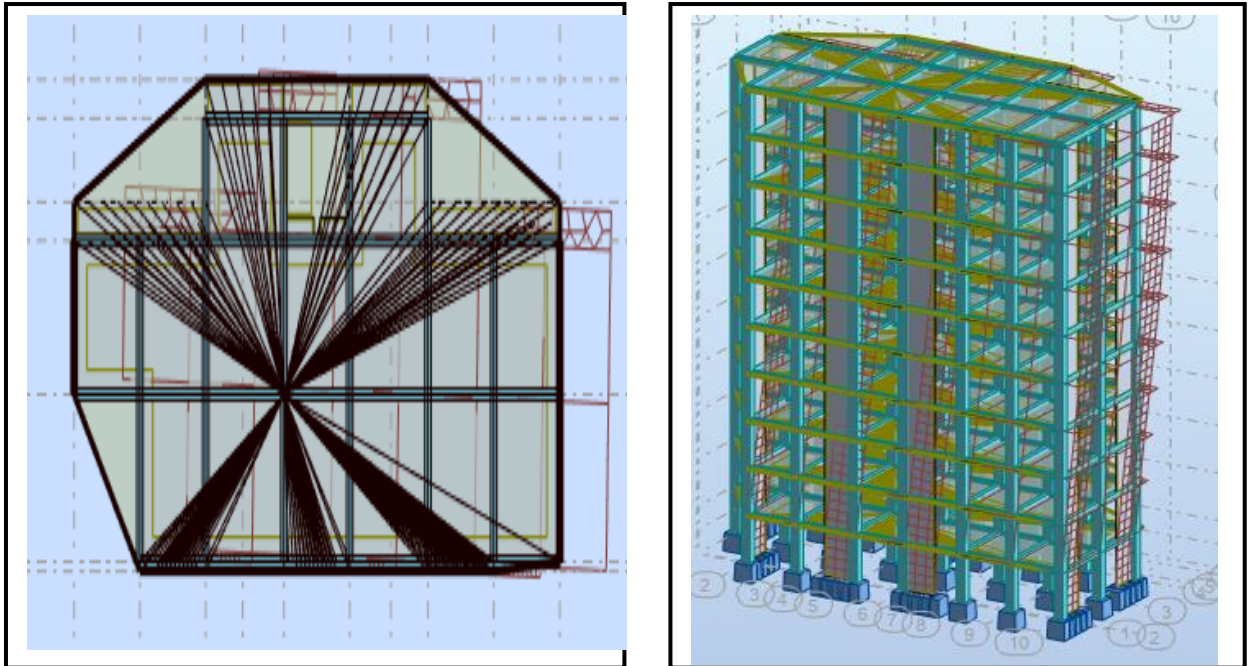


Fig. I V. 3. Deuxième mode de vibration Vue 3D et vue en plan (deuxième variante).

➤ Troisième mode de vibration :

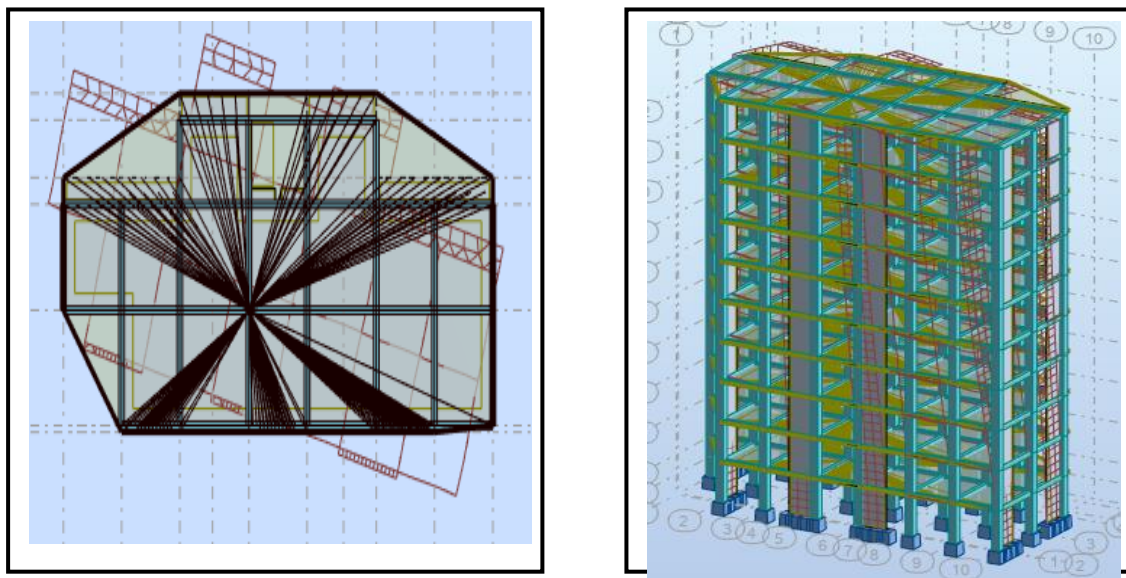


Fig. I V. 4. Troisième mode de vibration Vue 3D et vue en plan (deuxième variante).

IV.8. DISTRIBUTION L'EFFORT TRANCHANT :

L'effort tranchant au niveau e l'étage K est donné par la formule: $V_i = (Sa/g) \times \alpha_i \times W$

➤ **Sens longitudinal :**

Etage	F _x [kN]	V _x [kN]
RDC	2123.62	35.98
1	2087.64	94.41
2	1993.23	133.99
3	1859.24	160.65
4	1698.59	195.32
5	1503.27	231.28
6	1271.99	228.34
7	1043.65	271.03
8	772.62	347.04
9	425.58	425.58

Tableau : IV.6. Distribution l'effort tranchant (sens-x) au niveau de chaque étage

➤ **Sens transversal :**

Etage	F _y [kN]	V _y [kN]
RDC	2079.62	39.98
1	2039.64	99.98
2	1939.66	125.86
3	1813.80	160.62
4	1653.18	189.01
5	1464.17	215.47
6	1248.43	225.12
7	1023.31	262.17
8	761.14	327.06
9	434.08	434.08

Tableau : IV.7. Distribution l'effort tranchant (sens-y) au niveau de chaque étage.

- **Justification selon RPA 99-v2003 (Art: 3.4.4a) p 19**
- Que les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations

Dues aux charges verticales (.de logiciel ROBOT).

Fx [kN]	Fx sur les poteaux[kN]	Fy [kN]	Fy sur les poteaux[kN]	Fz [kN]	Fz sur les Voilles [kN]
2123.62	990.89	2079.69	1031.42	-27015.87	-5633.36

Tableau :IV .8. les efforts réduits sur les poteaux et les voiles.

$$\frac{F_{z\text{voile}}}{F_z} = \frac{5633.36}{27015.87} = 20.00\% \leq 20\% \Rightarrow \text{condition vérifié}$$

- Que les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

$$\frac{F_{X\text{poteau}}}{F_X} = \frac{990.89}{2123.62} = 46.66\% \geq 25\% \Rightarrow \text{condition vérifié.}$$

$$\frac{F_{Y\text{poteau}}}{F_{Y\text{totale}}} = \frac{1031.42}{2079.69} = 49.59\% \geq 25\% \Rightarrow \text{condition vérifié.}$$

La condition de l'interaction portique-voile est vérifier.

Remarque: La Structure est à système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction Portiques-Voiles.

IV .9. CALCULE LA FORCE SISMIQUE TOTALE :

d'après le (RPA99/2003 art4.2.3), la force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales

selon la formule: $V = \frac{A.D.Q}{R}.W$

A: Coefficient d'accélération de zone., donnée par tableau 4.1 suivent la zone sismique et le groupe du bâtiment

R: Coefficient de comportement global de la structure.

D: Facteur de d'amplification dynamique de la structure. En fonction de la catégorie de site, de facteur de correction d'amortissement (η), et de la période fondamentale de la structure (T).

Q: Facteur de qualité.

W: Poide de la structure.

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

T₂ : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le (tableau 4.7 RPA99version2003)

Site ferme « S2 » $\Rightarrow T_2 = 0.4 \text{ sec}$

η : facteur de correction d'amortissement donnée par la formule suivent :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)}$$

ξ (%) : pourcentage d'amortissement critique donnée par le tableau 4.2 (RPA99version2003)

en fonction de matériau constitutif, du type de structure de l'importance des remplissages

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

$$\eta = 0.88$$

A = 0.25 (tableau 4.1 RPA99version2003)

R = 5 (structure contreventé mixte (portique+ voiles) - tableau 4.3n RPA99version2003).

T₁ = 0.15 sec (tableau 4.7 RPA99version 2003)

T₂ = 0.40 sec

1. Estimation de la période fondamentale de la structure :

Remarque :

Notre cas c'est le 4^{eme} cas donc on travaille avec la formule suivante :

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

D: est la dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le **tableau (4,6) du RPA99, version2003 p31**

$D_y = 13.10 \text{ m}$, $h_N = 31.20 \text{ m}$, $D_x = 23.95 \text{ m}$.

$$T = C_T h_N^{3/4} = 0.075 \times 31.20^{3/4} = 0.99 \text{ s}$$

$$\text{AN : } T_y = \frac{0.09 \times 31.20}{\sqrt{13.10}} = 0.77 \text{ s}$$

Avec : $T_2 = 0.4 \text{ s}$; $T_1 = 0.15 \text{ s}$; Donc $T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$\text{AN : } D_y = 2.5 \times 0.88(0.40/0.77)^{2/3} = 1.42$$

$$\text{AN : } T_x = \frac{0.09 \times 31.20}{\sqrt{23.95}} = 0.64 \text{ s}$$

Avec : $T_2 = 0.4 \text{ s}$; $T_1 = 0.15 \text{ s}$; Donc $T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$

$$D = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$\text{AN : } D_x = 2.5 \times 0.88(0.40/0.78)^{2/3} = 1.73$$

D'après l'article (4.2.4) de RPA99/version2003 :

Il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux

Valeurs, d'où :

$$T_x = \min(0.99 ; 0.64) = 0.64 \text{ s}$$

$$T_y = \min(0.99 ; 0.77) = 0.77 \text{ s}$$

2. Calcul du poids :

D'après le RPA 99V2003 (article 4.2.3)

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

$$\text{Avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- **W** : est égale à la somme des poids W_i , de chaque niveau (i)
- **W_{Gi}** : poids dus aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels solidaires de la structure

- W_{Qi} : charge d'exploitation
- β : valeur de coefficient de pondération égale à 0,2 Bâtiment d'habitation

$$W=3097.70t$$

L'effort tranchant à la base donné par la méthode statique équivalente: $V = \frac{A.D.Q}{R}.W$

- RPA99/Versions 2003 préconise (Art 4.2.4.4), qu'il faut que la valeur de **Tdyn** calculé par la méthode numérique (ROBOT), ne **dépasse pas** la valeur **Te** estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de **30 %**.
- L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir la valeur de la période fondamentale

$$T_{dyn.x} = 0.85s$$

$$T_{dyn.y} = 0.82s$$

- Une période empirique :

$$T_y = 0.77s \quad \text{et} \quad T_x = 0.64$$

- Nous avons:

$$\left. \begin{aligned} * \frac{T_{dyn.x}}{T_{sta.x}} \leq 1.3 &\Rightarrow \frac{0.82}{0.64} = 1.28 \\ * \frac{T_{dyn.y}}{T_{sta.y}} \leq 1.3 &\Rightarrow \frac{0.85}{0.77} = 1.10 \end{aligned} \right\} \text{Condition vérifiée}$$

.

3) Vérification de la résultante des forces sismiques par rapport à la méthode statique équivalente :

- Selon RPA99/version2003 (art 4.3.6): La résultante des forces sismiques à la base **Vd** obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode **statique équivalent V** pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

L'effort tranchant à la base donné par la méthode statique équivalente :

$$V(\text{stat}) = A.D.Q.W/R$$

Sens	A	D	R	Q	W(t)	V _{stat}	0,8 V _{stat}
X	025	1.73	5	1,2	3097.70	321.54	257.23
Y	0.25	1.42	5	1,2	3097.70	263.92	211.13

Tableau IV.9 : L'effort tranchant à la base donnée par la méthode statique équivalente

- L'effort tranchant à la base donnée par la méthode dynamique spectrale :
 - Sens longitudinal : $V_X = 425.58 \text{ t}$
 - Sens transversal : $V_Y = 434.08 \text{ t}$
- Vérification de la résultante des forces sismiques par rapport à la méthode statique équivalente :

	V _{stat} (t)	0.8V _{stat} (t)	V _{dyn} (t)	Verification
Sens X	321.54	257.23	425.58	C.V
Sens Y	263.92	211.13	434.08	C.V

***.Distribution de la résultat de forces sismiques selon la hauteur :**

La résultante des forces sismiques a' la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes : (art.4.2.5.RPA99_V2003)

$$V = F_t + \sum F_i$$

F_t : Force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivant :

$$\begin{cases} \text{Si } T > 0.7 \text{ sec} & F_t = 0.07 \times T \times V \\ \text{Si } T \leq 0.7 \text{ sec} & F_t = 0 \end{cases}$$

F_i : Les forces sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivant :

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum (W_j \times h_j)}$$

Avec :

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i.

h_i : Niveau du plancher ou s'exerce la force i.

h_j : Niveau du plancher quelconque i.

W_i, W_j : Poids revenant

***Sens-X :**

$V_x=425.58$

$T_x=0.64\text{sec} \leq 0.7 \text{ sec} \quad F_t = 0$

Niveau	$W_i(t)$	$h_i(m)$	V_x-F_t	$W_i \times h_i$	F_i
RDC	310.89	3,06	425.58	1259,098	19,40837
1	309.23	6,12	425.58	2504,977	38,61297
2	309.23	9,18	425.85	3757,466	57,91945
3	309.23	12,24	425.85	5009,954	77,22593
4	309.23	15,3	425.85	6262,443	96,53241
5	309.23	18,36	425.85	7514,932	115,8389
6	293.22	21,42	425.85	7969,739	122,8495
7	293.22	24,48	425.85	9108,274	140,3995
8	254.24	27,54	425.85	10164,19	156,6758
9	254.23	30,6	425.85	11753,77	181,1784
$\sum W_i \times h_i$				43386,88	

Tableau :IV.10. Distribution des résultats des forces sismiques selon la hauteur sens X.

***Sens-Y :**

$V_y=434.08t$

$T_y=0.77 \text{ sec} > 0.7 \text{ sec} \quad F_t = 0.07 \times T \times V$

$F_t = 0.07 \times 0.77 \times 434.08 = 23.39t$

Niveau	$W_i(t)$	$h_i(m)$	$V_y - F_t$	$W_i \times h_i$	F_i
RDC	310.83	3,06	410.69	1159,0982	16,78136853
1	309.23	6,12	410.69	2304,9772	35,3655255
2	309.23	9,18	410.69	3557,4658	52,04832883
3	309.23	12,24	410.69	4899,9544	72,7311051

4	309.23	15,3	410.69	6262,443	93,41388138
5	309.23	18,36	410.69	7514,9316	112,0966577
6	293.22	21,42	410.69	7969,7394	118,8808091
7	293.22	24,48	410.69	9108,2736	135,8637819
8	254.23	27,54	410.69	10164,1878	151,6143514
9	254.23	30,6	410.69	11753,766	175,3253328
$\sum W_i \times h_i$				43386,8832	

Tableau.IV.11. Distribution des résultats des forces sismiques selon la hauteur sens Y.

IV.10. VERIFICATION DES DEPLACEMENTS:

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

$$\delta_K = R \times \delta_{ck}$$

δ_k : Déplacement Horizontal a chaque niveau < k > de la structure

δ_{ck} : Déplacement dû aux forces sismique F_i

R : coefficient de comportement = 5

Δ_K : le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à

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

- **L'article 5.10 du RPA99/version2003:**

Préconise que les déplacements relatifs inter étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage considéré, il faut vérifier alors que : $\Delta_K \leq 0.01 \times h_e$.

Avec : h_e : étant la hauteur de l'étage considéré.

$$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$$

Δ_{adm} : Déplacement admissible (égale à (1% $h_e = 0,01h_e$))

*** Sens X-X :**

Etage	δ_k (m)	Δ_k (m)= $\delta_k - \delta_{k-1}$	1%. h_e	Vérification
RDC	0.005	0.005	3.06	V
1	0.017	0,012	3.06	V
2	0.032	0.015	3.06	V
3	0.048	0.016	3.06	V
4	0.063	0.016	3.06	V

5	0.078	0.015	3.06	V
6	0.091	0.013	3.06	V
7	0.102	0.011	3.06	V
8	0.112	0.010	3.06	V
9	0.120	0.008	3.06	V

Tableau : IV.12. Déplacements absolus pour le sens X-X

***Sens Y-Y**

Etage	δ_{ky} (m)	$\Delta_k y(m)= \delta_k -\delta_{k-1}$	1%. h_e (m)	vérification
RDC	0.006	0.006	3.06	V
1	0,017	0,012	3.06	V
2	0,032	0.015	3.06	V
3	0,048	0,016	3.06	V
4	0,064	0.016	3.06	V
5	0,079	0,015	3.06	V
6	0,093	0,014	3.06	V
7	0,105	0.012	3.06	V
8	0,116	0,001	3.06	V
9	0.124	0.009	3.06	V

Tableau: IV.13. Déplacements absolus pour le sens Y-Y

Conclusion :

Les déplacements inter -étage sont inférieurs aux valeurs limites imposées par le RPA99/version 2003.

IV.11. VERIFICATION VIS-A-VIS De L'EFFET P- Δ :RPA99-v2003 (Art:5.9) :

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la Condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10 \quad \text{Avec :}$$

- P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au dessus de Niveau k.
- Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

- V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k.
- h_k : Hauteur de l'étage k.

- **Sens Longitudinal:**

Etage	W(t)	P _k (t)	Δ_k (m)	V _x (t)	h _k (m)	Θ	$\leq 0,1$
9	254.23	425.58	0.008	425.58	3,06	0.002	cv
8	254.23	772.62	0.010	347.04	3,06	0.006	cv
7	293.22	1043.65	0.011	271.03	3,06	0.015	cv
6	293.22	1271.99	0.013	228.34	3,06	0.030	cv
5	309..23	1503.27	0.015	231.28	3,06	0.044	cv
4	309.23	1698.59	0.016	195.32	3,06	0.066	cv
3	309.23	1859.24	0.016	160.65	3,06	0.094	cv
2	309.23	1993.23	0.015	133.99	3,06	0.096	cv
1	309.23	2087.64	0.012	94.41	3,06	0.099	cv
RDC	310.83	2123.62	0.005	95.98	3,06	0.100	cv

Tableau: IV.14 Vérification a L'effet (P- Δ) (Sens Longitudinal).

- **Sens Transversal:**

Etage	W(t)	P _k (t)	Δ_k (m)	V _y (t)	h _k (m)	Θ	$\leq 0,1$
9	254.22	434.08	0.009	434.08	3,06	0.002	cv
8	254.23	761.14	0.001	327.06	3,06	0.007	cv
7	293.22	1023.31	0.012	262.17	3,06	0.017	cv
6	293.22	1248.43	0.014	225.12	3,06	0.003	cv
5	309.23	1464.17	0.015	215.47	3,06	0.056	cv
4	309.23	1653.18	0.016	189.01	3,06	0.071	cv
3	309.23	1813.80	0.016	160.62	3,06	0.097	cv
2	309.23	1939.80	0.015	125.86	3,06	0.100	cv
1	309.23	2039.64	0.012	99.98	3,06	0.100	cv
RDC	310.83	2079.62	0.006	39.98	3,06	0.100	cv

Tableau: IV.15. Vérification a L'effet (P- Δ) (Sens Transversal).

Remarque :

Puisque tous les coefficients θ sont inférieurs à 0.10 dans les deux sens, donc l'effet P- Δ peut être négligé.

IV.12. VERIFICATION AU RENVERSEMENT:

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal et transversal) avec la relation Suivante:

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

Ms : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales : $M_s = W \times L / 2$

W : le poids total de la structure.

L: Dimension de la structure (Largeur Ou Longueur).

Mr : moment de renversement provoqué par les charges horizontales : $M_r = \sum Fi \times hi$

- **Sens Longitudinal:**

$$M_s = W \times \frac{L}{2} = 3097.70 \times \frac{23.95}{2} = 37094.95t.m$$

Etage	Fi	hi (m)	Fixhi
RDC	19.408	3,06	51.388
1	38.613	6,12	236.311
2	57.919	9,18	531.696
3	77.225	12,24	945.234
4	96.532	15,3	1476.939
5	115.839	18,36	2127.006
6	122.850	21,42	2631.447
7	140.399	24,48	3436,967
8	156.676	27,54	4314,857
9	175.325	30,6	5564,945
			Mrx=∑Fi×hi=21124,792

Tableau: IV.15.Le moment de RENVERSEMENT provoqué par effort sismique sens XX.

Vérifications : $\frac{47375.13}{21124.792} = 2.24 \geq 1.5$ Condition Vérifier.

• **Sens Transversal:**

$$M_s = W \times \frac{L}{2} = 3097.90 \times \frac{13.10}{2} = 32158.91 \text{ t.m}$$

Etage	Fi	hi (m)	Fi×hi
RDC	18,781	3,06	57,46
1	37,365	6,12	228,673
2	56,048	9,18	514,520
3	74,731	12,24	914,707
4	93,413	15,3	1429,218
5	112,096	18,36	2058,082
6	118,880	21,42	2546.409
7	135,863	24,48	3325.926
8	151,610	27,54	4175,339
9	175,320	30,6	5364,792
			Mry=∑Fi×hi=20615,140

Tableau: IV.16 Le moment de renversement provoqué par effort sismique sens YY

Vérifications : $\frac{32158.91}{20615.140} = 1.55 \geq 1.5$ Condition Vérifier.

Donc, la stabilité au renversement est alors vérifiée pour les deux sens.

IV.13. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES ET MASSIQUE DE LA STRUCTURE:

Détermination de centre de gravité des masses et le centre des rigidités.

1. Centre de gravité des masses:

La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul des centres des masses de chaque élément de la structure (Acrotère, Balcon, plancher, poteaux, poutres, voiles, ...etc.).

Les coordonnées du centre de gravité des masses et données par :

$$X_G = \frac{\sum Mi \times Xi}{\sum Mi} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum Mi \times Yi}{\sum Mi}$$

Avec :

- M_i : la masse de l'élément i .
- X_i, Y_i : les coordonnées du centre de gravité de l'élément « i » par rapport à un repère global

2. Centre de gravité des rigidités:

Les coordonnées du centre des rigidités peut être déterminé par les formules ci-après Avec:

$$e_{cj} = \frac{\sum I_{jy} \times X_j}{I_{jy}} \quad \text{et} \quad e_{cj} = \frac{\sum I_{jx} \times Y_j}{I_{jx}}$$

I_{jy} : Inertie de l'élément j dans le sens y .

X_j : Abscisse de l'élément I_{jy} .

I_{jx} : Inertie de l'élément j dans le sens x .

Y_j : Ordonnée de l'élément I_{jx} .

3. L'excentricité:

L'excentricité est la distance entre le Centre de Gravité des Masses et le Centre de Torsion, donnée par les formules suivant:

$$e_x = X_{cm} - X_{ct}$$

$$e_y = Y_{cm} - Y_{ct}$$

*L'excentricité Théorique:

$$e_y = |Y_{cm} - Y_{ct}|$$

$$e_x = |X_{cm} - X_{ct}|$$

e_x : Excentricité théorique suivent x .

e_y : Excentricité théorique suivent y

* L'excentricité Accidentelle: RPA99-v2003 (Art: 4.3.7) :

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité Théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05L$, (L 'étant la

dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction. Donc:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens X: } e_{(acc)} = 0.05 \times L_X = 0.05 \times 23.95 \longrightarrow e_{(acc)} = 1.19\text{m.} \\ \text{Sens Y: } e_{(acc)} = 0.05 \times L_Y = 0.05 \times 13.10 \longrightarrow e_{(acc)} = 0.65\text{m.} \end{array} \right.$$

Toutes ces caractéristiques géométriques et massique sont calculer par logiciel ROBOT et nous avons résumé dans les tableaux suivant: RPA99-v2003 (Art: 4.3.7)

- Le tableau ci-après résumé les résultats des différents Centre de Gravité, de Rigidité et L'excentricité théorique:

Etage	W(t)	centre de masse	centre de rigidité	excentricité théor	
		G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	ex [m]	ey [m]
RDC	411.47	12,28 5,31 2,16	12,54 5,64 2,16	0,26	0,43
1	409.31	12,29 5,29 5,22	12,54 5,64 5,22	0,24	0,47
2	409.31	12,29 5,29 8,28	12,54 5,64 8,28	0,24	0,47
3	409.31	12,29 5,29 11,3	12,54 5,64 11,3	0,24	0,47
4	409.31	12,29 5,29 14,4	12,54 5,64 14,4	0,24	0,47
5	409.31	12,29 5,29 17,4	12,54 5,64 17,4	0,24	0,47
6	372.07	12,32 5,50 20,5	12,54 5,64 20,5	0,21	0,47
7	372.07	12,30 5,50 23,5	12,54 5,64 23,5	0,21	0,17
8	369.90	12,31 5,49 26,6	12,54 5,64 26,6	0,20	0,20
9	384.11	12,29 5,41 29,7	12,54 5,64 29,7	0,21	0,34

Tableau:IV.17. Caractéristiques Massique de la Structure.

Le tableau ci-après résumé les Valeur de L'excentricité Accidentelle de chaque niveau de la Structure:

Etage	Lx(m)	Ly (m)	ex (m)	ey (m)
RDC	23,95	13,10	1,19	0,65
1	23,95	13,10	1,19	0,65
2	23,95	13,10	1,19	0,65
3	23,95	13,10	1,19	0,65
4	23,95	13,10	1,19	0,65
5	23,95	13,10	1,19	0,65
6	23,95	13,10	1,19	0,65
7	23,95	13,10	1,19	0,65
8	23,95	13,10	1,19	0,65
9	23,95	13,10	1,19	0,65

Tableau: IV.18. L'excentricité Accidentelle des Etages.

IV.15. CONCLUSION :

Après tous ces contrôles, nous pouvons dire que notre structure est une structure Parasismique. Les tableaux de l'annexe nous donne les résultats adoptés par ROBOT 2014, et les différents contraintes des éléments principaux de la structure nécessaire pour calculez les armatures de ces éléments qui viendront dans notre prochaine chapitre (calcul Des éléments principaux).

Chapitre V :

Ferraillage des éléments porteurs

V.1. LES POTEAUX

V.1.1. INTRODUCTION:

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal « **N** » et à un moment de flexion « **M** » dans les deux sens longitudinal, transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « **ELU** » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

V.1.2. FERRAILLAGE DES POTEAUX :

Le ferrailage des éléments résistants doit respecter les règlements en vigueur en l'occurrence le **RPA99 version 2003** et le **BAEL 91**.

V.1.2.1 CARACTERISTIQUES MECANIQUE DES MATERIAUX :

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeF400)		
	γ_b	F_{c28} (Mpa)	σ_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14.2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.5	1	400	400

***Le ferrailage** : Une section soumise à la flexion composées est dite partiellement comprimée si:

- ✓ N est un effort de compression et le centre pression (c) se trouve à l'extérieur de la section.
- ✓ N est un effort de compression et le centre (c) se trouve à l'intérieur de la section, et la condition suivante est remplie

$$A = (0.337h - 0.81c')b.h.f_{bu}$$

$$B = N(d - c') - M_{ua}$$

$$C = (0.5h - c')b.h.f_{bu}$$

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de L'ELU de stabilité de forme conformément à L'article .A.4.3.5 du C.B.A 93 en adoptant une excentricité totale de calcul.

V.1.2.3. Les combinaisons des charges :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les combinaisons suivantes

- Selon **B.A.E.L 91** :

$$\left\{ \begin{array}{l} ELU : 1.35G + 1.5Q \\ ELS : G + Q \end{array} \right\}$$

- Selon **R.P.A 99 version 2003** :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E(N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}) \\ 0.8G \pm E(N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}) \end{array} \right\}$$

Donc ils doivent être ferrailés en flexion composée à l' E.L.U.

a. Recommandation de (RPA 2003) :

D'après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets :

- Leur pourcentage maximal en zone sismique III sera de :

$$A_{\max} = \frac{A_s}{b \times h} < 4\% \rightarrow \text{en zone courante}$$

$$A_{\max} = \frac{A_s}{b \times h} < 6\% \rightarrow \text{en zone recouvrement}$$

- Leur pourcentage minimal en zone sismique III sera de :

$$A_{\min} = A_s > 0.9\% b \times h \rightarrow \text{zone III}$$

- ✓ Le diamètre minimal est de 12 mm.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de : $50 \Phi L_{\max}$ en zone III.
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 20 cm en zone III.
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critiques)

b. Armatures transversales :➤ **BAEL91 : (art A.8.1,2)**

1. Le diamètre des armatures transversales : $\Phi_t \geq \frac{\Phi_1}{3}$

2. leur espacement : $S_t \leq \min(15 \phi \ell ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

➤ **RPA99VER2003 (art.7.4.2.2):**

1. Les armatures transversales des poteaux sont calculées par la formule : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_l \times F_e}$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversaux (f_e 235MPa).

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants

$\rho_a = 2.5$ Si $\lambda_g \geq 5$.

$\rho_a = 3.75$ Si $\lambda_g < 5$.

S_t : est l'espacement des armatures transversales

- La zone nodale : $S_t \leq 10\text{cm}$ en zone III.

- La zone courante : $S_t \leq \min(\frac{b_l}{2} ; \frac{h_l}{2} ; 10\emptyset_1)$ en zone III.

\emptyset : Le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

2. La quantité des armatures transversales $\frac{A_t}{S_t \times b_t}$ en % est donnée comme suit:

Si $\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.3\%$

Si $\lambda_g \leq 3 \rightarrow 0.8\%$

Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : L'élançement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ au } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7 L$).

c) Combinaison de calcul:

Les combinaisons d'actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données d'après le RPA 99 ver 2003 et BAEL 91 comme suit :

❖ D'après le **RPA99ver 2003** :

➤ $G + Q \pm E$

➤ $0.8 G \pm E$

❖ D'après le **BAEL 91** :

➤ $1.35 G + 1.5 Q$

➤ $G + Q$

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes

N_{max} : Mcorrespondant

N_{min} : Mcorrespondant

M_{max} : Ncorrespondant

E.L.U		G + Q ± E		0.8G+E		E.L.S	
N_{max} (KN)	M_{cor} (KN.m)	M_{max} (KN.m)	N_{cor} (KN)	N_{min} (KN)	M_{cor} (KN.m)	N_{max} (KN)	M_{cor} (KN.m)
1753.44	2.61	127.96	1458.15	1887.53	79.29	1277.29	3.93

V.1.2.4. Exemple de calcul :

Soit le poteau du RDC (dimension 50×55) :

$$c = c' = 4\text{cm}$$

$$d = h - c = 55 - 4 = 51\text{cm}$$

acier Fe E400

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

$$f_{bu} = 0.85 f_{c28} / \gamma_b = 14.2 \text{ MPa} ;$$

$L = 3.06\text{m}$: hauteur totale du Poteau.

❖ Ferrailage longitudinal :

✓ ELU: BAEL91 (art A.4.3):

Les sections soumises à un effort normal de compression sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de résistance de forme en adoptant une excentricité totale de calcul : $e_t = e_1 + e_2$
Cependant il est possible de tenir compte des effets du second ordre de façon forfaitaire lorsque :

$$\frac{l_f}{h} \leq \max(15; 20 \frac{e_1}{h})$$

Avec : h : la hauteur totale de la structure dans la direction du flambement.

e_1 : excentricité (dite du premier ordre) de la résultante des contraintes normales ;

y compris l'excentricité additionnelle. $e_1 = \frac{M}{N} + e_a$

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques des efforts appliqués

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

$$e_a = \max(2\text{cm}, 306/250) \rightarrow e_a = \max(2\text{cm}, 1.224\text{cm}) \rightarrow e_a = 0.02 \text{ m.}$$

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_2 = \frac{3I_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha \cdot \phi)$$

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

Φ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considéré, ce rapport est généralement pris égale à 2.

$$l_f = 0.7 \cdot L = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3I_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha \cdot \phi)$$

$$e_0 = \frac{M}{N} \Rightarrow e_0 = \frac{2.61}{1725.44} = 0.0015 \text{ m} \Rightarrow e_0 = 0.15 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 0.15 = 2.15 \text{ cm}$$

on peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire :

$$\text{Si } \frac{l_f}{h} \leq \max(15; 20 \frac{e_1}{h})$$

l : hauteur totale du poteau.

l_f : longueur de flambement du poteau

$$l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m.}$$

$$3,89 < \max(15 ; 0,78)$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$e_2 = \frac{3I_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha \cdot \phi) \quad ; \quad \phi : \text{généralement on prend } \phi = 2$$

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{h} \Rightarrow \lambda = 3.46 \times \frac{2.142}{0.55} = 13.47$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \Rightarrow \alpha = 0.82$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.55} (2 + 0.82 \times 2) \Rightarrow e_2 = 0.0091 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 \Rightarrow e = 2.15 + 0.91 \Rightarrow e = 3.06 \text{ cm}$$

$$M \text{ corrigé} = N_{\text{ELU}} \cdot e = 1725.44 \times 0.0306 = 52.798 \text{ KN.m}$$

✓ **Les efforts corrigés seront :**

$$N_{\text{MAX}} = 1725.44 \text{ K N} ; M \text{ corrigé} = 52.798 \text{ K N.m.}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 55 - 0.81 \times 4) 50 \times 55 \times 14.2 = 597726.75 \text{ (N.m)}$$

$$A = 597.26 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 2.61 + 1725.44(0.51 - 0.55/2) = 406.09175 \text{ KN.m}$$

$$B = 1725.44(0.51 - 0.04) - 406.091 = 404.86 \text{ KN.m}$$

$A > B$; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPA}$$

$$\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPA}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{406091.75}{14.2 \times 50 \times (51)^2} = 0.219 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 0.312 \quad \beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.875$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{406.091 \times 10^3 \times 10^3}{348 \times 0.875 \times 510} = 2614 \text{ mm}^2 = 26.14 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 2614 - \frac{1725.44 \times 10^3}{100 \times 348} = 2564 \text{ mm}^2 = 25.64 \text{ cm}^2$$

✓ **G+Q ±E:**

$$M_{\text{MAX}} = 30.96 \text{ KN.m} \quad ; \quad N_{\text{cor}} = 75.36 \text{ KN}$$

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

$$\frac{L}{250} = \frac{306}{250} = 1.224 \text{ cm}$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} \Rightarrow e_0 = \frac{30.96}{75.36} \Rightarrow e_0 = 0.410 \text{ m}$$

$$e_1 = e_a + e_0 \Rightarrow e_1 = 2 + 41.08 = 43.08 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3J_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha \cdot \phi)$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.55} (2 + 0.82 \times 2) \Rightarrow e_2 = 0.0091 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 \Rightarrow e = 43.08 + 0.91 \Rightarrow e = 43.99 \text{ cm}$$

$$M \text{ corrigé} = N_{\text{ELU}} \times e = 75.36 \times 0.4399 = 33.15 \text{ KN.m.}$$

✓ Les efforts corrigés seront :

$$N = 75.36 \text{ KN} ; M \text{ corrigé} = 33.15 \text{ K N.m.}$$

$$A = (0.337.h - 0.81c') b.h.\sigma_{bu}$$

$$A = (0.337 \times 55 - 0.81 \times 4) 50 \times 55 \times 18.5 = 778133.125 \text{ N.mm}$$

$$A = 778.133 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 33.15 + 75.36(0.51 - 0.55/2) = 25.49985 \text{ KN.m}$$

$$B = 75.36 (0.51 - 0.04) - 25.49985 = 9.91 \text{ KN.m}$$

$$B = 9.91 \text{ KN.m}$$

$A > B$; Donc la section est partiellement comprimée.

✓ Détermination des armatures à la flexion simple :

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{25499.85}{18.5 \times 50 \times 51^2} = 0.010$$

$$\overline{\sigma}_b = 18.5 \text{ MPa}, \overline{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \Rightarrow \text{situation accidentelle.}$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow \alpha = 0.013 \rightarrow \beta = 0.994$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{25.49985 \times 10^3 \times 10^3}{400 \times 0.994 \times 510} = 125.753 \text{ mm}^2 = 1.257 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 125.753 - \frac{75.36 \times 10^3}{100 \times 400} = 123.869 \text{ mm}^2 = 1.238 \text{ cm}^2$$

✓ 0,8G+E:

$$N_{\text{min}} = 1887.53 \text{ KN} ; M_{\text{corr}} = 105.12 \text{ KN.m}$$

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

$$\frac{L}{250} = \frac{306}{250} = 1.224 \text{ cm}$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{105.12}{1887.53} = 0.0556 \text{ m} = 5.56 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 5.56 = 7.56 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.55} (2 + 0.82 \times 2) \Rightarrow e_2 = 0.0091 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 7.56 + 0.91 = 8.47 \text{ cm}$$

$$M \text{ corrigé} = N \cdot e = 1887.53 \times (0.087) = 164.21 \text{ KN.m}$$

✓ **Les efforts corrigés seront :**

$$N = 1887.53 \text{ K N} ; M_{\text{corrigé}} = 164.21 \text{ K N.m}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') b \cdot h \cdot \sigma_{bu} = (0.337 \times 55 - 0.81 \times 4) 50 \times 55 \times 18.5$$

$$A = 778133125 \text{ N.mm} = 778.133 \text{ KN.m}$$

$$A = N u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N u \times (d - h/2) = 105.12 + 1887.53(0.51 - 0.55/2) = 468.272 \text{ KN.m}$$

$$B = 1887.53 (0.51 - 0.04) - (584.68) = 302.459 \text{ KN.m}$$

$A > B$; Donc la section est partiellement comprimée.

✓ **Détermination des armatures à la flexion simple :**

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{46827275}{18.5 \times 50 \times 51^2} = 0.194$$

$$\overline{\sigma}_b = 18.5 \text{ MPa}, \overline{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \Rightarrow \text{situation accidentelle.}$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow \alpha = 0.272 \rightarrow \beta = 0.891$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{468.272 \times 10^3 \times 10^3}{400 \times 0.891 \times 510} = 2576 \text{ mm}^2 = 25.76 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 2576 - \frac{1887.53 \times 10^3}{100 \times 400} = 2528 \text{ mm}^2 = 25.28 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification des sections : RPA (99ver2003) :**

D'après (RPA2003) on a le pourcentage minimal des armatures longitudinales.

$$A_{\min} = A_s > 0.9\% b \times h \rightarrow \text{zone III}$$

$$A_{\min} = A_s > 0.009 \times (50 \times 55) = 24.75 \text{ cm}^2$$

▪ **zone courante :**

$$A_{\max} = (3 \times b \times h) / 100 = (3 \times 50 \times 55) / 100 = 82.5 \text{ cm}^2$$

▪ **zone de recouvrement :**

$$A_{\max} = (6 \times b \times h) / 100 = (6 \times 50 \times 55) / 100 = 165 \text{ cm}^2.$$

❖ **Condition de non fragilité : BAEL91 art A.4.2**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot d \cdot b \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 51 \times 50 \times \frac{2.1}{400} = 3.07 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}^{BAEL}; A_{min}^{RPA}) = 25.64 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte : } 6\text{HA}20 + 4\text{HA}16 = 26.89 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification à L'ELS:**

Après avoir fait le calcul du ferraillage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

* les contraintes sont calculées à l'E LS sous les sollicitations de (N ser , M ser).

La fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier.

La contrainte du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

la contrainte d'acier est limitée par : $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$

Les poteaux sont calculés en flexion composée.

$$N_{ser} = 1256.29 \text{ kN}; \quad M_{ser} = 1.89 \text{ kN.m.}$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{15.14}{2242.02} = 0.0051 \text{ m} < \frac{h}{6} = \frac{0.55}{6} = 0.09 \text{ m}$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15 (A_1 + A_2) = 50 \times 55 + 15(26.89) = 31.5335 \text{ cm}^2$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b \cdot h^2}{2} + 15(A_1 \cdot c + A_2 \cdot d) \right]$$

$$v_1 = \frac{1}{3153.35} \left[\frac{50 \times 55^2}{2} + 15(13.44 \times 4 + 13.44 \times 51) \right] = 27.49 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1$$

$$v_2 = 55 - 27.49 = 27.51 \text{ cm}$$

$$I_{xx} = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1 \cdot (v_1 - c)^2 + A_2 \cdot (v_2 - c_2)^2)$$

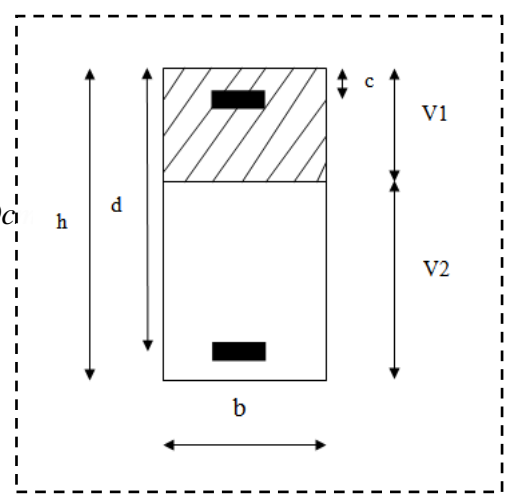
$$I_{xx} = \frac{50}{3} ((27.49)^3 + (27.51)^3) + 15(13.44(27.49 - 4)^2 + 13.44(27.51 - 4)^2) = 811896868 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène

$$M_G = 15.14 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_0 = \frac{N_{ser}}{100B_0} = \frac{1256.29 \times 10^3}{100 \times 3153.35} = 3.98 \text{ MPa}$$



$$K = \frac{M_G}{I_{xx}} = \frac{15.14 \times 10^3}{1100047.20} = 0.0023$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K.v_1$$

$$\sigma_b = 3.98 + 0.0023 \times 27.49 = 4.04 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \dots\dots\dots (c.v)$$

Donc les armatures déterminées pour L' E.L.U de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de σ_s à L'E.L.S est :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = 15[3.98 + 0.0023(27.49 - 4)] = 60.51 \text{MPa}$$

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 - K(d - v_1)] = 15[3.98 - 0.0023(51 - 27.49)] = 58.88 \text{MPa}$$

$$\sigma_s^1 = 60.51 \text{MPa} < \overline{\sigma_s} = f_e 400 = 400 \text{MPa} \dots\dots\dots (c.v)$$

$$\sigma_s^2 = 58.88 \text{MPa} < \overline{\sigma_s} = f_e 400 = 400 \text{MPa} \dots\dots\dots (c.v)$$

❖ **Vérification du poteau à l'effort tranchant :BAEL91(A.5.1,212) :**

On prend l'effort tranchant max et on généralise la section d'armatures pour tous les poteaux.

La combinaison (G + Q +E) donne l'effort tranchant max .

$$V \text{ max} = 156.76 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{b.d} = \frac{156.76 \times 10^3}{500 \times 510} = 0.61 \text{MPa}$$

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

$$\tau = 0.61 \text{MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{MPa} \dots\dots\dots (c.v)$$

❖ **Calcul d'armature transversale: Selon (RPA99 version 2003) ART 7.4.2.2**

les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e}$$

V : est l'effort tranchant de calcul.

h : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversaux (f_e 235MPa).

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les effort tranchants.

$$\rho_a = 3.75 \text{ Si } \lambda_g < 5.$$

$$\rho_a = 2.5 \text{ Si } \lambda_g > 5.$$

λ_g : L'élançement géométrique du poteau.

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

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0,7 L$).

Dans notre cas

$$\lambda_g = \left(\frac{2.142}{0.50} \text{ ou } \frac{2.142}{0.55} \right) \Rightarrow \lambda_g = 4.284 < 5 \rightarrow \rho_a = 3.75$$

S_t : c'est l'espacement des armatures transversales

selon (ART 7.4.2.2 R.P.A) ZONE III :

- ✓ La zone nodale : $S_t \leq 10\text{cm}$, en prend $S_t = 10\text{ cm}$
- ✓ La zone courante : $S_t \leq \text{Min} (b/2, h/2, 10\phi) \Rightarrow (25, 27.5, 10 \times 3.75)\text{cm}$

en prend $S_t = 25\text{cm}$

ϕ : Le diamètre minimal des armatures longitudinales.

On optera alors un espacement de 10 cm en zone nodale et de 25 cm en zone courante.

Alors :

•En zone nodale :

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e} \cdot S_t = \frac{3.75 \times 15676 \times 0.1}{55 \times 235} = 0.45\text{cm}^2$$

•En zone courante :

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e} \cdot S_t = \frac{3.75 \times 15676 \times 0.25}{55 \times 235} = 1.13\text{cm}^2$$

$A_t = 1.13\text{ cm}^2$ soit: $4\phi 6$

❖ Vérification des cadres des armatures minimales: RPA99version2003 (7.4.2.2):

Soit la quantité d'armature minimale (Zone III).

$$\frac{A_t}{S_t \cdot b} (\%) = \begin{cases} 0.3\% \Rightarrow si \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \Rightarrow si \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

Dans la zone nodale : $S_t = 10\text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t \cdot b} \geq 0.3\% \Rightarrow A_t = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5\text{cm}^2 \quad \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

Dans la zone courant : $S_t = 20\text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% \Rightarrow A_t = 0.003 \times 25 \times 50 = 3.75 \text{ cm}^2 \quad \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

• **BAEL91 : (art A.8.1,3) :**

1. **Le diamètre des armatures transversales :** $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$

$$\phi_t \geq \frac{25}{3} = 8.33 \text{ mm}$$

- Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$ Condition Vérifiée

2. **leur espacement :** $St \leq \min (15 \phi_l ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

$St \leq \min (30 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 65 \text{ cm}) \dots\dots\dots$ Condition Vérifiée.

Etage	Section (cm ²)	Barres	St (cm)	
			Zone nodale	Zone courante
RDC-9 ^{eme}	50×55	6HA20+4HA16	10	25

V.1.5. PRESENTATION DU FERRAILLAGE :

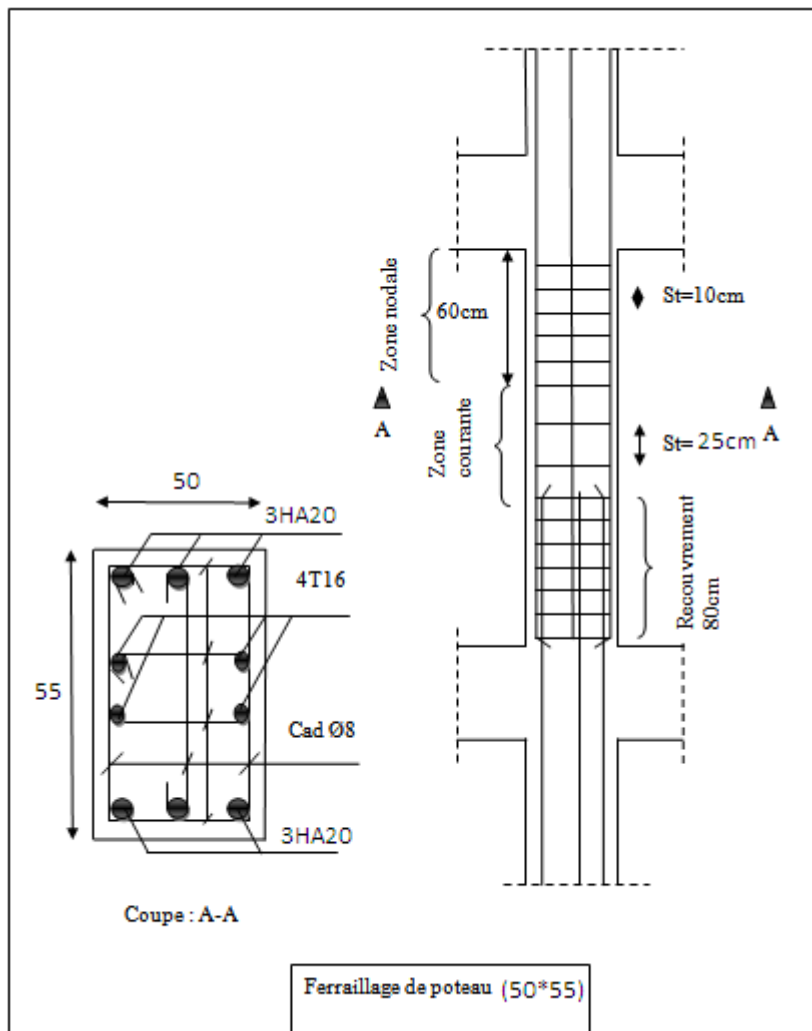


Fig. VI.1.1.ferraillage de poteau

V.2. LES POUTRES

V.2.1. INTRODUCTION:

Les poutres sollicitées sont soumises à des moments de flexion, et des efforts tranchants, pour la simplification on ne tiendra pas compte des efforts normaux, les poutres seront alors étudiées en flexion simple.

D'après les annexes des combinaisons d'action, on prendra les moments max en travées et aux appuis. On calculera la section d'armatures à l'ELU puis on effectuera la vérification nécessaire à l'L.E.S.

V.2.2. Combinaisons d'actions :

En fonction du type de situation, nous distinguons les combinaisons suivantes :

✓ Selon BAEL91:

- ELU :

$1.35G+1.5Q$

- ELS :

$G+Q$

✓ Selon le RPA 99/version 2003 :

$G+Q \pm E$

$0,8G \pm E$

V.2.3. Recommandations du RPA 99/version 2003 :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
4% en zone courante.
6 % en zone recouvrement.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de : $50\varnothing$ en zone III.
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90° . Dans notre cas, nous allons ferrailer les poutres les plus sollicitées.

- Le ferraillage sera fait pour une situation accidentelle (le cas la plus défavorable).
- Les poutres en travée seront ferraillées pour une situation durable transitoire, et en appui pour une situation accidentelle.
- Les résultats sont tirés a partir de logiciel ROBOT 2014 sous les combinaisons d'action suivants :

Combinaison	1.35G+1.5Q		G+Q		0.8G+E
	En travée	Sur appuis	En travée	Sur appuis	Sur appuis
P.P (KN.m)	30.79	-40.74	22.45	-29.60	-234.68
P.S (KN.m)	24.09	-54.67	17.42	-39.56	-180.13

V.2.4. Étapes des calculs des armatures longitudinales :

❖ **Poutre principale (30x40) :**

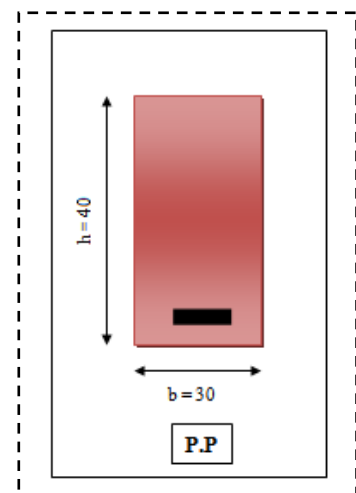
• **Ferraillage longitudinal :**

- **L'enrobage :**

$$c \geq 1 + \frac{\phi}{2}$$

$$\phi = \frac{h}{10} = \frac{40}{10} = 4cm$$

$$c \geq 1 + \frac{4}{2} = 3cm \Rightarrow c = 3cm$$



❖ **La Poutre secondaire (30x35):**

• **Ferraillage longitudinal :**

- **L'enrobage :**

$$c \geq 1 + \frac{\phi}{2}$$

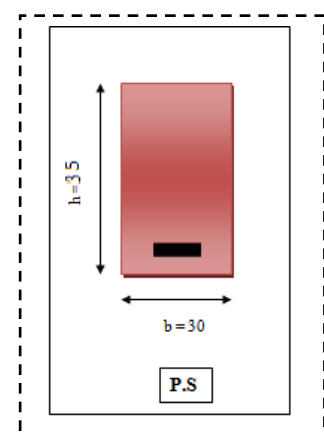
$$\phi = \frac{h}{10} = \frac{35}{10} = 3.5cm$$

$$c \geq 1 + \frac{3.5}{2} = 2.75cm \Rightarrow c = 3cm$$

❖ **ELU :**

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} ; \bar{\sigma}_b = 14.2MPa$$

$$\left. \begin{matrix} b = 30cm \\ h = 40cm \\ d = 37cm \end{matrix} \right\} P.P \quad ; \quad \left. \begin{matrix} b = 30cm \\ h = 35cm \\ d = 32cm \end{matrix} \right\} P.S$$



$$\mu < \mu_1 \Rightarrow A' = 0 \Rightarrow \alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] \Rightarrow \beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$A_1 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

❖ **ELS :**

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité

suivante est vérifier : $\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

❖ **Pourcentage minimal d'après le RPA99V2003 (Art7.5.2.1) :**

$A_{\min} = 0.5\% (b \times h) = 6 \text{ cm}^2$poutre principale.

$A_{\min} = 0.5\% (b \times h) = 5.25 \text{ cm}^2$poutre secondaire.

❖ **Pourcentage maximal d'après le RPA99V2003 :**

4 % en zone courante.

6 % en zone de recouvrement.

❖ **Pourcentage minimal d'après le BAEL91 (Art.6.4)**

✓ $A_{\min}^{BAEL} = 0.001 \times h \times b = 0.001 \times 40 \times 30 = 1.20 \text{ cm}^2$ poutre principale.

✓ $A_{\min}^{BAEL} = 0.001 \times h \times b = 0.001 \times 35 \times 30 = 1.05 \text{ cm}^2$ poutre secondaire.

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de

0.5% en toute section : $A_{\min} > 0.5\% \cdot b \cdot h$R.P.A.art - 7.5.21

✓ $A_{\min}^{R.P.A} = 0.005 \times h \times b = 0.005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2$ poutre principale.

✓ $A_{\min}^{R.P.A} = 0.005 \times h \times b = 0.005 \times 35 \times 30 = 5.25 \text{ cm}^2$ poutre secondaire.

❖ **Condition de non fragilité BAEL91(a.4.2.1):**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

✓ $A_{\min} \geq 0.23 \times 30 \times 37 \times \frac{2.10}{400} = 1.34 \text{ cm}^2$ poutre principale.

✓ $A_{\min} \geq 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.10}{400} = 1.15 \text{ cm}^2$ poutre secondaire.

$$A = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min} ; A_{\min}^{BAEL} ; A_{\min}^{RPA}).$$

VI.2.5. Calcul des armatures :

	h (cm)	b (cm)	d (cm)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)
--	--------	--------	--------	------------------	------------------

P. Principale	40	30	37	14.2	348
P. Secondaire	35	30	32	14.2	348

En travée :

❖ **Combinaisons: 1.35G+1.5Q**

E.U.L :

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} ; A_1 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

	Mu(N.m)	M	μ_1	α	β	A _{travée} (cm ²)
P.P	30790	0.0527	0.392	0.0677	0.972	3.18
P.S	24090	0.0413	0.392	0.0527	0.978	2.21

E.L.S :

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

	α	Mu (KN.m)	Mser (KN.m)	γ	$\bar{\alpha}$	condition
P.P	0.0677	30.79	22.45	1.37	0.435	vérifiée
P.S	0.0527	24.09	17.42	1.38	0.440	vérifiée

	A _{travée} (cm ²)	A _{min} ^{BAEL} (cm ²)	A _{min} ^{RPA} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
P.P	3.18	1.20	6	1.34	6	3HA14+3HA12=8.01
P.S	2.21	1.05	5.25	1.15	5.25	3HA16=6.03

Sur Appuis :

❖ **La combinaison : 0.8G+E :**

	M (N.m)	μ	μ_1	α	β	A _{appuis} (cm ²)
P.P	234680	0.283	0.392	0.426	0.829	20.68
P.S	180130	0.290	0.392	0.439	0.884	14.64

	A_{appuis} (cm ²)	A_{min}^{BAEL}	A_{min}^{RPA}	A_{min}	A_{max} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
P.P	20.68	1.20	6	1.34	20.68	3HA20+3HA25=24.15
P.S	14.64	1.05	5.25	1.15	14.64	3HA20+3HA16=15.45

Tableau : VI.2.1.ferraillage

❖ **Vérification de la flèche : BAEL91 (art. B.6.5.1)**

✚ **Les Poutres Principales :**

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{430} = 0.093 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots c.v$
- $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{8.04}{30 \times 41.50} = 0.0064 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots c.v$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{40}{430} = 0.093 > \frac{234.34}{10 \times 324.2} = 0.067 \dots\dots\dots c.v ;$

✚ **Les Poutres Secondaires :**

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{380} = 0.092 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots c.v$
 - $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.16}{30 \times 32} = 0.0064 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots c.v$
- ;
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{35}{380} = 0.092 > \frac{180.13}{10 \times 244.2} = 0.074 \dots\dots\dots c.v$

❖ **Vérification De La Contrainte De Cisaillement : BAEL 91 (art. A.5.1.1)**

✚ **Les Poutres Principales :**

$T_u^{max} = 40.56KN$

$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} = \frac{40560}{300 \times 370} = 0.36MPa$

$\bar{\tau} = \min(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa) = 3.33MPa$ (Fissuration peu préjudiciable).

$\tau_u = 0.36MPa < \bar{\tau} = 3.33MPa \dots\dots\dots c.v$

✚ Les poutres secondaires :

$$T_u^{\max} = 76.23 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} = \frac{76230}{300 \times 320} = 0.79 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration peu préjudiciable}).$$

$$\tau_u = 0.79 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{c.v}$$

❖ Les Armatures Transversales :

✚ Les Poutres Principales :

- **En zone nodale : RPA99 (art. A.7.5.2.2)**

$$St \leq \min(h/4; 12\phi_l; 30\text{cm}) = 10\text{cm}.$$

St : l'espacement des cours d'armatures transversales.

- **En zone courante: RPA99 (art. A.7.5.2.2)**

$$St \leq h/2 \rightarrow St \leq 20\text{cm} \rightarrow St = 15 \text{ cm}$$

h: la hauteur de la poutre.

$$St \leq \min(0.9.d; 40\text{cm}) \quad St \leq \min(33.3 \text{ cm}; 40\text{cm}) \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

- **Section minimale des armatures transversales: BAEL91 (A.5.1.23)**

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \cdot b_0} \Rightarrow A_t \geq \frac{S_t \cdot 0.4 \cdot b_0}{f_e}$$

$$A_t = \frac{10 \times 0.4 \times 30}{235} = 0.510 \text{ cm}^2$$

- **Condition exigée par le RPA2003 :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$At = 0,003 \cdot St \cdot b.$$

$$At = 0,003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit: } 4\Phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2.$$

✚ Les Poutres secondaires :

- **En zone nodale : RPA99 (art. A.7.5.2.2)**

$$S_t \leq \min(h/4; 12\phi_l; 30\text{cm}) = 8.75\text{cm} \rightarrow S_t = 10\text{cm}$$

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversales.

- **En zone courante: RPA99 (art. A.7.5.2.2)**

$$S_t \leq h/2 \rightarrow S_t \leq 17.50 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

h: la hauteur de la poutre.

$$S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \quad S_t \leq \min(28.8 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

▪ **Section minimale des armatures transversales: BAEL91 (A.5.1.23)**

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \cdot b_0} \Rightarrow A_t \geq \frac{S_t \cdot 0.4 \cdot b_0}{f_e}$$

$$A_t = \frac{10 \times 0.4 \times 30}{235} = 0.510 \text{ cm}^2$$

▪ **Condition exigée par le RPA2003 :**

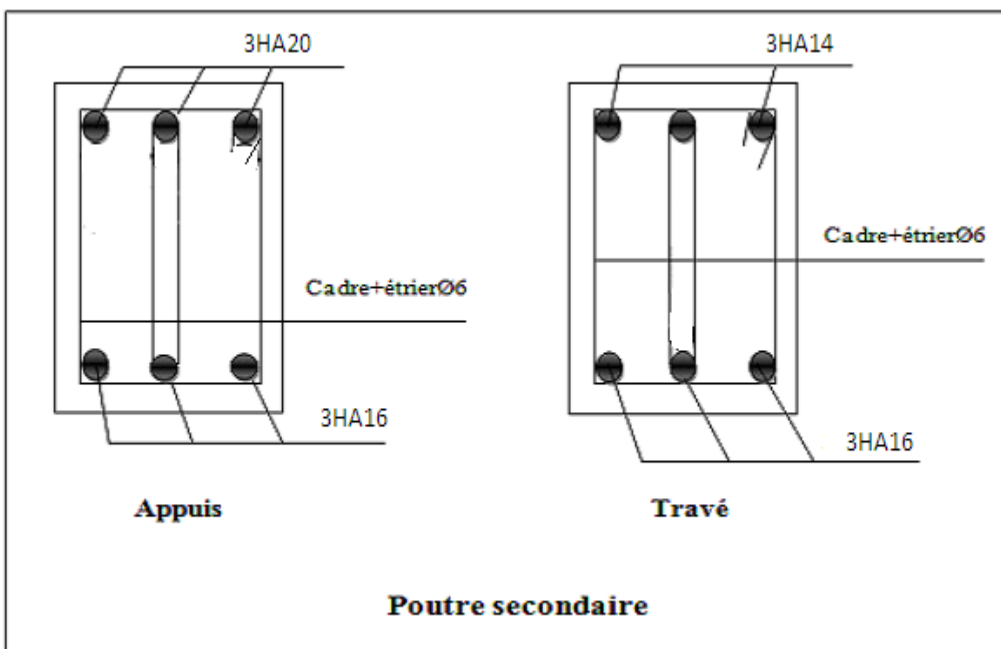
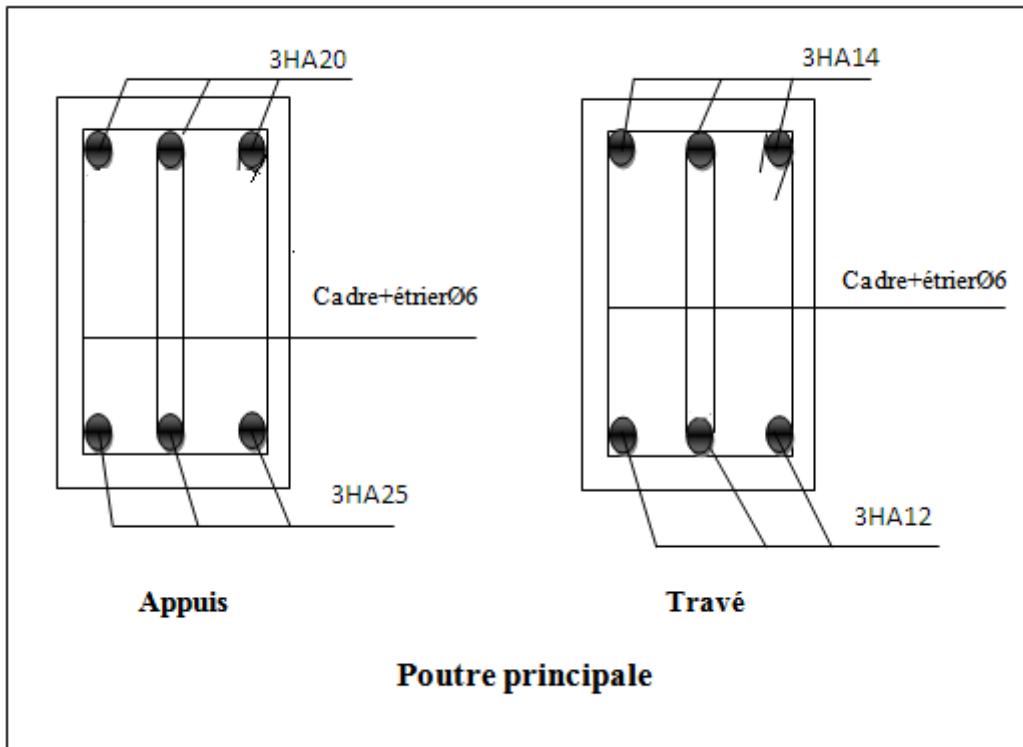
La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0,003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit: } \mathbf{4\Phi6} = 1.13 \text{ cm}^2.$$

V.2.5. PRESENTATION DU FERRAILLAGE :



V.3.LES VOILES

V.3.1. FERRAILLAGE DES VOILES:

Les voiles sont des éléments de contreventement soumis à des chargements verticaux (charges permanentes et charges d'exploitations) et à des forces horizontales dues au séisme.

Les charges verticales provoqueraient des efforts normaux et des moments si ces efforts normaux sont excentrés, par contre les efforts horizontaux provoqueraient des efforts normaux tranchants et des moments fléchissant, donc chaque voile sera ferrillé en flexion composée et nécessitait la disposition du ferrailage suivante :

- Dans le plan vertical : des aciers verticaux.
- Dans le plan horizontal : des aciers horizontaux.
- Des aciers transversaux.

V.3.2. Voiles sans ouvertures:

Leur étude consiste à les considérer comme des consoles sollicités suivant le cas le plus défavorable selon les combinaisons suivantes :

$$\text{ELU} : 1,35G + 1,5Q$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

$$G + Q + E$$

$$0,8G \pm E$$

V.3.2.1. Calcul de la section d'armature : selon les règles BAEL .91

*** Armatures verticales :**

Soit le voile V2 niveau RDC

Le cas le plus défavorable est donné par la combinaison : $0.8G - E_y$

Niveau	T(KN)	N(KN)	M(KN.m)
RDC	272.65	1505.52	1199.69

$$M=1199.69\text{KN.m}$$

$$N=1505.52 \text{ KN}$$

$$h = 2 \text{ m} ; c = 5 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 1.95 \text{ m} ; a = 0,15 \text{ m}$$

❖ Détermination de l'excentricité e :

$$e = \frac{M}{N} \Rightarrow e = \frac{1199.69}{1505.52} = 0.79 \text{ m} < h/2 = 1 \text{ m}$$

$$A = (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 200 - 0.81 \times 50) 15 \times 200 \times 15$$

$$A = 241881 \text{ KN}$$

$$B = N(d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M + N\left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_{ua} = 1199.69 + 1505.52\left(1.95 - \frac{2}{2}\right)$$

$$M_{ua} = 2629.93 \text{ KN.m}$$

$$B = 1505.52 \times (1.95 - 0.05) - 2629.93$$

$$b = 230.55 \text{ KN}$$

A)B Donc la section est partiellement comprimée.

V.3.2.2. Vérification de flambement :

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\left(15; \frac{20.e}{h}\right)$$

$$\frac{20.e}{h} = \frac{20 \times 0.79}{2} = 7.9$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0.5 \times 3.06}{2} = 0.76$$

$$\frac{l_f}{h} = 0.76 < 7.9 \dots \dots \dots C.v$$

V.3.2.3. Calcul de ferrailage :

- Calcul des armatures à la flexion simple :

$$M_A = 2629.93 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_b = 18.5 \text{ MPa} \quad \text{Cas accidentel.}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa} \rightarrow (\gamma_s = 1) \quad \text{Cas accidentel.}$$

$$\mu = \frac{M_A}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{2629.93 \times 10^3}{18.5 \times 15 \times 195^2} = 0.249$$

$$\mu = 0.249 \Rightarrow \mu_l = 0.392$$

$$\mu = 0.249 \Rightarrow \alpha = 0.364 \Rightarrow \beta = 0.854$$

Donc $A_f' = 0$

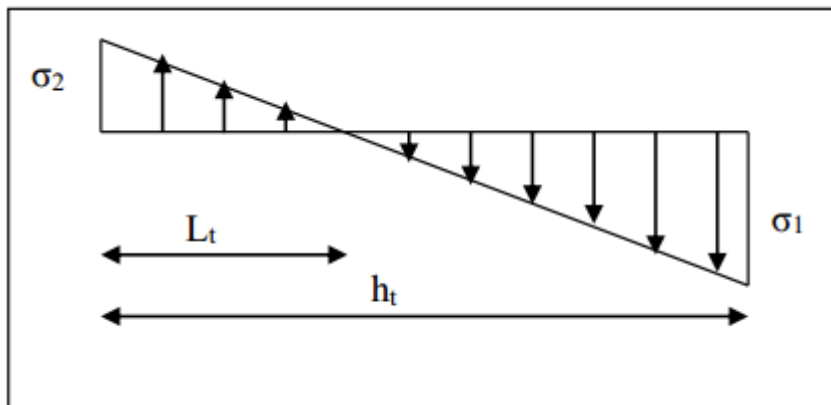
$$A_f = \frac{M_A}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{2629.93 \times 10^3}{400 \times 0.854 \times 195} = 39.48 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des armatures à la flexion composée :** (N effort de compression)

$$A = A_f - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 39.48 - \frac{1505.52 \times 10^3}{100 \times 400} = 1.84 \text{ cm}^2$$

1. L'armature verticale minimale :

D'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de **Navier Bernoulli**



$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{1505.52 \times 10^3}{150 \times 2000} + \frac{6 \times 1199.69 \times 10^6}{150 \times 2000^2} = 17.00 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{1505.52 \times 10^3}{150 \times 2000} - \frac{6 \times 1199.69 \times 10^6}{150 \times 2000^2} = -6.97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 > 0 ; \sigma_2 < 0 ; l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 2 \times \frac{6.97}{17.00 + 6.97} = 0.58 \text{ m}$$

Alors : $A_{\min}^{RPA} = 0.002 \times l_t \times a$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.002 \times 58 \times 15 = 1.74 \text{ cm}^2$$

- **Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit :**
- globalement dans la section du voile : 0,15 % (RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1)

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times b \times h$$

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times 15 \times 200 = 4.5 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

$$\checkmark \text{ Dans la zone tendue : } A = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}^{\text{RPA}}) \Rightarrow A = \max(1.84; 1.74) \text{ cm}^2$$

Alors on prend $A = 1.84 \text{ cm}^2$.

En zone courante :

$$h' = h - 2.l_t$$

$$h' = 200 - 2 \times 58 = 84 \text{ cm}$$

$$A_{\min 2} = 0.001 \times b \times h'$$

$$A_{\min 2} = 0.001 \times 15 \times 84 = 1.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} = 2 \times A_{\text{tendu}} + A_c \geq A_{\min}^g$$

$$A_{\text{tot}} = 2 \times 1.84 + 1.26 = 6.2 \text{ cm}^2 > A_{\min}^g = 4.5 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{c.v}$$

Donc : $A_{\text{tot}} = 6.2 \text{ cm}^2$ on adopte 12HA10 = 9.41 cm²

- **L'espacement**

- ✓ **d'après (RPA99 version 2003)**

$S < \min(1.5.a ; 30 \text{ cm}) = \min(15 \times 1.5 ; 30 \text{ cm})$ On prendre : $S = 20 \text{ cm}$

- ✓ **Dans la zone h/10 :**

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{20}{2} = \min \left\{ \frac{1.5.a}{2}, \frac{30}{2} \text{ cm} \right\} \Rightarrow D = 11.25 \text{ cm}$$

On prendre : $D = 11.25 \text{ cm}$.

Les espacements suivant le **(B.A.E.L)** sont négligés par rapport ceux donnés par le R.P.A.99

Choix d'armature :

$$A_{\text{nap1}} = A_{\text{nap2}} = \frac{A_{\text{adp}}}{2} = \frac{9.41}{2} = 4.70 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{\text{nap1}} = 6\text{HA}10 = 4.70 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{nap2}} = 6\text{HA}10 = 4.70 \text{ cm}^2$$

- **Vérification des contraintes de cisaillement :**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile, majoré de 40% (Art 7.7.2 RPA99 version 2003)

La contrainte de cisaillement est : $\tau_b = 1.4 \times \frac{T_{calcul}}{b_0 \cdot d}$

Avec :

T : Effort tranchant à la base du voile.

b0 : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile = 0.9 h.

h : Hauteur totale de la section brute.

Application numérique:

$$\tau_b = 1.4 \times \frac{276.65 \times 10^3}{150 \times 0.9 \times 2000} = 1.43 \text{ MPa}$$

La contrainte limite est : $\overline{\tau_b} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$ (l'article 7.7.2 RPA 99/version 2003).

$$\tau_b \leq \overline{\tau_b} \Rightarrow \tau_b = 1.43 \text{ MPa} < \overline{\tau_b} = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{c.v}$$

Alors, il n'y a pas de risque de cisaillement.

2-Armatures horizontales :

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

*** Globalement dans la section du voile :**

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times a \times 1m = 0.0015 \times 15 \times 100 = 2.25 \text{ cm}^2$$

En zone courante :

$$A_{\min}^c = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 15 \times 100 = 1.5 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A_{hor} = 6HA8 = 3.02 \text{ cm}^2$

❖ Les Armatures Transversales : (armatures perpendiculaires aux faces du mur)

D'après les **RPA99**, les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

V.3.4. PRESENTATION DU FERRAILLAGE :

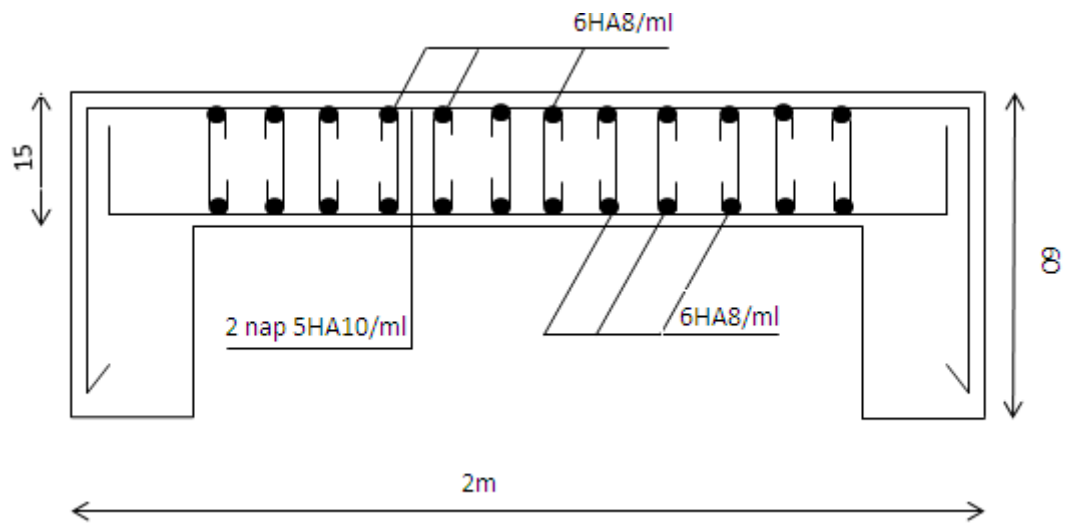


Fig.V.3.1.ferraillage des voiles plein

Chapitre VI :

Etude d'infrastructure

VI. Etudes des fondations

VI.1.Introduction :

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges provenant de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charge permanentes, les surcharge d'exploitations , les surcharges climatiques et sismiques .

➤ Le choix de type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

VI.2. Différents types de fondations :

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à **1.70 bars**, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers).
- Semi profondes (les puits).
- Profondes (les pieux).
- Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...).

VI.3. Combinaison d'action :

- ELS : (G + Q) pour le dimensionnement.
- ELU :(1.35G + 1.5Q) pour le ferrailage.
- Accidentelle : (0.8G ± E) pour la vérification

VI.4. Présentation de rapport de sol :

le bâtiment est à usage d'habitation implanté dans la wilaya de BLIDA les données géotechniques préliminaires de l'étude de sol du projet sont :

- contrainte admissible : $\overline{\sigma}_{sol} = 1.70bars$ pour l'ensemble du site.
- type de sol : classé dans la catégorie S2 selon le RPA 2003 (site ferme).
- ancrage des fondations : d = 3 m

Tout d'abords on va supposer que les semelles sont du type superficielles isolées de dimensions (A×B) m² qu'on doit calculer, si on obtient des dimensions acceptables (vis à vis les entres axes) on adoptera les semelles telles qu'elles sont calculées, sinon on doit passer à un autre type de fondation superficielle (le radier ou les semelles filantes ou des semelles filantes croisées). Nous proposons en premier lieu de vérifier la condition suivante :

Si : $S_{semelle}^{totale} \geq 50\% S_{bâtiment}$ (Radier général)

$$P_{ser}(\max) = G + Q = 1256.29 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 1.70 \text{ bars}$$

n : Nombre de poteaux au niveau de étage = 27 poteaux

-Surface de semelle ($S_{semelle}$):

$$S_{semelle} \geq \frac{P_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$S_{semelle} \geq \frac{1256290}{170 \times 10^3} = 7.38 \text{ m}^2$$

$$S_{semelle} = A \times B \text{ (semelle carrée } A = B)$$

$$A^2 = 7.38 \rightarrow A = 2.71 \text{ m}$$

$$S_{semelle}^{totale} = n \times S = 27 \times 7.38 = 199.26 \text{ m}^2$$

-Surface du bâtiment total :

$$S_{totale} = L_x \times L_y = 23.95 \times 13.10 - ((2 \times 6.40 \times 3.3) + (4.30 \times 3.20)) = 257.745 \text{ m}^2$$

On a : $199.26 > 50\% 257.745 = 128.87$ (Radier général)

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles.

Pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- ✓ L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la Structure.
- ✓ La réduction des tassements différentiels.
- ✓ La facilité d'exécution Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations du bâtiment, il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

VI. 5. Etude de radier :**1. Pré dimensionnement du radier :**

- **Sous poteaux :**
- **Epaisseur de la dalle du radier :**

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes : $h \geq \frac{L_{\max}}{20}$

Avec une hauteur minimale de 25 $\Rightarrow h \geq \frac{430}{20} = 21.5\text{cm}$

- La poutre:

La poutre du radier doit avoir une hauteur ht égale à : $h \geq \frac{430}{10} = 43.00\text{cm}$

➤ Condition de longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}} \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

Avec :

L_{\max} : plus grande distance entre deux poteaux

L_e : longueur élastique.

E : module d'élasticité $E = 3.4\text{t/m}^2$.

I : inertie d'une bande d'1 m de radier $I = \frac{b \times h^3}{12}$.

K : coefficient de raideur du sol, pour les sols moyenne résistance il est pris égal à ($K=40\text{MN/m}^3$).

b : largeur du radier (bande de 1m).

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48.K.L_{\max}^4}{E.\pi^4}}$$

$L_{\max} = 4.30\text{ m}$; $E = 3216420\text{ t/m}^2$; $K = 4000\text{ t/m}^3$

De la condition précédente, nous tirons h :

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48.K.L_{\max}^4}{E.\pi^4}} \quad h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 4,30^4}{3216420 \times 3,14^4}} = 0.58\text{m} \Rightarrow h = 0.60\text{m}$$

➤ Conclusion :

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

$$h_r = \max (21.50 \text{ cm} , 43\text{cm} , 60\text{cm})$$

On prend un épaisseur plus proche de l'épaisseur calculée :

- On prend : $h_r = 60\text{cm}$.

- **Remarque :**

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

$h = 60 \text{ cm}$ la nervure

$h = 45 \text{ cm}$ Dalle

$b = 50 \text{ cm}$ Largeur de la poutre

2 .Détermination des efforts :

ELU: $N_u = 40416.61\text{KN}$

ELS: $N_s = 29491.90\text{KN}$

2.1. Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1.33\sigma_{\text{sol}}} = \frac{40416.61}{1.33 \times 170} = 178.75\text{m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{1.33\sigma_{\text{sol}}} = \frac{29491.90}{1.33 \times 170} = 130.43\text{m}^2$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 257.745 \text{ m}^2 > \max (S_1; S_2) = 178.75\text{m}^2$$

Alors : La surface de bâtiment > a la surface de Radier

La surface du bâtiment est supérieure à la surface de radier, à cet effet, nous avons prévu un débord minimum prescrit par le règlement pour des raisons techniques de réalisation.

L'emprise totale avec un débordement (D) sera:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y)$$

L_x : longueur en plan (23.95 m).

L_y : largeur en plan (13.10 m).

***Calcul de débordement D:**

$$D \geq \text{Max} (h_r / 2 ; 30\text{cm}). \text{ O\grave{u}: } h = 0.60\text{m}$$

$$D \geq \text{Max} (30\text{cm} ; 30 \text{ cm}).$$

On prend **D = 0.4 m** alors l'emprise totale avec D est:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y) = 257.745 + 0.4 \times 2 \times (23.95 + 13.10) = 287.385 \text{ m}^2$$

2.2. Poids du radier :

$$G_{\text{radier}} = (287.385 \times 0.60 \times 25) = 4310.77 \text{ KN}$$

-Combinaison d'action :

$$N_u = 40416.61 + 1.35 (4310.77) = 46236.14 \text{ KN}$$

$$N_s = 29491.90 + 4310.77 = 33802.67 \text{ KN}$$

2.3. Vérification :

***Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL 91) (Art : 5.1)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\}$$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0,9 h = 0,9 \times 60 = 54 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{46236.14 \times 1}{287.85} \times \frac{4.30}{2} = 345.34 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{345.34 \times 10^3}{1000 \times 540} = 0.63 \text{ MPa} \leq \tau_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

***Vérification au poinçonnement:**

a- vérification pour les poteaux :

Le poinçonnement se manifeste là où il y a une concentration des charges.

Pour vérifier le non poinçonnement du radier (dalle) le BAEL 91 propose de vérifier la condition suivante : **(Article A.5.2.42) BAEL 91**

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

Avec ; N_u : Charge revenant au poteau plus chargé.

Dans notre cas le poteau le plus sollicité transmet au radier la charge à l'ELU suivante :

$$1725.44 \text{ KN}$$

Ce qui donne un effort normal pour une bande de un mètre linéaire (1ml)

$$N_u /ml = 1725.44KN/ml$$

μ_c : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen.

$$\mu_c = 2(a + b + 2.h_r)$$

$$\mu_c = 2(50 + 55 + 2 \times 60) = 450cm$$

h : Epaisseur du radier.

$$N_u \leq 0.045 \times 4500 \times 600 \times 25 \times 10^{-3} / 1.5 = 2025KN$$

$$N_u = 1725.44KN < 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b = 2025KN \dots\dots\dots c.v$$

b- vérification pour les voiles :

il faut vérifier que

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

Avec ; N_u : Charge revenant au voile plus chargé.

$$N_u = 453.62KN$$

$$N_u /ml = 582.56 / 3.30 = 176.53 KN/ml$$

$$\mu_c = 2(200 + 15 + 2 \times 60) = 670cm$$

$$N_u \leq 0.045 \times 6700 \times 600 \times 25 \times 10^{-3} / 1.5 = 3015KN$$

$$N_u = 453.62KN < 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b = 3015KN \dots\dots\dots c.v$$

Donc : La condition est vérifiée pour la structure il n'y a pas de risque de rupture du radier par poinçonnement.

*** Vérification de l'effort de sous pression :**

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$G \geq \alpha S_{rad} \cdot \gamma_w \cdot Z = 1,5 \times 287.38 \times 10 \times 2.00 = 8621.4 KN$$

G : Poids total du bâtiment à la base du radier

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1.5$

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10KN/m^3$)

Z : Profondeur de l'infrastructure (h = 2.00 m)

$$GT = G_{rad} + W_{tot.bat} + W_{remplié}$$

$$W_{remplié} = (2 \times 18 \times 257.745) = 9278.82KN$$

$$GT = 4310.77 + 3956.17 + 9278.82 = 17545.76$$

$G_T = 17545.76 \text{ KN} > 8621.4 \text{ KN} \Rightarrow$ Pas de risque de soulèvement de la structure.

2.4. Caractéristiques géométriques :

a- Centre de gravité des masses du radier (infrastructure) :

Centre de gravité des masses du radier (infrastructure) d'après logiciel ROBOT :

$$X = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 12.27 \text{ m}$$

$$Y = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 5.31 \text{ m}$$

b- Moment d'inertie d'un radier :

$$I_x = \frac{b.h^3}{12} = \frac{13.10 \times 23.95^3}{12} = 14997.07 \text{ m}^4$$

$$I_y = \frac{h.b^3}{12} = \frac{23.95 \times 13.10^3}{12} = 4486.81 \text{ m}^4$$

$$a \times b = 313.745 \text{ m}^2 \quad \text{donc:} \quad a = 13.10 \text{ m. et } b = 23.95 \text{ m}$$

➤ Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G± E) :

-Moment de renversement dû au séisme pour chaque sens (x, y)

e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : moment dû au séisme.

N : charge verticale.

D'après le RPA99/version2003(art10.1.5)le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4} \rightarrow e : \text{l'excentricité de la résultante des charges verticales.}$$

$$L = L_x ; L_y$$

$$N = 40416.61 \text{ KN}$$

$$M_x = 21124.792 \text{ KN}$$

$$M_y = 20615.140 \text{ KN}$$

	Sens (X-X)	Sens (Y-Y)
N (kN)	40416.61	40416.61
M(kN.m)	21124.792	20615.140
e (m)	0.52	0.51
L/4	5.98	3.27
conditions	Vérifiée	Vérifiée

Tableau: VI.1. Résultats de calcul de la stabilité du radier

❖ **Vérification au non soulèvement des fondations (G+Q+E)**

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq 1.5 \times \overline{\sigma_{sol}} \quad \text{et} \quad \sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} \cdot X_G \quad ; \quad \sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} \cdot Y_G$$

N : effort normal dû aux charges verticales.

M : effort de renversement dû au séisme.

S_{radier} = 287.38m².

	Sens (X-X)	Sens (Y-Y)
N (KN)	40416.61	40416.61
M (KN.m)	21124.792	20615.140
$\sigma_{max} (KN / m^2)$	157.91	197.00
$\sigma_{min} (KN / m^2)$	133.15	116.23
$\sigma_{moy} (N / mm^2)$	0.151	0.176
$1.5\overline{\sigma_{sol}} (N / mm^2)$	25.5	25.5
Condition	Vérifiée	Vérifiée

Tableau : VI.2. Résultat de calcul non soulèvement des fondations

3 . Ferraillage du radier :

➤ Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol

➤ cela on utilise la méthode de BAEL91 annexe E3 pour déterminer les moments

unitaires μ_x, μ_y qui dépend du coefficient de **POISSON** et du rapport : $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

3.1. Méthodes de calcul :

- Dans le sens de la petite portée :

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$$

- Dans le sens de la grande portée :

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

Tel que :

$\mu_x ; \mu_y$: sont des coefficients en fonction de $\rho = \frac{l_x}{l_y}$ et ν (prend **0.2** à l'ELS, **0** à l'ELU)

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

En tenant compte des modes de fixation on effectue les ventilations des moments comme suit :

❖ **Si le panneau intermédiaire :**

- **En travée :**

$$M_{tx} = 0.75 M_x$$

$$M_{ty} = 0.75 M_y$$

- **Sur appui :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x$$

❖ **Si le panneau de rive :**

- **En travée :**

$$M_{tx} = 0.85 M_x$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y$$

- **Sur appui :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_x$$

E.L.U	E.L.S
$N_u = 46236.14KN$	$N_{ser} = 33802.67KN$
$S_{rad} = 287.38m^2$	$S_{rad} = 287.38m^2$
$q_u = N_u/S_{rad}$ $q_u = 160.88 KN/m^2$	$q_{ser} = N_{ser}/S_{rad}$ $q_{ser} = 117.62KN/m^2$

Tableau: VI.3. Calcul des moments fléchissant

Le plus grand panneau est le panneau du (3.80×4.30)m

a- l'E.L.U : $v = 0$; $q_u = 160.88 \text{KN/m}^2$

$\rho = 3.80/4.30 = 0.88 > 0.4 \rightarrow$ alors le panneau travaille dans les deux sens.

▪ A partir du tableau:

$$\mu_x = 0.0476$$

$$\mu_y = 0.7438$$

▪ donc les moments sont:

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \rightarrow M_x = 0.0476 \times 160.88 \times 3.80^2 = 110.57 \text{KN.m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \rightarrow M_y = 0.7438 \times 110.57 = 82.24 \text{KN.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.75 \times M_x \rightarrow M_{tx} = 0.75 \times 110.57 = 82.92 \text{KN.m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_y \rightarrow M_{ty} = 0.75 \times 82.24 = 61.68 \text{KN.m/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 \times M_x \rightarrow 0.5 \times 110.57 = 55.28 \text{KN.m/ml.....appui intermédiaire.}$$

VI.7.2. Calcul des armatures:

$$\mu = \frac{M}{b.d^2.\sigma_b} ; \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) ; \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M}{\beta.d.\sigma_s} ; A_{s\min} = \frac{0.23b.d.f_{t28}}{f_e}$$

$f_{c28} = 25 \text{MPa}$; $f_{t28} = 2,10 \text{MPa}$; $\sigma_{bc} = 14.2 \text{MPa}$; $f_e = 400 \text{MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{MPa}$; $b = 100 \text{cm}$;

$h = 60 \text{cm}$; $c = 5 \text{cm.}$

$$\phi \leq \frac{\phi}{10} = \frac{500}{10} = 50 \text{mm}$$

$$d_x = h - c - \frac{\phi_x}{2} = 60 - 5 - \frac{5}{2} = 52.5 \text{cm}$$

$$d_y = d_x - \frac{\phi_x + \phi_y}{2} = 52.5 - \frac{5 + 5}{2} = 47.5 \text{cm}$$

➤ **Espacement maximal :**

- en travée : $S_t \leq \min(3.h; 33 \text{cm})$

- sur appui : $S_t \leq \min(3.h; 33 \text{cm})$

	Dans le sens (x x')
	Dans le sens (y y')

	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M (KN.m)	55.28	82.92	55.28	61.68
μ	0.014	0.021	0.017	0.019
$\mu \setminus \mu_t$	CV	CV	CV	CV
α	0.017	0.026	0.021	0.023
β	0.993	0.989	0.991	0.990
As (cm ² /ml)	3.04	4.58	3.37	3.76
As min (cm ² /ml)	6.33	6.33	5.73	5.73
Choix des barres	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
As Choix (cm ² /ml)	6.79	6.79	6.79	6.79
Espacement (cm)	16	16	16	16

Tableau: VI.4. Ferraillage de panneau le plus sollicité du radier – ELU

L'E.L.S :

$v = 0.2 ; q_s = 117.62 \text{ KN/m}^2$

$\rho = 3.80/4.30 = 0.88 > 0.4 \rightarrow$ alors le panneau travaille dans les deux sens.

- **A partir du tableau:**

$\mu_x = 0.0546$

$\mu_y = 0.8216$

- Les moments sur appuis et en travées sont:

$M_x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \rightarrow M_x = 0.0546 \times 117.62 \times 3.80^2 = 92.73 \text{ KN.m /ml.}$

$M_y = \mu_y \times M_x \rightarrow M_y = 0.8216 \times 92.73 = 76.19 \text{ KN.m/ml.}$

$M_{tx} = 0.75 \times M_x \rightarrow M_{tx} = 0.75 \times 92.73 = 69.54 \text{ KN.m/ml.}$

$M_{ty} = 0.75 \times M_y \rightarrow M_{ty} = 0.75 \times 76.19 = 57.14 \text{ KN.m/ml.}$

$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 \times M_x \rightarrow 0.5 \times 92.73 = 46.36 \text{ KN.m/ml.....appuis intermédiaire.}$

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M (KN.m)	46.36	69.54	46.36	57.14

μ	0.011	0.017	0.014	0.017
$\mu \setminus \mu_l$	CV	CV	CV	CV
α	0.013	0.021	0.017	0.021
β	0.994	0.991	0.993	0.991
As (cm ² /ml)	2.55	3.84	2.82	3.48
As min (cm ² /ml)	6.33	6.33	5.73	5.73
Choix des barres	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
As Choix (cm ² /ml)	6.79	6.79	6.79	6.79

Tableau: VI.5. Ferraillage de panneau le plus sollicité du radier – ELS

***Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

✓ **Sur appui : Sens x_x**

$$FeE400 \Rightarrow \eta = 1.6$$

$$\text{Béton : } \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.60 f_{c28} = 15 \text{MPA}$$

$$\text{Acier : } \sigma_s \leq f_e = 400 \text{MPA}$$

A titre d'exemple, on peut vérifier la section dans laquelle $M_{ax} = 46.83 \text{ KN.m}$

$$A = 6.79 \text{cm}^2 \quad ; \quad b = 100 \text{ cm} \quad ; \quad d = 52.5 \text{cm}$$

$$\rho = \frac{b \times A}{b.d.} = \frac{100 \times 6.79}{100 \times 52.5} = 0.12$$

$$\mu_l' = 0.0833 \quad K_l = 71.21$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{\mu_l' \times b \times d^2} = \frac{46830}{0.0833 \times 100 \times 52.5^2} = 2.03 \text{MPA}$$

$$\sigma_s = k_1 \times \sigma_b = 71.21 \times 2.03 = 144.55 \text{MPA} \leq f_e = 400 \text{MPA}$$

✓ **Sur travée : Sens x_x**

$$M_{tx} = 69.14 \text{ KN.m}$$

$$A = 6.79 \text{ cm}^2 \quad ; \quad b = 100 \text{ cm} \quad ; \quad d = 52.5 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{b \times A}{b.d.} = \frac{100 \times 6.79}{100 \times 52.5} = 0.12$$

$$\mu_l' = 0.0833 \quad K_l = 71.21$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{\mu l_1 \times b \times d^2} = \frac{69540}{0.0833 \times 100 \times 52.5^2} = 3.02 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = k_1 \times \sigma_b = 71.21 \times 3.02 = 241.42 \text{MPa} \leq f_e = 400 \text{MPa}$$

✓ **Sur appui : Sens y_y**

$$M_{ay} = 46.83 \text{ KN.m}$$

$$A = 6.79 \text{ cm}^2 ; \quad b = 100 \text{ cm} ; \quad d = 47.50 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{b \times A}{b.d.} = \frac{100 \times 6.79}{100 \times 47.5} = 0.14$$

$$\mu_l' = 0.0872 \quad K_l = 65.64$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{\mu l_1 \times b \times d^2} = \frac{46830}{0.0872 \times 100 \times 47.5^2} = 2.38 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = k_1 \times \sigma_b = 65.64 \times 2.38 = 156.22 \text{MPa} \leq f_e = 400 \text{MPa}$$

✓ **Sur travée : Sens y_y**

$$M_{tx} = 57.14 \text{ KN.m}$$

$$A = 6.79 \text{ cm}^2 ; \quad b = 100 \text{ cm} ; \quad d = 47.5 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{b \times A}{b.d.} = \frac{100 \times 6.79}{100 \times 47.5} = 0.14$$

$$\mu_l' = 0.0872 \quad K_l = 65.64$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{\mu l_1 \times b \times d^2} = \frac{57140}{0.0872 \times 100 \times 47.5^2} = 2.90 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = k_1 \times \sigma_b = 65.64 \times 2.90 = 190.35 \text{MPa} \leq f_e = 400 \text{MPa}$$

❖ **Vérification au cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \tau = \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right\}$$

$$\text{Avec : } b = 100 \text{ cm ; } d = 0,9 h = 54 \text{ cm}$$

$$V_u = \frac{q_u \cdot l_x \cdot l_y}{2 \cdot l_y + l_x} = \frac{160.88 \times 3.80 \times 4.30}{2 \times 4.30 + 3.80} = 211.99 \text{ KN / m}$$

$$\tau_u = \frac{211.99 \times 10^3}{10^3 \times 540} = 0.392 \text{ MPa}$$

$$\tau = \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2.5; 4 \text{ MPa} \}$$

$$\tau_u = 0.392 \text{ MPa} \leq \tau = 2.5 \text{ MPa}$$

La condition est vérifié n'est pas nécessaire des armatures transversales.

4.PRESENTATION DU FERRAILLAGE :

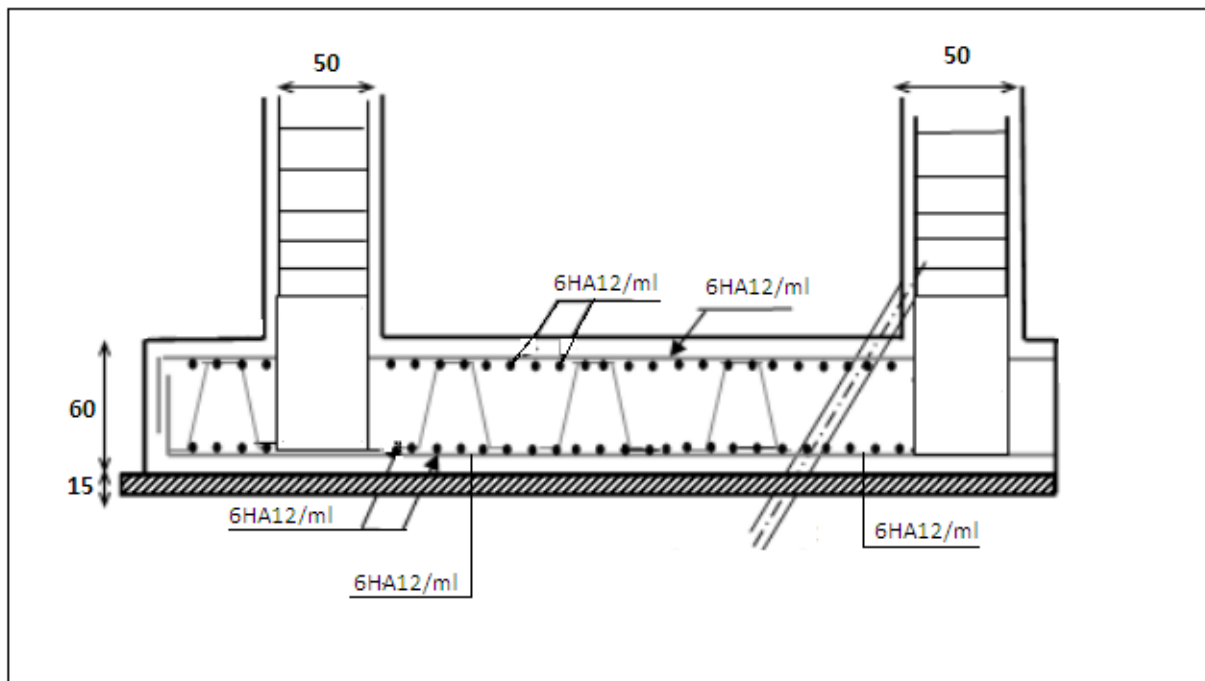


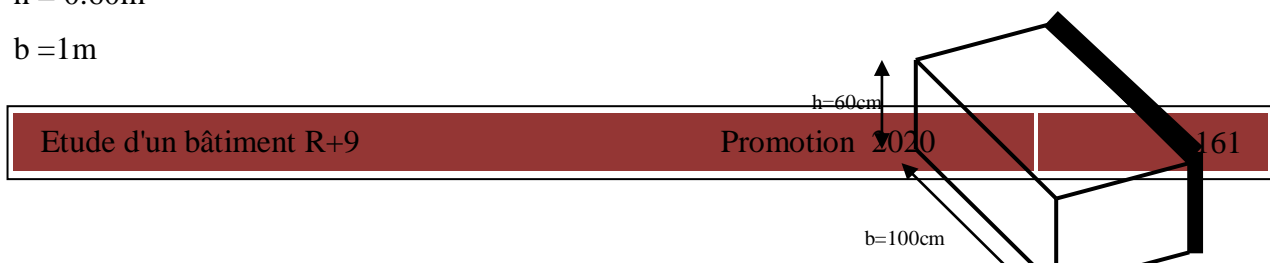
Fig. VI.1. Ferrailage du radier

VI.5.Etude de débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur L=0.40 m. Le calcul du Ferrailage se fait pour une bande de largeur égale à un mètre liner.

h = 0.60m

b = 1m



$d = 0.9 h = 0.54m$

✓ **Présentation schématique :**

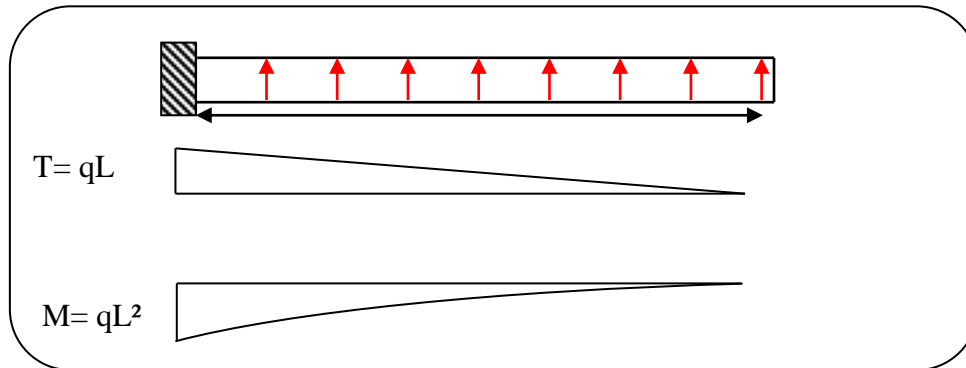


Fig.VI.2.schéma isostatique et sollicitations de les débords.

■ **L'ELU :**

$M_{max} = q_u \times L^2 / 2 = 160.88 \times (0.4)^2 / 2 = 12.87 \text{ KN.m}$

■ **L'E LS : (fissuration préjudiciable) :**

$M_{max} = q_{ser} \times L^2 / 2 = 117.64 \times (0.4)^2 / 2 = 9.41 \text{ KN.m}$

$\mu = \frac{M}{b.d^2.\sigma_b}$; $\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$; $\beta = (1 - 0.4\alpha)$

$A_s = \frac{M}{\beta.d.\sigma_s}$; $A_{smin} = \frac{0.23b.d.f_{t28}}{f_e}$

	M_{max}	μ	α	B	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{Adop}(cm^2)$
ELU	12.87	0.003	0.0037	0.998	0.68	6.52	6.70 = 6HA12
ELS	9.41	0.002	0.0025	0.999	0.50	6.52	6.70 = 6HA12

✓ **Vérification au cisaillement :**

$\tau_u < \overline{\tau_u} = 0,05 f_{28}$

$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$

$b = 1 \text{ m.}$

$$d = 0,90 h = 0.54\text{m.}$$

$$V_u = q_u \times L.$$

$$V_u = 160.88 \times 0.4 = 64.352\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{64.352 \times 10^3}{1000 \times 540} = 0.11\text{MPa}$$

.

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = 1,25 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Note: On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

VI.6. Etude des nervures :

VI.6.1. Les sollicitations sur nervure :

Les nervures sont considérées comme des poutres de radier de dimensions: $b \times h = 50 \times 60$ cm simplement appuyées, ils sont soumis à la flexion simple. Pour détermination des efforts, on utilise le logiciel de Robot 2014. Les moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés ci-après :

➤ Calcul des charges revenant à la nervure :

$$a) \quad q_u = \frac{Nu}{S_{rad}} = 160.88\text{KN}$$

$$b) \quad q_{ser} = \frac{Nser}{S_{rad}} = 117.62\text{KN}$$

➤ Sens y-y:

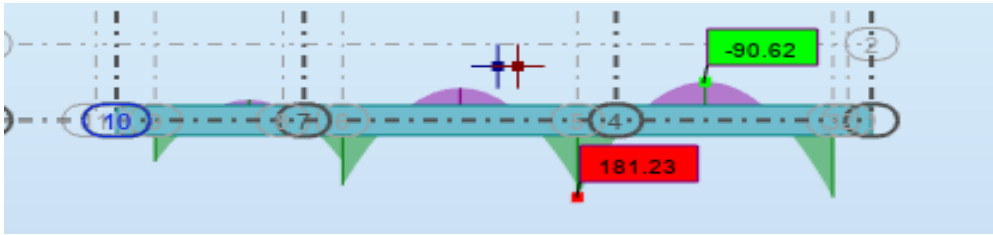


Fig. VI.2. Schéma statique des moments max dans la nervure en appuis et travée a l'ELS

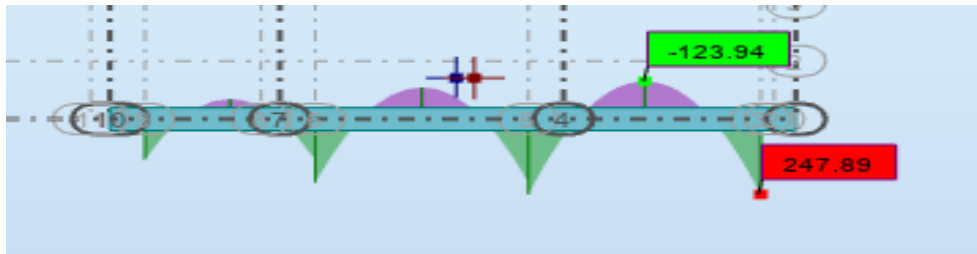


Fig. VI.3. Schéma statique des moments max dans la nervure en appuis et travée a l'ELU



Fig. VI.4. Diagramme des efforts tranchant

Sens X-X :

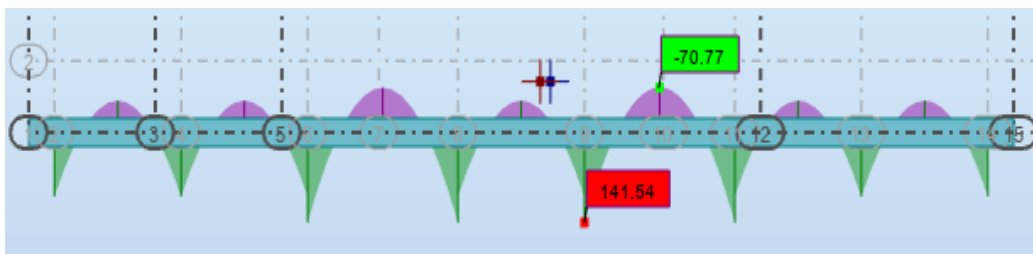


Fig. VI.5. Schéma statique des moments max dans la nervure en appuis et travée a l'ELS

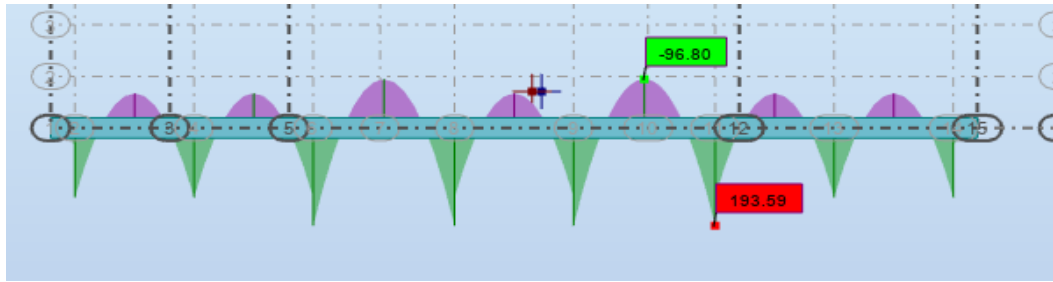


Fig. VI.6. Schéma statique des moments max dans la nervure en appuis et travée à l'ELU

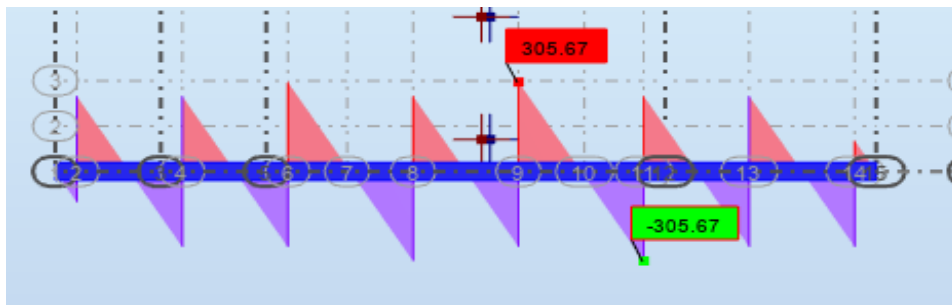


Fig. VI.7. Diagramme des efforts tranchant

➤ **L'enrobage :**

$$c \geq c_0 + \frac{\phi}{2} ; \phi \geq \frac{h}{10} \Rightarrow \frac{60}{10} = 6cm$$

$$c_0 \geq 1cm \Rightarrow c_0 = 1cm \Rightarrow c \geq 1 + \frac{6}{2} = 4cm$$

Alors on adopte $c = 5 cm$.

$h = 60 cm$; $d = 55 cm$, $b = 50 cm$; $c = 5cm$

VI.6.2.Ferraillage de la nervure :

Les sollicitations maximales sont déterminées après modélisation de la poutre par le logiciel de Robot Millénium V2014. Pour le ferraillage on prend le moment maximal sur appuis et en travées :

➤ **Calcul des armatures longitudinales :**

➤ **E.L.U :**

- Sens X-X :

Sens	/	M _u KN.m	μ	α	B	A _s cm ²
X-X	Appuis	193.59	0.090	0.1180	0.952	10.62
	Travée	96.80	0.045	0.0575	0.977	5.17

Tableau: VI.6. Récapitulatif des résultats

▪ **Sens Y-Y :**

Sens	/	M _u KN.m	μ	α	B	A _s cm ²
Y-Y	Appuis	247.89	0.115	0.1531	0.938	13.80
	Travée	123.34	0.057	0.0734	0.970	6.64

Tableau : VI.7. Récapitulatif des résultats

➤ **E.L.S :**

▪ **Sens X-X :**

Sens	/	M _s KN.m	μ	α	B	A _s cm ²
X-X	Appuis	141.54	0.065	0.0840	0.966	7.65
	Travée	70.77	0.032	0.0406	0.983	3.76

Tableau : VI.8. Récapitulatif des résultats :

▪ **Sens Y-Y :**

Sens	/	M _s KN.m	μ	α	B	A _s cm ²
Y-Y	Appuis	181.23	0.084	0.1098	0.956	9.90
	Travée	90.62	0.042	0.0536	0.978	4.84

Tableau : VI.9. Récapitulatif des résultats :

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 50 \times 55 \times \frac{2.10}{400} = 3.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 3.32 \text{ cm}^2$$

➤ **Le pourcentage minimal d'armature :**

- Selon BAEL91 :

$$A_{\min}^{BAEL} = 0.001.h.b \quad (\text{BAEL91.B.6.4})$$

$$A_{\min}^{BAEL} = 0.001 \times 60 \times 50 = 3 \text{ cm}^2$$

- Selon PPA99/2003 :

$$A_{\min}^{RPA} = 0.5\% . h.b \quad (\text{art.7.5.2.1})$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.5\% \times 60 \times 50 = 15 \text{ cm}^2$$

➤ Sens X-X

	$A_u \text{ cm}^2$	$A_{ser} \text{ cm}^2$	$A_{\min} \text{ cm}^2$	$A_{\max} \text{ cm}^2$	$A_{adopt} \text{ cm}^2$
Appuis	10.62	7.65	3.32	10.62	6HA16 = 12.06
Travée	5.17	3.76	3.32	5.17	6HA12 = 6.79

Tableau: VI.10. Ferraillage des nervures X-X

➤ Sens Y-Y

	$A_u \text{ cm}^2$	$A_{ser} \text{ cm}^2$	$A_{\min} \text{ cm}^2$	$A_{\max} \text{ cm}^2$	$A_{adopt} \text{ cm}^2$
Appuis	13.80	9.90	3.32	13.80	5HA20 = 15.71
Travée	6.64	4.84	3.32	6.64	6HA12 = 6.79

Tableau: VI.11. Ferraillage des nervures Y-Y

❖ Vérification de la Contrainte de Cisaillement : BAEL91 (art A.5.1)

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u ; \quad \bar{\tau}_u = \frac{V}{b.d}$$

Sens X-X :

$$\bar{\tau}_u = \frac{305670}{500 \times 550} = 1.17 \text{ MPa}$$

Sens Y-Y:

$$\overline{\tau_u} = \frac{345890}{500 \times 550} = 1.25 \text{MPa}$$

La fissuration est préjudiciable :

$$\tau_u = \min\left(\frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa}\right) = 2.5 \text{MPa}$$

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

1. Armatures transversales minimales :

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi\right) = \min(22.85; 55; 16) \quad \text{On prend 10 mm}$$

2. Espacement des armatures transversales :

➤ **En zone nodale:**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \Rightarrow S_t \leq \min(15; 19.20)$$

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

➤ **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{60}{2} = 30 \Rightarrow S_t \leq 30 \text{cm}$$

Nous prenons :

St = 15 cm En zone nodale

St = 20 cm En zone courant

➤ **la longueur de la zone nodale :**

$$L' = 2 h = 120 \text{cm.}$$

3. la quantité des armatures transversales :

▪ **BAEL 91 (art .A.5.1).**

$$A_t \geq 0.4 \cdot b_0 \cdot \frac{S}{f_e} \Rightarrow A_t \geq 0.4 \times 50 \times \frac{15}{235} = 1.27 \text{cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b_0 \cdot S \cdot (\overline{\tau_u} - 0.3 \cdot f_{t28})}{0.8 \cdot f_e}$$

- Sens X-X :

$$A_t \geq \frac{50 \times 15 \times (1.17 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 235} = 2.15 \text{cm}^2$$

- Sens Y-Y :

$$A_t \geq \frac{5 \times 15 \times (1.25 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 235} = 2.47 \text{ cm}^2$$

▪ RPA 99 :

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0.003 \times 20 \times 50 = 3 \text{ cm}^2$$

Nous prenons : $A_t = 5 \text{ HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2$

VI.9.3. PRESENTATION DU FERRAILLAGE :

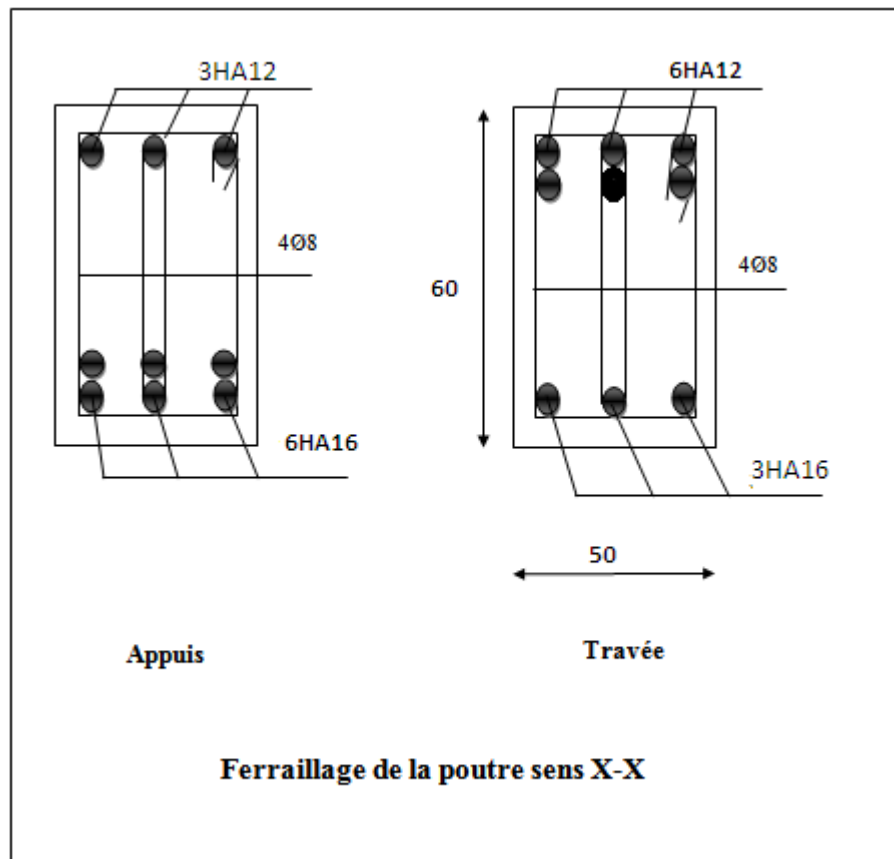


Fig. VI.8.ferraillage de la poutre sens X-X

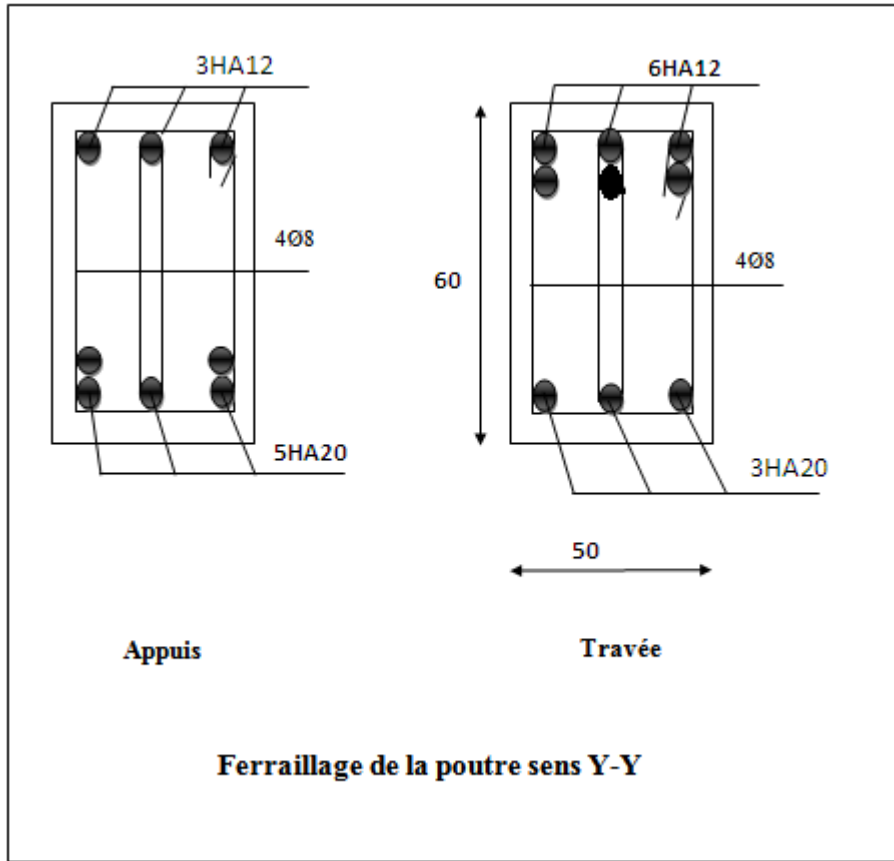


Fig. VI.9.ferraillage de la poutre sens Y-Y

VI.7. Etude de longrine

1. Introduction :

D'après les règlements RPA99VER 2003 (art 10.1.1.b).....page 79

Les longrines (ou les dispositifs équivalents) doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à : $F = (N / \alpha) \geq 20 \text{ KN}$

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 (tableau 10.1)

Site 2 ; zone III $\rightarrow \alpha = 12$

Les dimensions minimales de la section transversales des longrines sont : $25 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}$ (site 2) .Soit : $B = (40 \times 30) \text{ cm}^2$.

2. Calcul Des Armatures Longitudinales :

2.1- E.L.U :

$$A_u = \frac{F_u}{\sigma_s}$$

$$F = \frac{N_u}{\alpha} = \frac{1725,44}{12} = 143,37 \text{ KN} > 20 \text{ KN} \Rightarrow (cv)$$

$$A_u = \frac{F_u}{\sigma_s} = \frac{143,37 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 4,11 \text{ cm}^2$$

2.2- Le ferrailage minimal : D'après RPA99page 79

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0,6\% B = 0,006 \times 40 \times 30 = 7,2 \text{ cm}^2$$

2.3. Condition de non fragilité :

Pour une pièce de section droite B, soumise à la traction simple, et dont la section totale des armatures est A, on doit avoir : $A \geq B \frac{f_{tj}}{f_e} = \frac{2,1}{400} \times 40 \times 30 = 6,3 \text{ cm}^2$

Donc : $A = \max(A_u, A ; A_{\min}^{\text{RPA}}) = A_{\min}^{\text{RPA}} = 7,2 \text{ cm}^2$ On adopte : 6T14 = 9,23 cm²

2.4. Vérification à L'E.L.S :

$$A_s = \frac{F_{ser}}{\sigma_s}$$

$$F_{ser} = \frac{N_{ser}}{\alpha} = \frac{1256,29}{12} = 104,69 \text{ KN} \geq 20 \text{ KN} \Rightarrow (cv)$$

$$A_{ser} = \frac{F_{ser}}{\sigma_s} = \frac{104,69 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 3,00 \text{ cm}^2$$

La fissuration est préjudiciable, donc $\sigma_s = 201,63 \text{ MPa}$ Art A4,5,32 BAEL 91.. page 45

$$\sigma_s = \frac{F_{ser}}{A_{SER}} = \frac{104,69 \times 10^3}{3 \times 100} = 148,69 \text{ Mpa}(CV)$$

3. Les Armatures Transversales :

Pour les armatures transversales, elles seront utilisées seulement pour le montage des armatures longitudinales, soit des cadres $\Phi 6$ (fissuration est préjudiciable)

4. L'espacement : Selon RPA99

$$S_t \leq \min(20 \text{ cm} ; 15 \phi \ell)$$

$$S_t \leq \min(20 \text{ cm}; 21)$$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$.

5. Présentation De Ferrailage :

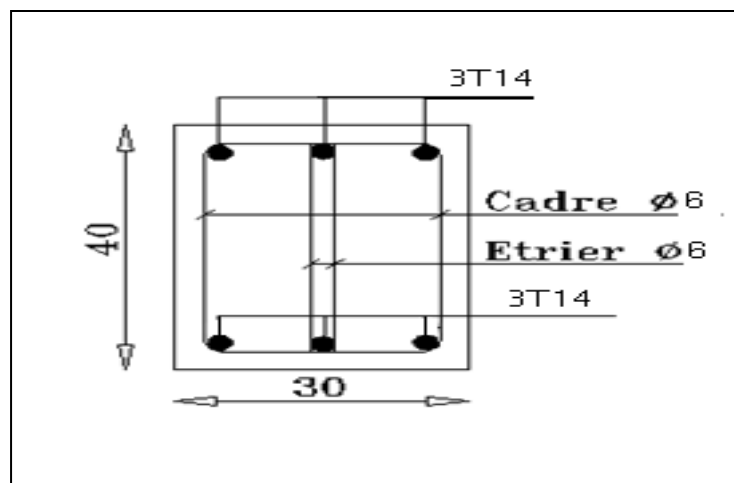


Fig. VI.10.ferrailage

CONCLUSIONS

Ce projet de fin d'études, nous a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur afin de analyser et d'étudier un projet de bâtiment réel.

Durant ce projet, nous avons pu faire l'analyse d'une structure en béton armé. On a utilisé le logiciel ROBOT afin d'interpréter les résultats qui nous ont permis d'aboutir au ferrailage des différents éléments de construction.

La quantité de voile n'implique pas un bon comportement de la structure, mais la disposition optimale de ces derniers donne des résultats satisfaisants qui se traduisent par une économie sur l'utilisation du béton et de l'acier, en infrastructure et en superstructure, tout en respectant la réglementation en vigueur, comme c'est le cas dans notre projet.

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 reprendre les charges transmises par la structure au sol.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Notons qu'à la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience, que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, ainsi que le logiciel lui-même.

BIBLIOGRAPHIE

Dans le cadre de l'élaboration de mon projet de fin d'étude, les documents suivants m'ont été d'une aide précieuse à fin de résoudre les anomalies que j'ai rencontré au cours mon projet de thèse.

Règlements :

📖 RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes (DTR.B.C.2.48)

📖 BAEL91 : Béton armé aux états limites (Jean-Pierre Mogin)

📖 Charge permanentes et charge d'exploitation (DTR B.C. 2.2)

Logiciels et programmes :

📖 ROBOT 2014 (Modélisation) 📖 AUTOCAD 2009 (Dessin)

📖 Office2010 (Traitement de texte, calcul...etc.)