

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 :/2022



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية و الري
المرجع/2022

Mémoire de Master

Filière : Génie civil

Spécialité : Structures

Thème

**Etude d'un bâtiment à usage d'habitation (R+7) avec
contreventement mixte**

Nom et Prénom de l'étudiant :

Mohamed Chakib DJENANE

Encadreur :

Pr. TAALAH Bachir

Promotion: Juin 2022

Remerciements

En premier lieu :

Je tiens à remercier mon Dieu, mon créateur pour m'avoir donné la force pour accomplir ce travail.

Je tiens à remercier mon encadrant Pr. TAALAH Bachir, enseignant chercheur au département de Génie civil et d'Hydraulique à l'université de Biskra, de m'avoir dirigé le long de ce travail avec beaucoup d'attention et de patience.

Je tiens à exprimer mes vifs remerciements aux membres de jury d'avoir accepté d'évaluer ce modeste travail ; je remercie aussi tous les enseignants qui m'ont aidé tout au long de mon parcours universitaire.

Dédicace

A celle qui a inséré le goût de la vie et le sens de la responsabilité

Merci ma mère Habiba

A celui qui a été toujours la source d'inspiration et le courage

Merci mon père Bachir

A ma sœur Ichrak

A toute ma famille

A monsieur : TAALLAH Bachir

A tous mes amis de près et de loin

A la promotion master 2 Génie civil spécialité Structure

DJENANE Med Chakib

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage habitation (R+7), implanté à la wilaya de **SITIF**. Cette région est classée en zone de forte sismicité II 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 ROBOT2021, afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique), et on termine le travail avec une étude de l'infrastructure et une conclusion générale.

ملخص

بصدد إعداد مذكرة تخرج، قمنا بدراسة مفصلة لبناية موجهة للاستخدام السكني، متكونة من ارضي + عشرة طوابق والتي ستنشأ في ولاية سطيف 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 و عوارض وجدران و سلالم وشرفة وارضية...) باستخدام قواعد الحسابات و التحقق من الخرسانة المسلحة (RPA99V20 و B.A.E.L91 معدل 99) ويتم اجراء الدراسة الديناميكية للهيكل باستخدام برنامج ROBOT2021 وذلك لتحديد الضغوط المختلفة بسبب الاحمال (الاحمال الدائمة والحمل التشغيلي و الزلزالي) ويتم الانتهاء من العمل بدراسة البنية التحتية وخاتمة عامة

Sommaire

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

Chapitre I : Présentation du projet et caractéristique des matériaux

I.1. Présentation du projet	2
I.2. Description de l'ouvrage.....	2
I.3. Données de base	2
I.4. Hypothèses de calcul.....	6
I.5. Caractéristiques des matériaux.....	7

Chapitre II : Pré-dimensionnement et décentes des charges

II.1. Pré dimensionnement des éléments.....	14
II-1.1. Introduction.....	14
II-1.2. Les Planchers à corps creux.....	14
II-1.3. L'escalier.....	16
II-1.4. Les poutres.....	17
II-1.5. Les poteaux.....	19
II-1.6. Les voiles.....	19
II-1.7. Les balcons.....	20
II-1.8. L'acrotère.....	20
II-2. Descente des charges	21
II.2.1. Introduction.....	21
II.2.2. Rôle de Descente de charges.....	21

II.2.3. Descente des charges.....	21
II.2.4. Descente des charges sur les poteaux.....	28

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III-1. L'acrotère	35
III-2. Les balcons.....	41
III-3. L'escalier.....	47
III-4. Etude des planchers.....	62

Chapitre IV : Etude dynamique

IV-1. Introduction.....	79
IV.2 . Méthode de calcul	79
IV. 3 . Présentation du logiciel de calcul	79
IV .3.1 Description de logiciel ROBOT	80
IV .3.2. Détermination des paramètres du spectre de réponse.....	80
IV. 3.3. Nombre de modes à considérer.....	82
IV. 3.4. Analyse de la structure	82
IV .4 L'effort tranchant de niveau pour l'étage	88
IV 5. Calcul Des Actions Sismiques	89
IV .6 Distribution de la résulté de forces sismiques selon la hauteur	94
IV.7 Vérification des déplacement	95
IV.8 Vérification VIS-A-VIS De L'effet $P - \Delta$	97
IV .9 Vérification au Renversement.....	98
IV .10 Caractéristiques Géométriques et Massique de la Structure.....	99
IV .11 Conclusion	101

Chapitre V : Ferrailage les éléments porteurs

V.1. Introduction	103
V. 2 . Combinaisons d'actions	103
V.3 . Etude des poutres	104

V.4.Etude Poteaux	114
V.5. Ferrailage des voiles	127
Chapitre VI : Ferrailage de l'infra structure	
VI.1.Introduction.....	134
VI.2.Déférents type des fondations.....	134
VI.3. Combinaison d'action	134
VI.4.Présentation de rapport de sol.....	134
VI.5.Etude de radier.....	136
VI.6.Etude de débord du radier	147
VI.7. Etude des nervures	149
VI.8.Etude de longrine.....	154
Conclusions	156
Bibliographie	157

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation du projet et caractéristique des matériaux

I.1. Diagramme déformation contrainte du béton	9
I.2. Diagramme déformation contrainte c'acier	11

Chapitre II : Pré-dimensionnement et décentes des charges

II.1. Pré dimensionnement des éléments

II.1.1 : Plancher à corps creux.....	14
II.1.2 : Nervure.....	15
II.1.3: Schéma d'Escalier	16
II.1.4 : Coupe verticale d'un voile.....	19
II.1.5 : Schéma statique de l'acrotère	20

II.2.Décentes des charges

II.2.1 Détail des constituants du plancher terrasse inaccessible.	21
II.2.2.Plancher étage courant	22
II.2.3.Coupe verticale d'un mur extérieur.	23
II .2.4. Poteau intermédiaire	28

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1. L'acrotère

III.1.1. Schéma statique de l'acrotère	35
III.1.2. Schéma statique	36
III.1.3 : Section à ferrailer.	37
III .1.4 :Schéma ferrailage de l'acrotère	40

III-2.Les balcons

III.2 . 1 : schéma statique	41
III.2 . 2 : Section ferrillée du balcon	42

III. 2.3 : ferrailage de la console de terrasse	46
III.2.4 : ferrailage de la console de etage	46

III-3. L'escalier

III.3.1. Schéma statique de volée de l'escalier	47
III.3.2. schéma statique de L'escalier.....	48
III.3.3: Diagramme de moment et l'effort tranchant	49
III.3 .4:Section à ferrailée	49
III .3.5. Schéma de ferrailage de l'escalier	56
III.3.6: Schéma de la Poutre Paliere	57
III.3. 7 : Diagramme de moment	58
III.3.8 .Schéma de ferrailage de la poutre palière	62

III-4. Etude des planchers

III.4.1. Les types des planchers	63
III.4.2.diagramme de moment (type1)	65
III.4.3.diagramme de moment (type2).....	65
III.4.4.diagramme de moment (type4).	65
III 4.5.Ferrailage des planchers.....	77

Chapitre IV : Etude dynamique

IV .1. Premier variante	82
IV.2. .Premier mode de vibration. Vue 3D et ue en plan (Premier variante).....	83
IV.3. Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan (Premier variante).....	84
IV.4.Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan(Premier variante).....	84
IV.5 .Deuxième variante des voiles	85
IV.6. Premier mode de vibration Vue 3D et vue en plan (deuxième variante).....	86
IV.7 .Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan(deuxième variante).....	87

IV.8.Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan(deuxième variante)87

Chapitre V : Ferrailage les éléments porteurs

V.3 .Etude des poutres

V.1 Ferrailage des poutres principales 113

V.2.Ferrailage des poutres secondaire113

V.4.Etude Poteaux

V.3 -section de poteau122

V.4 . section ferrailage des poteaux126

V.5. Ferrailage des voiles

V.5.ferrailage des voiles plein132

Chapitre VI : Ferrailage de l'infra structure

VI.1. Ferrailage du radier146

VI.2.schéma isostatique et sollicitations de les débords147

VI.3.diagrammes des moments fléchissent à L'ELU.149

VI.4.diagrammes des moments fléchissent à L'ELS.150

VI.5.diagrammes de L'efforts tranchants à L'ELU.150

VI.6.ferrailage de la Nervures153

VI.7.ferrailage longrine155

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE II : Pré dimensionnement et décentes des charges

II-2. Descente des charges

II.2.1 .Plancher terrasse	22
II.2.2.Plancher étage courant	22
II.2.3. Murs extérieurs	23
II.2.4:Charge permanente d'un balcon terrasse	24.
II.2.5:Charge permanente d'un balcon étage	24
II.2.6:Charge permanente d'un palier	25
II.2.7:Charge permanente d'une volée (paillasse)	26
II.2.8: Charge permanente De Voiles	26
II.2.8: Conclusion	27

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III-2.Les balcons

III .2.1: sollicitations	42
III.2.2: les combinaisons	42

III-3. L'escalier

III.3.1. Combinaison des charges escalier	48
III .3.2: Moments et Effort Tranchants (escalier)	49
III.3.3 : Caractéristiques géométriques et mécaniques.	50
III .3.4 : calcul de la section des armatures (escalier)	50
III .3.5 : vérification de la contrainte	50
III.3.6 : Armatures de longitudinales	51
III.3.7: Armatures de répartitions.	51
III.3. 8. Moments et Effort Tranchants Poutre Paliere	58

III.3.9 armatures longitudinales	58
III.3.10: vérification de la contrainte	59
III.3 .11. : Armatures Longitudinale choisi	59

III-4. Etude des planchers

III.4.1 : Calcul la charge "P" à L'ELU et L'ELS	63
III.4.2 : Etude de plancher terrasse L'ELU	67
III.4.3 Etude de plancher terrasse L'ELS	67
III.4.4 : Etude de plancher étage courant L'ELU	68
III.4.5: Etude de plancher étage courant et RDC L'ELS	68

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1 . valeurs des pénalités p_q	81
IV.2. : Périodes et factures da participation massique modale(Premier variante).	83
IV.3.: Périodes et factures da participation massique modale(deuxième variante)	86
IV.4 : Efforts tranchants à chaque niveau	88
IV .5. les efforts réduits sur les poteaux et les voiles	88
IV.6: coefficient d'accélération de zone A.	89
IV.7: Valeurs de ξ (%)	90
IV.8 : Le poids total de la structure.	92
IV.9 : Tableau récapitulatif	93
IV .10 :Les Déplacements Du aux Force Sismiques Au sens Longitudinal (XX).	96
IV.11 : Les Déplacements Du aux Force Sismiques au sens Transversal (YY).	96
IV.12 : Vérification a L'effet $(P - \Delta_)$ < Sens Longitudinal	97
IV.13 : Vérification a L'effet $(P - \Delta_)$ < Sens transversal	97
IV.14 : Le moment de RENVERCEMENT provoqué par effort sismique sens XX.	98
IV.15 Le moment de RENVERCEMENT provoqué par effort sismique sens YY.	99
IV .16 : Caractéristiques Massique de la Structure	99

IV.17 : L'excentricité Accidentelle des Etages.101

Chapitre V : Ferrailage les éléments porteurs

V.3 .Etude des poutres

V.1 : Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques..... 103

V.2 : Tableau Récapitulatif106

V.3 : Tableau Récapitulatif109

V.4. Les résultats des ferrailage des poutres112

V.4.Etude Poteaux

V.5.Les choisit des sections121

V.6 Armatures Des Poteaux125

Chapitre VI : Ferrailage de l'infra structure

VI.1. Résultats de calcul de la stabilité du radie141

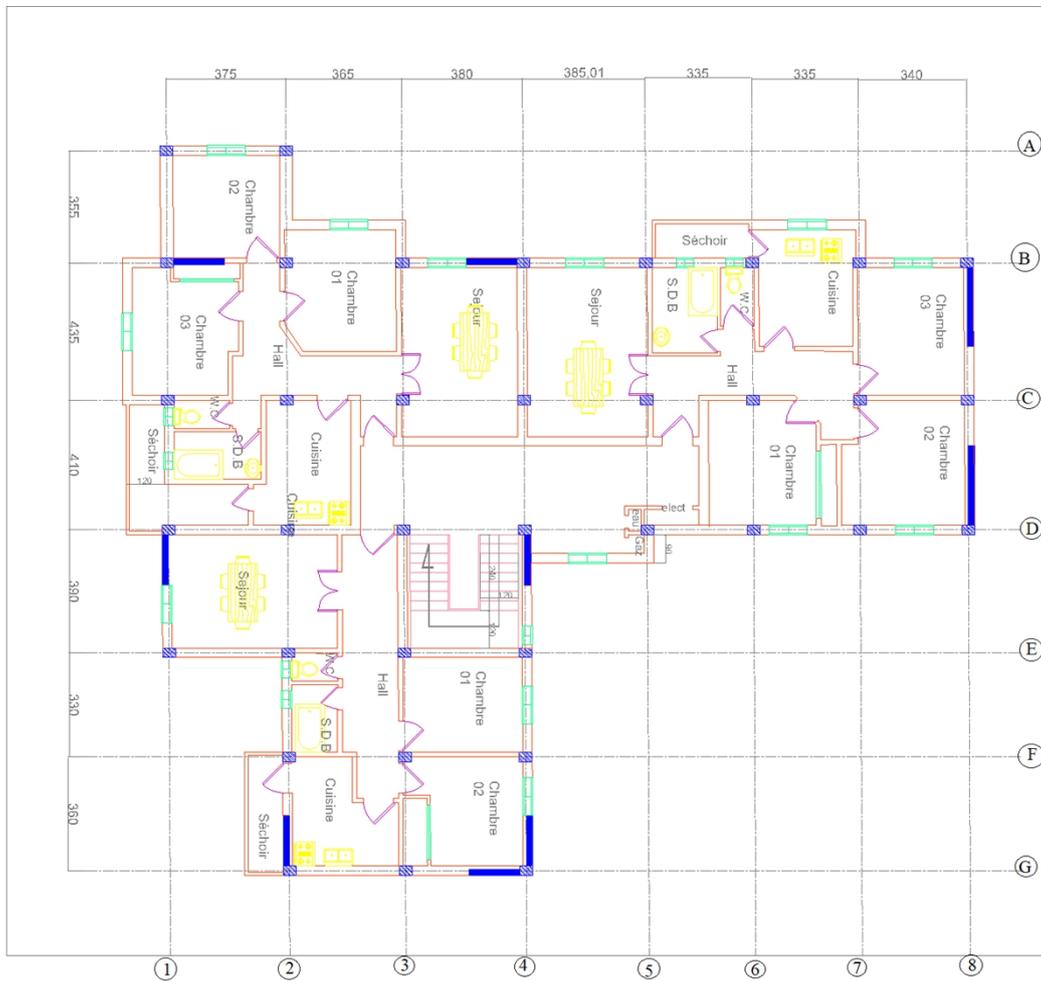
VI.2. Résultat de calcul non soulèvement des fondations141

VI.3. Calcul des moments fléchissant143

VI.4. Ferrailage de panneau le plus sollicité du radier – ELU144

VI.5. Ferrailage de panneau le plus sollicité du radier – ELS145

VI.6. Ferrailage de nervures152



PLAN R.D.C et 7 ETAGES



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+7**) avec un Contreventement mixte (poteaux/voiles) implanté dans la wilaya de **SETIF** classé comme zone de forte sismicité (**zone II**) 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
Caractéristiques des matériaux*

I.1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE:

Ce projet consiste à étudier un bâtiment composé d'un rez-de-chaussée et 7 étages (R+7), contreventé mixte a usage d'habitation . Cet ouvrage sera implanté dans la wilaya desétif, une région classé de forte sismicité (Zone II), selon Le Règles Parasismiques Algériennes (R.P.A 99 version 2003).

Le bâtiment comporte dans le RDC et les étages courantes 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 = 25.08 m.
- Longueur totale de Bâtiment:L = 25.15 m.
- Largeur du Bâtiment : B = 22.8 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. Réglés parasismiques algériennes (RPA99version 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 de 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. **l'E.L.U** : $1.35 G + 1.5 Q$

2. **l'E.L.S** : $G + Q$

Dans 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: Efforts 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 obtenues 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 :

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

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 :

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

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.

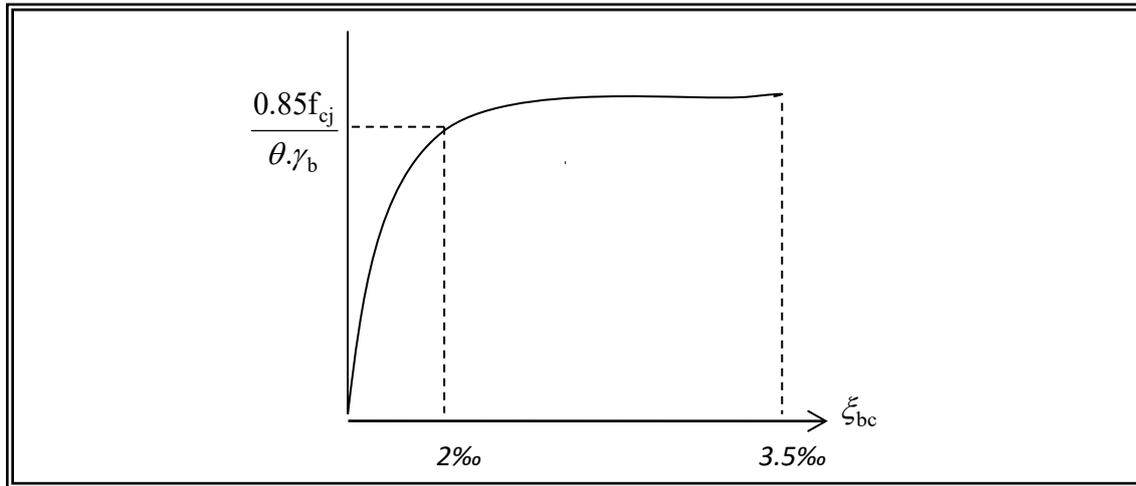
$\nu = 0,2$: pour le calcul des déformations E.L.S.

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.

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

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

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

B. ETAT LIMITE DE SERVICE:

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

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

I.5.2. ACIER:

L'acier est alliage fer – carbone, il répond 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.

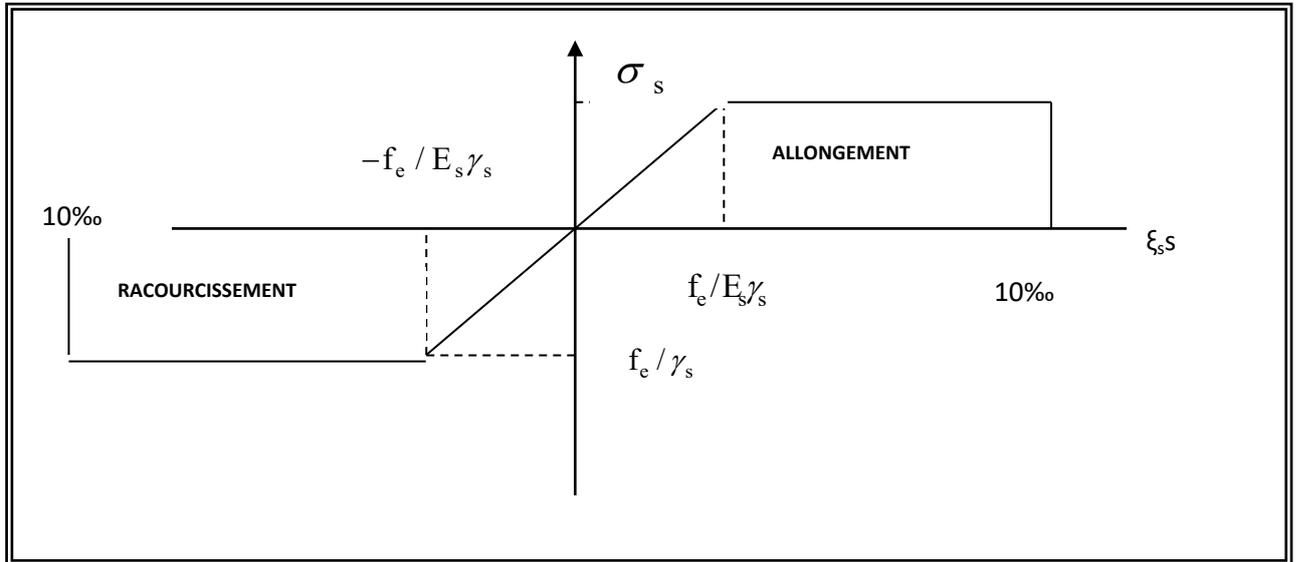
On distingue deux types d'acier selon leur état de surface :

- 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 : $E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$.

A. DIAGRAMME DÉFORMATIONS CONTRAINTES DE CALCUL:

Figl.2Diagramme Déformation Contrainte d'acier



B.CONTRAINTE LIMITE ULTIME DE L'ACIER:

Le diagramme (σ_s, ε) adopté par les règles (B.A.E.L91) à la forme ci-dessus.

Avec :

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

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

f_e : 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.

$\gamma_s = 1.15$ Pou 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 :

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

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

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 de charges*

II.1. Pré dimensionnement des éléments

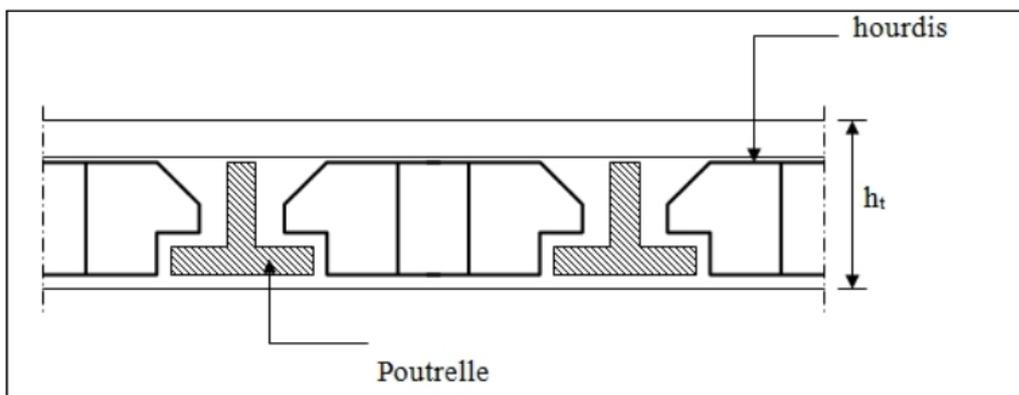
II.1.1. Introduction:

Le pré dimensionnement a pour but le pré calcul des différents éléments résistants la structure. Il sera fait selon les règles **BAEL 91** et le **RPA 99 version 2003**.

II.1.2. Planchers à corps creux :

Les hourdis doivent avoir une épaisseur minimale de 4cm selon le **BAEL91 (art.6.8.4.23 hourdis)**.

Figure. II.1 : Plancher à corps creux



➤ **Condition de flèche : B.6.8.24 déformations BAEL 91**

La rigidité n'est valable que pour des poutrelles pour lesquelles le rapport h/L est au moins égal à $1/22.5$

$$\frac{ht}{l} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow ht \geq \frac{l}{22.5}$$

L : est la plus grande portée parallèle à la poutrelle (nervure)

$L_{MAX} = 4,35m$

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$h_t > \frac{435}{22.5} \quad \text{D'où : } h = 19,33cm$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de :

$h_t = 20\text{cm}$: 4cm: dalle de compression
 16 cm : l'épaisseur de corps creux

➤ **Les caractéristiques géométriques des poutrelles :**

$h_t = 16 + 4 = 20\text{ cm}$
 · $b_0 = (1/3, 1/2) h_t$
 $b_0 = (20/3, 20/2)$
 $b_0 = (6,66; 10)\text{ cm}$; on prend: $b_0 = 10\text{cm}$
 · $L_n = 55 + b_0 = 55 + 10$, $L_n = 65\text{ cm}$

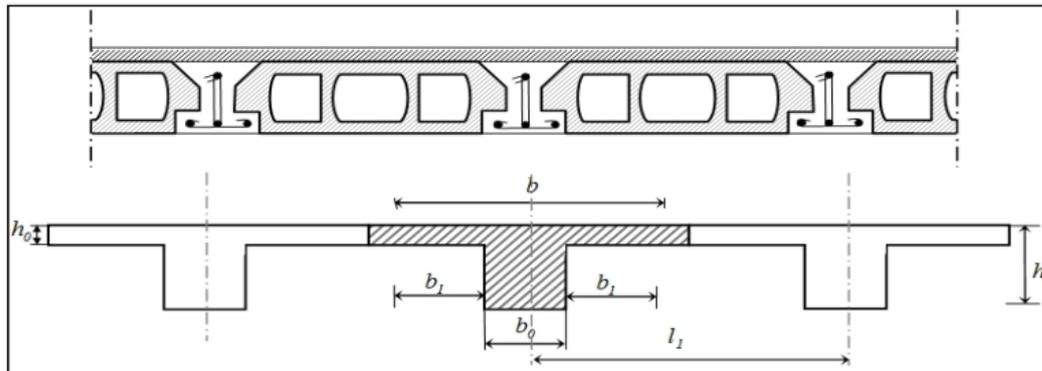
$$b_1 = \min\left(\frac{L_n}{2} = \frac{55}{2} = 27.5\text{cm}; \frac{435}{10} = 43.5\text{ cm}\right)$$

Donc on prend $b_1 = 27.5\text{ cm}$.

$$b = 2 \cdot b_1 + b_0 = 2 \times 27.5 + 10 = 65$$

Soit $b = 65\text{ cm}$

Figure. II.2 : Nervure



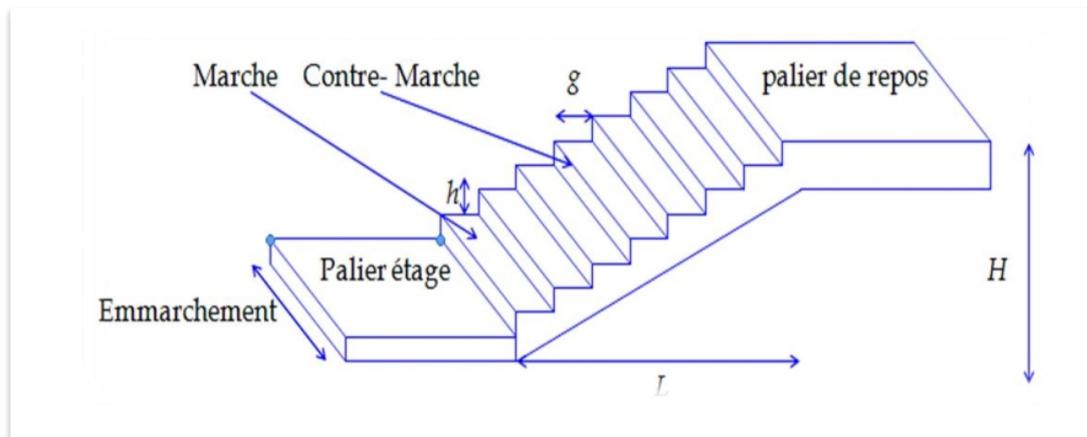
II.1.3. Les escaliers :

II.1.3.1. Définition :

Un escalier dans une construction, est une suite régulière de plans horizontaux permettant de passer à pied d'un niveau à un autre.

h : hauteur de contre marche
g: largeur de marche (giron).

Figure II.3: schéma d'Escalier.



II.1.3.2. Calcul des dimensionnement (g , h)

- la contre marche : $14 < h < 18$; On choisit : $h=17$ cm
- la marche : $24 < g < 32$; On choisit : $g=30$ cm

On a : Formule de BLONDEL : $59 < 2h+g < 66$ donc : $59 < 2 \times 17 + 30 = 64 < 66$

- Hauteur : $H=3.06$ m.
- Nombre de contre marche : $H/h \Rightarrow 306/17=18$
- On aura 18 contre marche distribué sur deux volés entre chaque étage.

- 9 contre marches (08 marches) volé I.
- 9 contre marche (08 marches) volé II.

- Nombre de contre marche : $n = \frac{H}{h}$

- n : nombre de contre marche.
- H : hauteur d'étage.
- h : hauteur de la contre marche

$$n = \frac{306}{17} = 18 \text{ contremarche}$$

- Longueur de la volée :

$$L = (n-1) g = (9-1) \times 30 = 8 \times 30 = 240\text{cm.}$$

- Inclinaison de la pailleasse :

$$\tan \alpha = \frac{n \times h}{L} = \frac{9 \times 17}{240} = 0.637 \rightarrow \alpha = 32.51^\circ$$

L:Longueur de la volée =2.40 m.

$$\cos \alpha = \frac{L}{l} \rightarrow l = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos 32.5} = 2.84\text{m}$$

- Epaisseur de la pailleasse :

En assimilant la pailleasse à une dalle appuyée sur deux cotés.

$$D'où : = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{20} \right) L_{max} = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{20} \right) 360$$

$$\Rightarrow 12 < e < 18$$

Soit : e = 17cm

II.1.4. Pré dimensionnement des poutres :

II.1.4.1. Les poutres principales :

➤ condition de la portée :

D'après le BAEL91 (article B.6.5.1), les poutres doivent respecter les dimensions suivantes :

$$h = \left(\frac{1}{16} \div \frac{1}{10} \right) L_{max}$$

-h : hauteur de la poutre

- l_{ma} : distance maximale entre axe $l_{max} = 4.35$ m

$$h = (27,18 \div 43,5) \text{ cm}$$

On prend: h =40cm

$$0,3h < b < 0,8h \Rightarrow 12 < b < 32$$

On prend : **b = 30 cm**.

➤ **Condition de RPA 99 :**

Maintenant on vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du **RPA99/2003 (article 7.5.1)** qui sont les suivantes :

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

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

$$-\frac{h}{b} < 4, \frac{40}{30} = 1.33 < 4$$

} Conditions vérifiées

- ✓ Donc les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on prend une section de poutre transversale égale à **(30×40) cm²**.

II.1.4.2. Les poutres secondaires :

➤ **Condition de la portée :**

$$h = \left(\frac{1}{16} \div \frac{1}{10} \right) L_{max}$$

$$L_{max} = 3,75 \text{ m}$$

$$h = (23,43 \div 37.5) \text{ cm}$$

On prend: **h = 30 cm**.

$$0,3h < b < 0,8h \Rightarrow 9 < b < 24$$

On prend : **b = 30 cm**

➤ **Condition de RPA 99 :**

Maintenant on vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du **RPA99/2003 (article 7.5.1)** qui sont les suivantes :

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

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

$$-\frac{h}{b} < 4, \frac{30}{30} = 1 < 4$$

} Conditions vérifiées

- Les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on prend une poutre longitudinale de section **(30×30) cm**

II.1.5. Les poteaux :

Nous avons proposée une section rectangulaire des poteaux (30×40) Selon les règles (RPA99/v.2003) : Selon les règles (RPA99/v.2003) art (7.4.1) dans la zone IIa

Min (bi; hi) ≥ (30cm ÷ 40 cm) > 25 cm.

Min (bi; hi) ≥ $\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.30$

$\frac{1}{4} < \frac{b_i}{h_i} < 40.25 \rightarrow 75 < 4$

- ✓ Les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on prend un poteau de section (30× 40) cm²

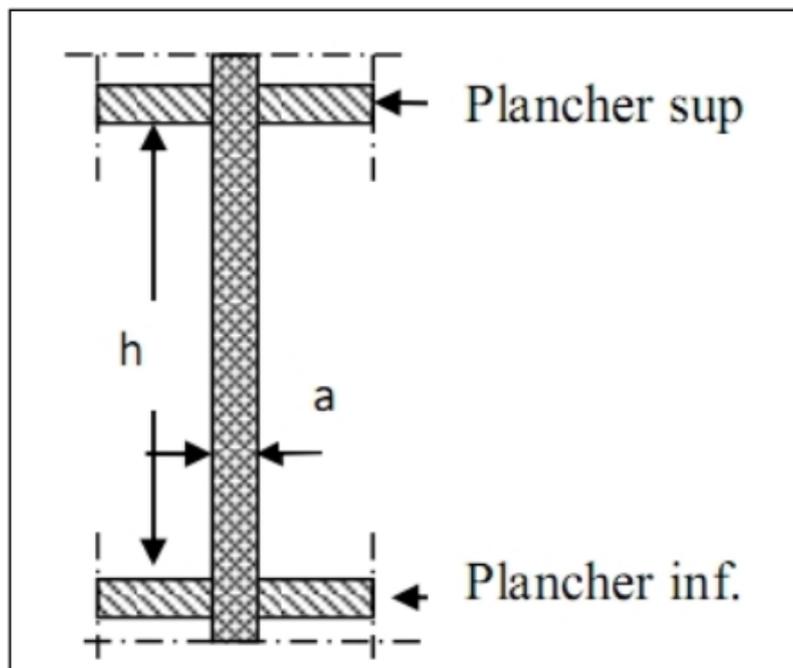
II.1.6. Les voile :

Selon le RPA99 V2003 (Art 7.7.1) l'épaisseur minimale d'un voile est de 15 cm. L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités : $a \geq h_e/20$

$a \geq 306/20 = 15,3\text{cm}$

- ✓ Soit : $a = 20\text{cm}$ pour le RDC et les étages

Figure .II.4 : coupe verticale d'un voile



II.1.7: Balcon: BAEL91 (art B.6.8, 424):

Les balcons sont des dalles pleines qui sont supposées être des plaques horizontales minces en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions.

Ces panneaux sont des dalles en béton armé coulés sur place .Elles reposent sur 1, 2,3 appuis constituées par des poutres.

Résistance à la flexion :

Pour des dalles reposant sur un seul appui:

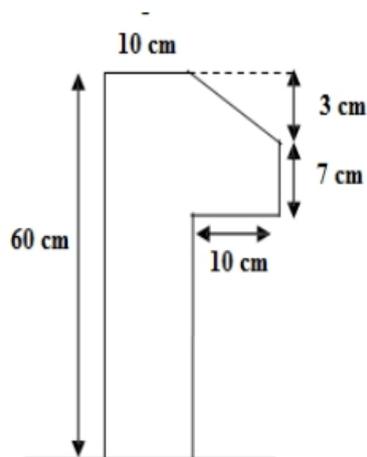
$$e \geq Lx/20 \Rightarrow e \geq 120/20 \Rightarrow e \geq 6 \quad e = 12 \text{ cm}$$

II.1.8 :Acrotère :**Surface:**

$$s_1 + s_2 + s_3 = (0.1 \times 0.6 + 0.07 \times 0.1 + 0.1 \times 0.03 \times \frac{1}{2})$$

$$ST = 0.0685 \text{ m}^2$$

Figure II.5 : Schéma statique 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'exploitant.

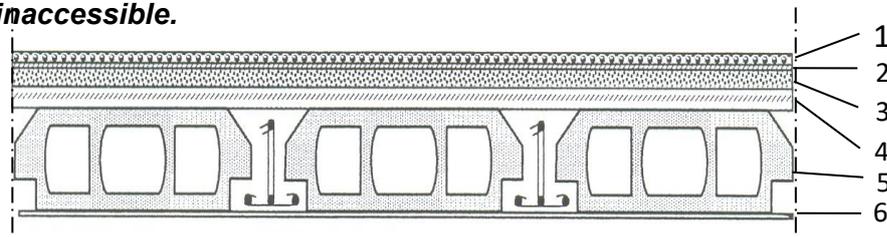
II.2.2.Rôle de descente de charge :

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

II.2.3. Détermination des charges appliquées :

II.2.3.1 Plancher terrasse non accessible : DTR B.C.2.2

Figure II.2.1 détail des constituants du plancher terrasse inaccessible.



- 1 Gravillon de Protection
- 2 Etanchéité Multicouche
- 3 Forme de Pente
- 4 Isolation thermique
- 5 Corps Creux
- 6 Enduit en plâtre

Désignation de l'élément	γ (KN/m ³)	Epaisseur(m)	G (KN/m ²)
Protection en gravillons	17	0.05	0.85
étanchéité multicouche	6	0.02	0.12
Forme de pente	22	0.1	2.2
Isolation thermique	4	0.04	0.16
Plancher en corps creux	/	(16+4)=20	2.8
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2

Tab : II.2.1 .Plancher terrasse

Charge permanente :

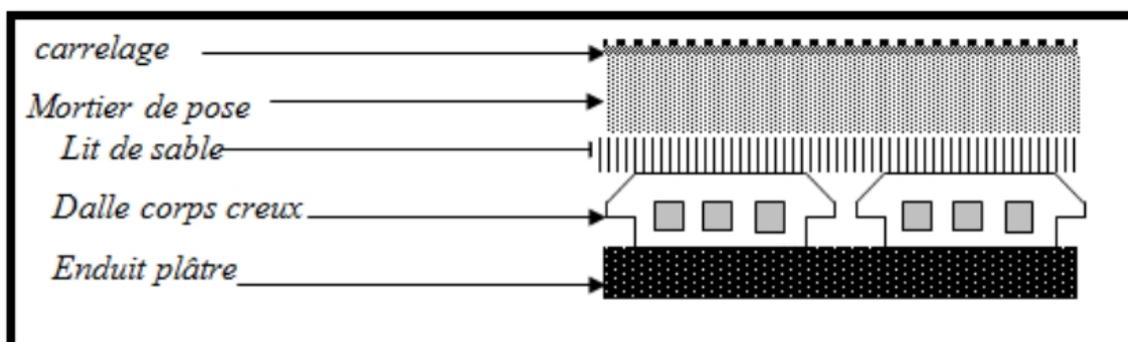
$$G=6.33 \text{ KN/m}^2$$

Surcharge d'exploitation :

$$Q=1 \text{ KN/m}^2$$

II.2.3.2. Plancher étage courant

Fig. II.2.2.Plancher étage courant



Désignation de l'élément	Epaisseur(m)	(kN/m ³)	Poids(kgm ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.03	18	0.54
Dalle corps creux	(16+4)=20	-	2.80
Enduit plâtre	0.01	10	0.20

Tab : II.2.2.Plancher étage courant

Charge permanente :

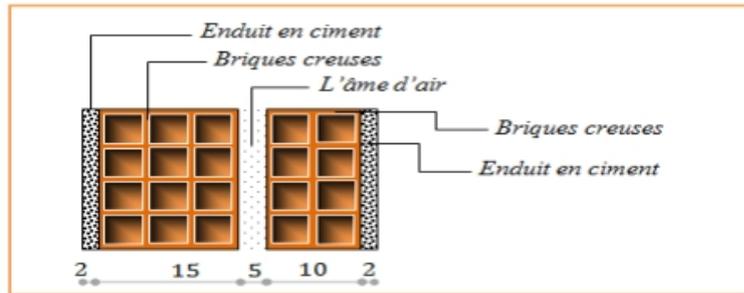
$$G=4.38 \text{ Kg/m}^2$$

Surcharge d'exploitation

$$Q = 1.50 \text{ Kg/m}^2$$

II.2.3.3. Murs extérieurs en maçonnerie :

Fig. II.2.3.Coupe verticale d'un mur extérieur.



Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique KN/m ²	Poids(kN/m2)
Enduit de ciment	0.02	20	0.4
Brique creux	0.15	/	1.3
Brique creux	0.10	/	0.9
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2

Tab : II.2.3. Murs extérieurs

Charge permanente :

$$G=2.8 \text{ KN/ m}^2$$

II.2.3.4. Les balcons :**II.2.3.4.1. Balcon terrasse**

Matériaux	Épaisseur (m)	Poids volumiqueKN/m ²	Poids G(kN/m2)
Gravillon de protection	0.05	17	0.85
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Isolant thermique	0.04	4	0.16
Forme de pente	0.05	22	1.10
Plancher en dalle pleine	0.12	25	3
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2

Tableau II.2.4:Charge permanente d'un balcon terrasse

Charge permanente :

$$G=5.43\text{KN}/\text{m}^2$$

Surcharge d'exploitation

$$Q = 1 \text{ KN}/\text{m}^2$$

II.2.3.4.2Balcon étage courant

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumiqueKN/m ²	Poids G(kN/m2)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.03	18	0.54
Dalle pleine	0.12	25	3
Enduit de ciment	0.01	18	0.18

Tableau II.2.5:Charge permanente d'un balcon étage

Charge permanente :

$$G=4.56\text{KN}/\text{m}^2$$

Surcharge d'exploitation

$$Q = 3.5\text{KN}/\text{m}^2$$

II.2.3.5 : Les escaliers : D.T.R.BC2.2

➤ **Palier :**

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique KN/m^2	Poids G(kN/m^2)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Poids propre de palier	0.17	25	4.25
Enduit de ciment	0.02	10	0.2

Tableau II.2.6: Charge permanente d'un palier

Charge permanente :

$$G=5.29\text{KN}/\text{m}^2$$

Surcharge d'exploitation

$$Q = 2.5\text{KN}/\text{m}^2$$

➤ **Volée (paillasse) :**

Matériaux	Épaisseur (m)	Poids volumique KN/m^2	Poids G(kN/m^2)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Poids propre de marche	$H=0.17/2$	22	1.87
Poids propre de paille	$0.17/\cos 32.5$	25	5.03
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Garde corps	/	/	1

Tableau II.2.7: Charge permanente d'une volée (paille)

Charge permanente :

$$G=8.94\text{KN/m}^2$$

Surcharge d'exploitation

$$Q = 2.5\text{KN/m}^2$$

II.2.3.6 : les voiles

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique KN/m^2	Poids G(kN/m^2)
Béton armé	0.2	25	5
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Enduit de ciment	0.02	22	0.44

Tableau II.2.8: Charge permanente De Voile

Charge permanente :

$$G=5.64\text{KN/m}^2$$

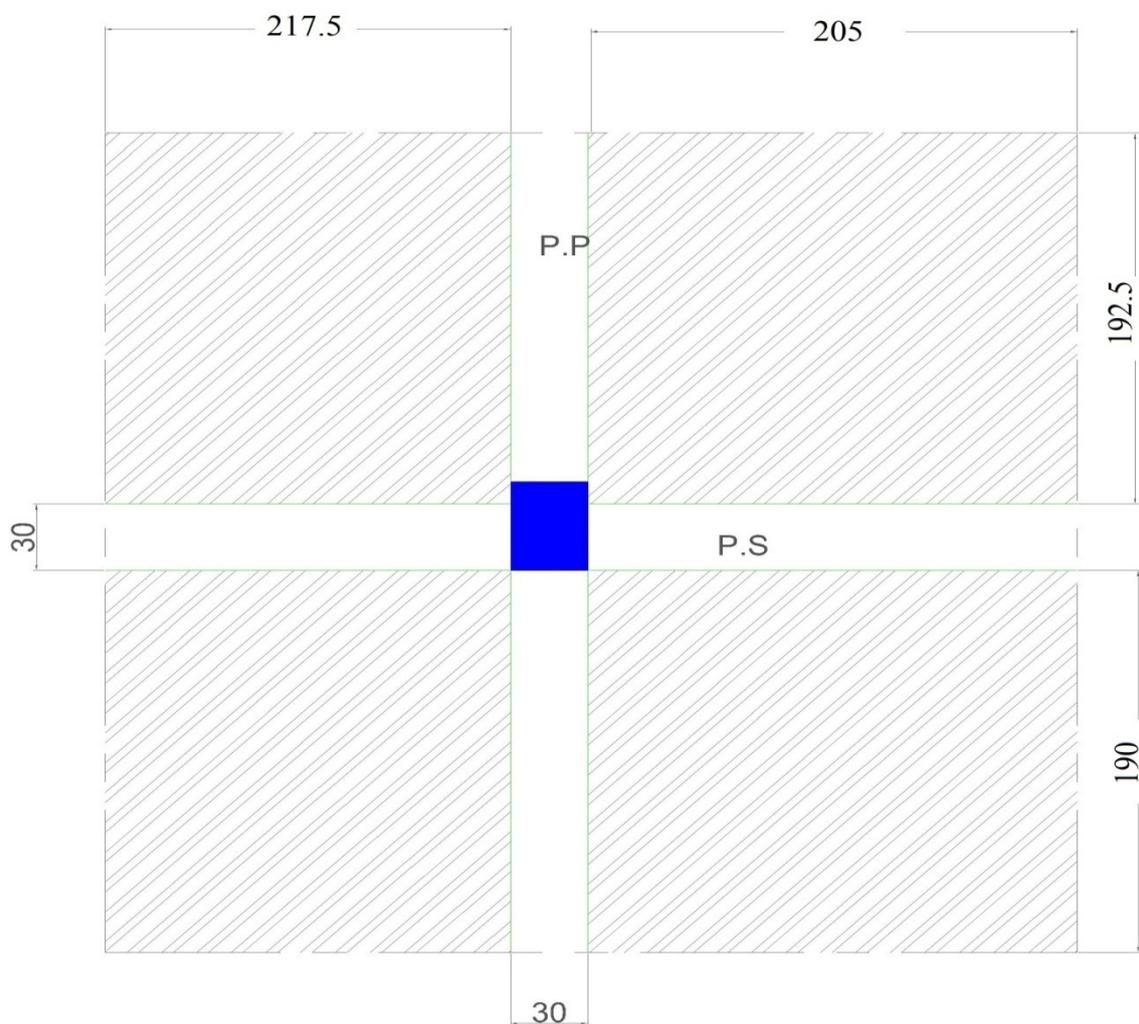
Conclusion :

Elément	Charge permanentes	Surcharges
Plancher – terrasse	7.33kN/m ²	1 kN/m ²
Plancher d'Etage courant	5.38 kN/m ²	1.5 kN/m ²
Acrotère		1 kN/m ²
Balcon accessible	4.56kN/m ²	3.5 kN/m ²
Balcon non accessible	5.43kN/m ²	1 kN/m ²
Palier	5.29kN/m ²	2.5KN/m ²
Volée (paillasse)	8.94kN/m ²	2.5KN/m ²
les voiles	5.64KN/m ²	-
Murs extérieurs	2.8KN/m ²	-

Tableau II.2.8: Conclusion

II.2.4.Descente des charges sur poteaux (D.T.R.B.C article 63) :

- le poteaux intermédiaire :

**Figure II .2.4-- Poteau intermédiaire(C-4)**

☑ Surface afférentes :

$$SG = (4.225 - 0.3)(3.825 - 0.3)$$

$$SG = 13.83 \text{ m}^2$$

$$SQ = (1.90 + 1.925)(2.175 + 2.05)$$

$$SQ = 16.16 \text{ m}^2$$

➤ **Dégression des Surcharges d'Exploitation :**

Sous terrasse $Q_0 = 1 \text{ KN/M}^2$

Sous étage 1 $Q_0 + Q_1$

Sous étage 2 $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$.

Sous étage 3 $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous étage 4 $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous étage n $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ Pour $n \geq 5$.

		Q (KN/m²)
La Terrasse	Q_0	1,000
6 ^{ème} étage	$Q_0 + Q_1$	2,500
5 ^{ème} étage	$Q_0 + 1.9Q_1$	3,850
4 ^{ème} étage	$Q_0 + 2.7Q_1$	5,050
3 ^{ème} étage	$Q_0 + 3.4Q_1$	6,100
2 ^{ème} étage	$Q_0 + 4 Q_1$	7,000
1 ^{ème} étage	$Q_0 + 4.5Q_1$	7,750
RDC	$Q_0 + 5.5Q_1$	9,250

Niveau	Élément	G(KN)	Q(KN)
1-1	-Plancher terrasse -Poutre principale -Poutre secondaire	$6.33 \times 13.83 = 87.54$ $0.3 \times 0.4 \times 3.525 \times 25 = 10.6$ $0.3 \times 0.3 \times 3.925 \times 25 = 8.83$	$1 \times 16.16 = 16.16$
2-2	-venant 1-1 -poteaux	106.97 $0.3 \times 0.4 \times 3.06 = 9.18$	16.16
3-3	-venant 2-2 -plancher .E.C -Poutre principale -Poutre secondaire	116.15 $4.38 \times 13.83 = 60.57$ 10.6 8.83	$2.5 \times 16.16 = 40.4$
4-4	-venant 3-3 -poteaux	196.15 9.18	40.4
5-5	-venant 4-4 -plancher .E.C -Poutre principale -Poutre secondaire	205.33 60.57 10.6 8.83	$3.85 \times 16.16 = 62.216$
6-6	-venant 5-5 -poteaux	285.33 9.18	62.216
7-7	-venant 6-6 -plancher .E.C -Poutre principale -Poutre secondaire	294.51 60.57 10.6 8.83	$5.05 \times 16.16 = 81.60$
8-8	-venant 7-7 -poteaux	374.51 9.18	81.60
9-9	-venant 8-8 -plancher .E.C -Poutre principale -Poutre secondaire	383.69 60.57 10.6 8.83	$6.1 \times 16.16 = 98.60$
10-10	-venant 9-9 -poteaux	463.69 9.18	98.60
11-11	-venant 10-10 -plancher .E.C -Poutre principale -Poutre secondaire	472.87 60.57 10.6 8.83	$7 \times 16.16 = 113.12$
12-12	-venant 11-11 -poteaux	552.87 9.18	113.12
13-13	-venant 12-12 -plancher .E.C -Poutre principale -Poutre secondaire	562.05 60.57 10.6 8.83	$7.75 \times 16.16 = 125.24$
14-14	-venant 13-13 -poteaux	642.05 9.18	125.24
15-15	-venant 14-14 -plancher .E.C -Poutre principale	651.23 60.57 10.6	$8.5 \times 16.16 = 137.36$

	-Poutre secondaire	8.83	
16-16	-venant 15-15	731.23	137.36
	-poteaux	9.18	

➤ **Vérification de la section de poteau : BAEL91 (B.8.4.1)**

L'effort normal agissant ultime Nu d'un poteau doit être au plus égale à la

valeur suivante : $Nu \leq \overline{Nu} = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$

$$Nu = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 731.87) + (1.5 \times 137.36)$$

$$Nu = 1193.20 \text{ KN}$$

Nu : Effort normal ultime (compression) = 1,35G + 1,5Q

λ : Elancement d'EULER : $(\lambda = \frac{l_f}{i})$

l_f : Longueur de flambement.

i: Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement). $(I = \frac{b \times h^3}{12})$

B : Surface de la section du béton (B = a x b).

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,50$).

γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1,15$).

f_e : Limite élastique de l'acier (f_e = 400 MPa).

f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours (f_{c28} = 25 MPa).

A_s : Section d'acier comprimée.

Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle

1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie

α : est un coefficient fonction de l'élanement mécanique λ , qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \frac{\lambda}{35}} \text{ pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.60 \frac{50}{\lambda} \text{ pour } 50 < \lambda \leq 70$$

$$\lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y)$$

$$\lambda_x = \sqrt{12} \frac{l_f}{b} ; \lambda_y = \sqrt{12} \frac{l_f}{h}$$

$$L_f = 0.7l_0 = 0.7 \cdot 3.06 = 2.14$$

- **Poutre (30×40) :**

$$\lambda_x = \sqrt{12} \frac{0.7 \times 3.06}{0.3} = 24.73 ; \lambda_y = \sqrt{12} \frac{0.7 \times 3.06}{0.4} = 18.55$$

$$\lambda = 24.73 < 50 \text{ donc } \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{24.73}{35}\right)^2} = 0.77 \text{ pour } \lambda \leq 50$$

✓ **Pas de risque de flambement.**

$$B_r = (h-2)(b-2) = (40-2) \times (30-2) = 1064 \text{ cm}^2 = 106400 \text{ mm}^2$$

$$\gamma_b = 1.5 ; \gamma_s = 1.15$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

-A : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul

$$A = \max(A_{min}^{BAEL} ; A_{min}^{RPA})$$

$$A_{min}^{RPA} = \frac{0.2bh}{100} = \frac{0.2 \times 300 \times 400}{100} = 240 \text{ mm}^2$$

$$A_{min}^{RPA} = \frac{0.8}{100} \times 300 \times 400 = 960 \text{ mm}^2 = 9.60 \text{ cm}^2$$

$$\text{Alors : } A = \max(240, 960) = 960 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow \overline{N_u} = 0.77 \times \left\{ 106400 \times \frac{25}{0.19 \times 1.5} + 960 \times \frac{400}{1.15} \right\}$$

$$\overline{N_u} = 1774298.229 \text{ N} = 1774.298 \text{ KN}$$

Donc $N_u = 1193.20 \text{ KN} \leq \overline{N_u} = 1774.298 \text{ KN}$ condition vérifiée

Donc les sections choisies sont suffisantes dans tous les étages (30×40) cm²

Vérification vis-à-vis du RPA 99 (ART 7.4.3.1) :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

N_d: désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c: est l'aire (section brute) de cette dernière

F_{cj}: est la résistance caractéristique du béton

$$\Rightarrow N_d = G + Q = 731.23 + 137.36 = 868.83 \text{ KN} = 868830 \text{ N}$$

$$V = \frac{868830}{(300 \times 400) \times 25} = 0.28 \leq 0.3$$

⇒ Donc condition vérifiée .

Chapitre III :

Calcul 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 réalise 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 appliqué 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)

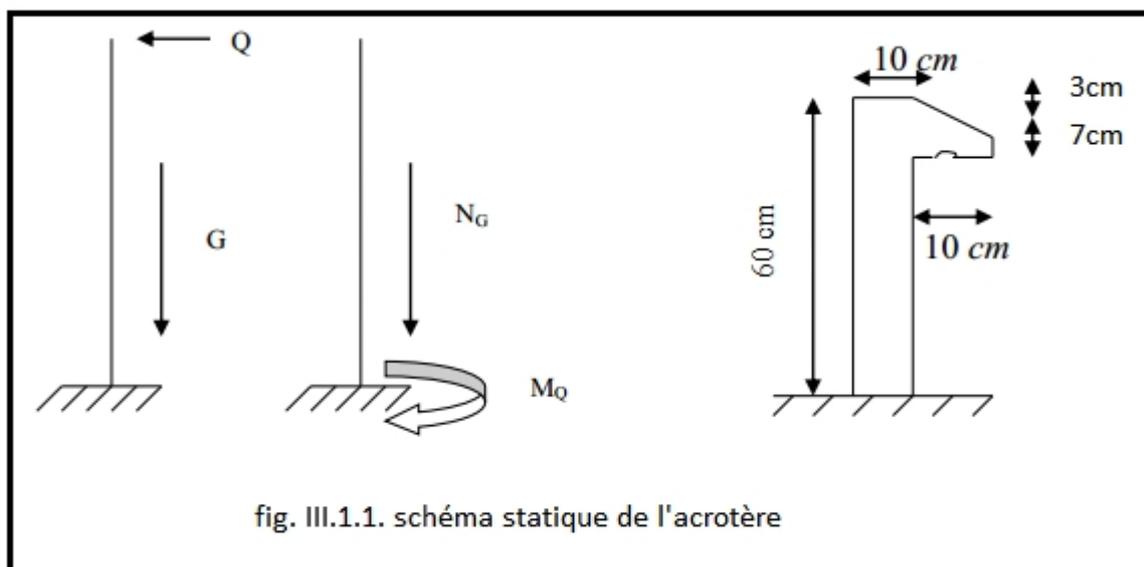


fig. III.1.1. schéma statique de l'acrotère

III.1.3. EVALUATION DES CHARGES:

- Charge permanent "G" :

$$G=1.82KN/ml.$$

- Surcharge exploitation "Q" :

$$Q=1KN/ml \text{ (plancher terrasse inaccessible).}$$

D'après RPA99 : (article 6.2.3)

Les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule : F

$$p = 4 A C_p W_p \dots \dots \dots (6-3)$$

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 considéré (acrotère).

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

On a : $A = 0.15$

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

Donc : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.82 = 0.87 \text{ KN/ml}$

$F = \max(F_p; Q) = \max(0.87; 1) \rightarrow F = Q = 1 \text{ KN/ml}$

III.1.4. SOLLICITATION:

- Poids propre de l'acrotère: $G = 1.82 \text{ KN/ml}$
- Surcharge : $F = 1 \text{ KN/ml}$

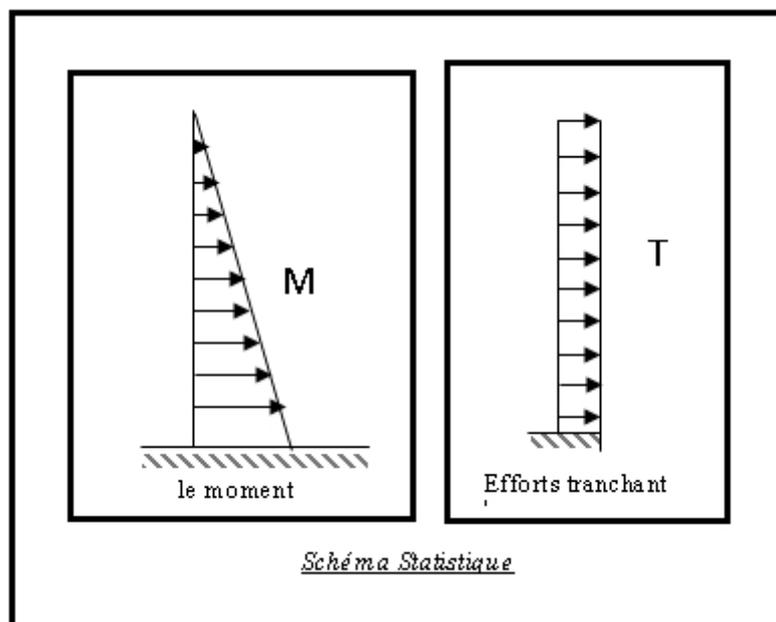
La section la plus dangereuse se trouve au niveau d'encastrement (à la base).

$N = G = 1.82 \text{ KN/ml}$

$M = F \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$

$T = F = 1 \text{ KN/ml}$

Fig. III.1.2. Schéma statique



• Combinaisons d'action:

- E.L.U:

$N_u = 1 \times N = 1 \times 1.82 = 1.82 \text{ KN/ml}$ (On ne peut pas le majorer puisque le poids du béton travaille dans le sens favorable.)

$$M_u = 1.5 \times M = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN/ml}$$

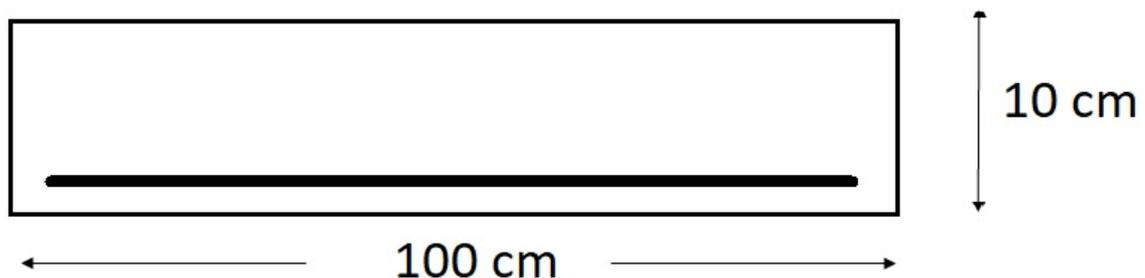
$$T_u = 1.5 \times T = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN/ml}$$

▪ **E.L.S :**

$$N^{ser} = 1 \times N = 1.82 \text{ KN/ml}$$

$$M^{ser} = 1 \times M = 0.6 \text{ KN.m}$$

Figure III.1.3 : Section à ferrailer.



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

$$\phi_l \leq \frac{h}{10} \rightarrow \phi_l \leq \frac{100}{10} \rightarrow \phi_l \leq 10 \text{ mm (B.A.E.L91.A.7.2.1)}$$

On prend $\phi_l = 8 \text{ mm}$ et 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 :

• Ferrailage de la section à E.L.U :

- Détermination de l'excentricité du centre de pression:

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{1.82} = 0.49 \text{ m}$$

$$e_1 = \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ m} \rightarrow e_G = \max(0.49; 0.05 \text{ m}) = 0.49 \text{ m}$$

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.

$$M_A = M_u + N_u \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 0.9 + 1.82 \left[\left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) \right] = 0.93 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{0.93 \times 10^6}{14.2 \times 1000 \times 70^2} = 0.013 < \mu_l = 0.392$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.013}) = 0.016$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.016 = 0.99$$

$$A_f = \frac{M}{\sigma_s \times b \times \beta} = \frac{0.93 \times 10^6}{348 \times 0.99 \times 70} = 38.56 \text{ mm}^2 \rightarrow A_f = 0.38 \text{ cm}^2$$

N est un effort de compression $\Rightarrow A_u = A_f - \frac{N}{100\sigma_s}$; $A'_f = A'_u = 0$

$$A_u = 38 - \frac{1.82 \times 10^3}{100 \times 348} = 37.9 \text{ mm}^2 \rightarrow A_u = 0.37 \text{ cm}^2$$

III.1.7 . E.L.S :

1-Détermination de l'excentricité du centre de pression

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{1.82} = 0.32 \text{ m}$$

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 :

$$M_{ser}^1 = M_{ser} + N_{ser} \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 0.6 + 1.82 \left[\left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) \right] = 0.63 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{0.63 \times 10^6}{14.2 \times 1000 \times 70^2} = 0.09 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 0.11 \quad \beta = 0.95$$

$$A_{SER} = \frac{M}{\sigma_s \times b \times \beta} = \frac{0.63 \times 10^6}{348 \times 0.95 \times 70} = 27.22 \text{ mm}^2 \rightarrow A_{ser} = 0.27 \text{ cm}^2$$

3-Calcul de la section à la flexion composée :

$$A_{ser} = A_1^{ser} - \frac{N_{ser}}{100\sigma_s} = 27 - \frac{0.63 \times 10^3}{100 \times 348} = 26.9 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{ser} = 0.26 \text{ mm}^2$$

4-Condition de non fragilité :

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

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} ; f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1MPa$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} = 0.84 cm^2$$

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

$$\text{On adopte : } A_{adp} = 4\emptyset 8 = 1.13 cm^2$$

5-Pourcentage minimale des armatures longitudinales :

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

$$A_L \geq 0.0025 \times b \times h = 0.0025 \times 100 \times 10 = 2.5cm^2$$

$$A = \max(A^u; A^{ser}; A^{min}) = \max(0.37 ; 0.26 ; 2.5) = 2.5 cm^2$$

$$\text{Alors, on prend : } A_l = 5\emptyset 8 = 2.51 cm^2$$

6-Armatures De Repartition :

$$A^r = \left(\frac{1}{4} \div \frac{1}{2}\right) A_l = \left(\frac{1}{4} \div \frac{1}{2}\right) \times 2.51 = (0.62 \div 1.25)$$

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

• L'espace des armatures :

$$A_l = 5\emptyset 8 \rightarrow S_t = \frac{100}{5} = 20 cm$$

$$A^r = 4\emptyset 6 \rightarrow S_t = \frac{100}{4} = 25 cm$$

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.0.2 MPa$$

La fissuration et préjudiciable, alors :

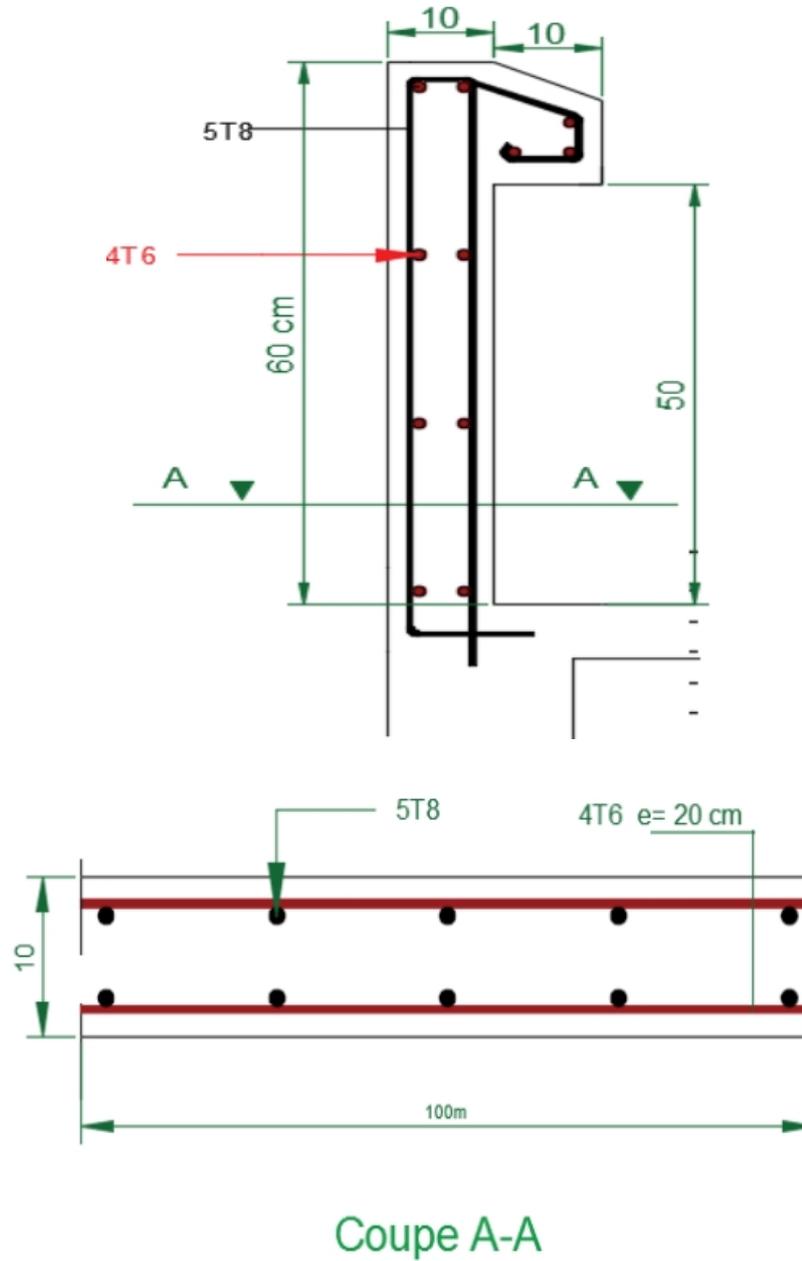
$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.10 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa\right) \rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5MPa$$

$$\tau_u = 0.0.2 MPa < \bar{\tau}_u = 2.5MPa \dots\dots\dots C.V$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

8-Présentation du Ferrailage :

Fig III .1.4 :Schéma ferrailage de l'acrotère.



III.2 Balcon :**III.2.1 Methode de calcul :**

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

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

III.2.2 Combinaison des charges:➤ **terrasse :**

$g = G \times 1\text{m} = 5.43 \times 1 = 5.43 \text{ kN/ml}$ (charge permanentes).

$q = Q \times 1\text{m} = 1 \times 1 = 1 \text{ kN/ml}$ (surcharge d'exploitation)

$P = 1.71 \text{ KN}$ (Poids de l'acrotère)

Le calcul se fait sur une bande de **1m** de largeur d'une section rectangulaire travaillant à la flexion simple dû à :

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

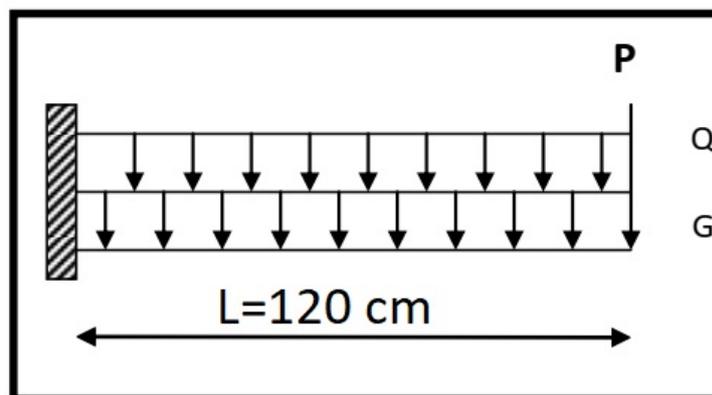
➤ **Étage courant :**

Poids propre $G = 4.56 \text{ KN/m}^2$

Surcharge $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

La charge des murs (force concentrée) $P = 2.8 \times 1,20 = 3.36 \text{ KN}$

Fig-III.2 . 1 : schéma statique



III.2.3 Calcul des sollicitations :

$$M_g = \frac{g}{2} \times l^2; M_{l=\frac{q}{l}} \times l^2; M_p = p \times l; T_g = g \times l; T_q = q \times l; T_p = p$$

	M _g (KN.m)	M _q (KN.m)	M _p (KN.m)	T _g (KN)	T _q (KN)	T _p (KN)
Terrasse	3.90	0.72	2.052	6.51	1.2	1.71
Etage courant	3.28	2.52	4.03	5.47	4.2	3.36

Tab III .2.1: sollicitations

III .2.4 Les Combinaisons d'action :

☒ E.L.U :

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

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

☒ E.L.S :

$$M_{ser} = M_g + M_p + 1,5M_q$$

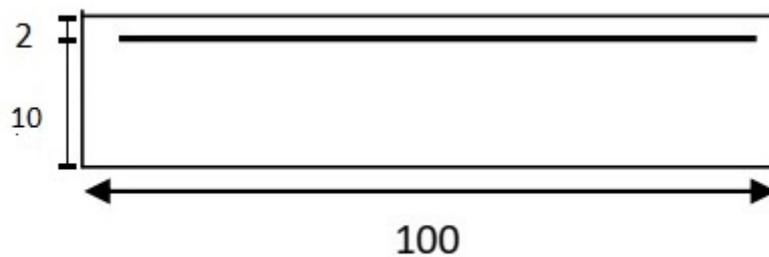
		Terrasse	Étage courant
ELU	M _u (KN.m)	9.11	13.64
	T _u (KN)	12.89	18.22
ELS	M _{ser} (KN.m)	7.032	11.09

Tab III.2.2: les combinaisons

III .2.5 Calcul Du Ferrailage :

➤ Armatures Longitudinales :

Fig-III.2 . 2 : Section ferrillée du balcon



➤ **Terrasse:**

E.L.U :

$$M_u = 9.11 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{9.11 \times 10^6}{14.2 \times 1000 \times 100^2}$$

$$\mu = 0.064$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.064})$$

$$\alpha = 0.082$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 1 - 0.4 \times 0.082$$

$$\beta = 0.96$$

$$A_u = \frac{M_u}{f_{su} \times \beta \times d} = \frac{9.11 \times 10^6}{348 \times 0.96 \times 100} = 272.6 \text{ mm}^2$$

$$A_u = 2.72 \text{ cm}^2$$

E.L.S :

-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.

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	γ	α	$\bar{\alpha}$	condition
9.11	7.032	1.29	0.082	0.395	C.V

- **Pourcentage minimale : BAEL91 (art B.6.4)**

$$A'_{min} \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 12 \times 100$$

$$A'_{min} \geq 1.2 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité : BAEL (art A.4.2)**

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

$$A_{min} \geq 0.23 \times 100 \times 10 \times \frac{2.1}{400} = 1.20 \text{ cm}^2$$

- **Tableau récapitulatif : $A = \max (A'_{min} ; A_{min} ; A_u)$**

A_u (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A'_{min} (cm ²)	A (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
--------------------------	------------------------------	-------------------------------	------------------------	------------------------------

2.72	1.81	1.7	1.57	6HA8=3.02
------	------	-----	------	-----------

➤ Étage courant :

☒ E.L.U :

M_u (KN.m)	M	μ	α	β	A_u (cm ²)
13.64	0.096	0.392	0.126	0.94	4.16

☒ E.L.S :

M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	γ	α	$\bar{\alpha}$	Condition
13.64	11.09	1.22	0.041	0.36	C.V

• Tableau récapitulatif : $A = \max (A'_{min} ; A_{min} ; A_u)$

A_u (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A'_{min} (cm ²)	A (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
4.16	1.2	1.2	4.16	6HA10=4.71

III .2.6 Vérification De L'effort tranchant : BAEL91 (A.5.1)

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{18.22 \times 10^3}{1000 \times 100}$$

$$\tau_u = 0.18MPa$$

La fissuration est peu nuisible $\bar{\tau} = \min(0.13f_{c28} ; 5MPa) \Rightarrow \bar{\tau} = 3.25MPa$

$$\tau_u = 0.18MPa < \bar{\tau} = 3.25MPa \Rightarrow C.V$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III .2.7 Les Armatures De Répartition :

☒ Terrasse:

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.52 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 3HA6 = 0.85 \text{ cm}^2$$

☒ Étage courant :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 3HA6 = 0.85 \text{ cm}^2$$

III. 2.8 Espacement entre les armatures :

➤ Les armatures longitudinales :

- Terrasse: $S_t = \frac{100}{6} = 16.66 \text{ cm}$ soit: $S_t = 20 \text{ cm}$

- Étage courant : $S_t = \frac{100}{6} = 16.66 \text{ cm}$ soit: $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ **Les armatures transversales :**

- Terrasse : $S_t = \frac{100}{3} = 33.3 \text{ cm} \Rightarrow$ soit: $S_t = 30 \text{ cm}$

- Étage courant : $S_t = \frac{100}{3} = 33.3 \text{ cm} \Rightarrow$ soit: $S_t = 30 \text{ cm}$

Les écartements choisis pour les armatures sont admissibles puisqu'ils sont inférieures aux valeurs max données par :

$$S_t \leq \min(3h ; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm}$$

$$S_t \leq \min(3h ; 45\text{cm}) \Rightarrow S_t = 30\text{cm} < 45\text{cm}$$

III .2.9 -Vérification de la flèche: BAEL91 (art B.6.5, 1)

- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow (M_t = M_0)$

$$\frac{12}{120} \geq \frac{1}{10} \Rightarrow 0.1 \geq 0.1 \quad \Rightarrow \text{C.V}$$

- $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

A/ Étage courant : $\frac{3.14}{100 \times 17} = 0.0025 < 0.0105 \quad \Rightarrow \text{C.V}$

B/ Terrasse : $\frac{2.51}{100 \times 17} = 0.0039 < 0.0105 \quad \Rightarrow \text{C.V}$

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{17}{120} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \text{C.V}$

III. 2 .10 Présentation ferrailage :

Fig III. 2.3 : ferrailage de la console de terrasse

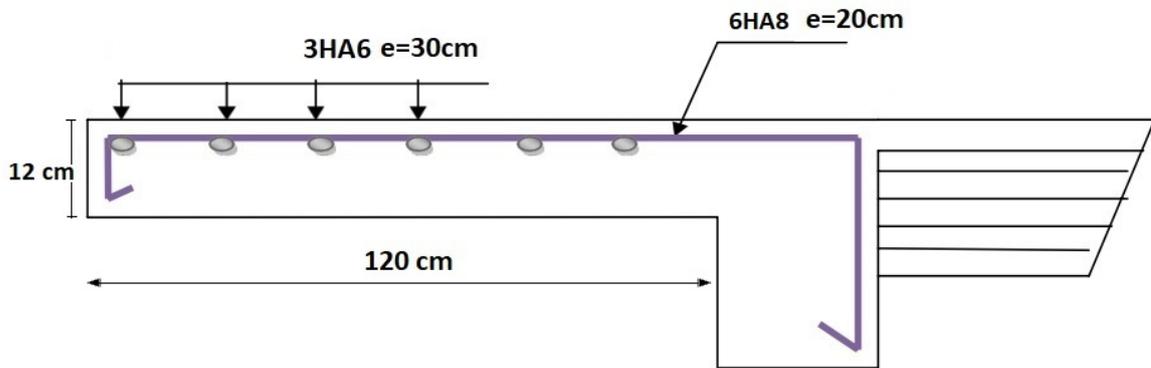
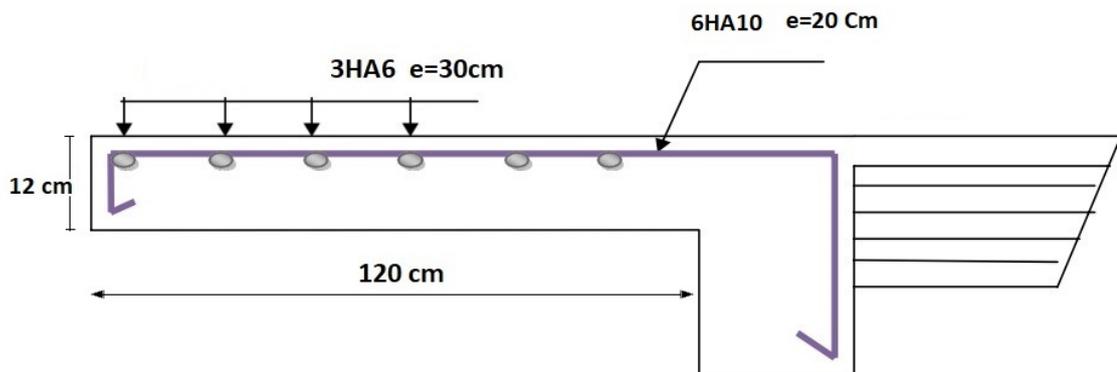


Fig III.2.4 : ferrailage de la console de etage



III.3 Etude de l'escalier :

❖ Définition :

Un escalier est une succession de marches permettant le Passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

Dans notre structure on a une seul type d'escalier et il est fait en béton armé.

Ce type d'escalier et composé de :

Ce type d'escalier et composé de :

- ✓ Paliers d'épaisseur 17 cm.
- ✓ Volées parallèles d'épaisseur 17 cm.
- ✓ Giron de 30cm.
- ✓ Contre marche de 17cm.

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre

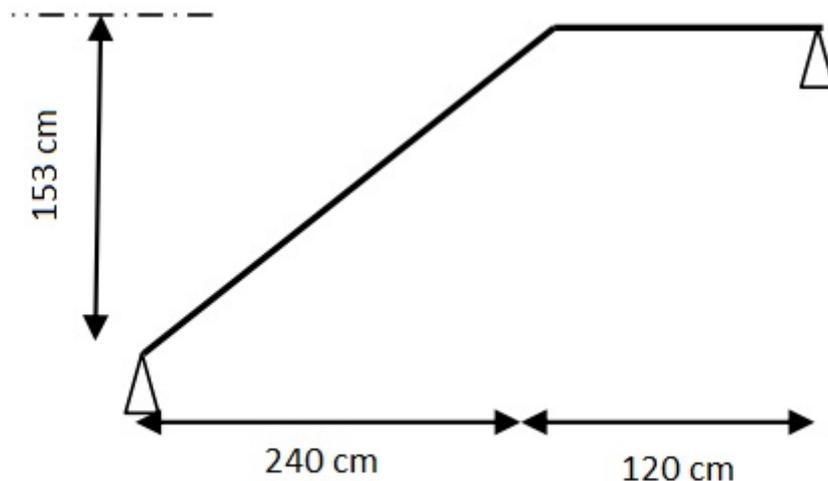
Uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur les quels elle repose.

Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes:

- La méthode des charges équivalentes.
- La méthode R.D.M.

III.3.1 Escalier

Fig.III.3.1. Schéma statique de volée de l'escalier



❖ Evaluation des charges:

☒ Paillasse :

$$g = 8.94 \times 1\text{ml} = 8.94 \frac{\text{KN}}{\text{ml}} \quad q = 2.5 \times 1\text{ml} = 2.5 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

☒ Palier :

$$g = 5.29 \times 1\text{ml} = 5.29 \frac{\text{KN}}{\text{ml}} \quad q = 2.5 \times 1\text{ml} = 2.5 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

Le ferrailage se fait pour une bande de 1m.

❖ Combinaison des charges :

ELU :

$$P_u = 1.35g + 1.5q$$

ELS ;

$$P_{ser} = g + q$$

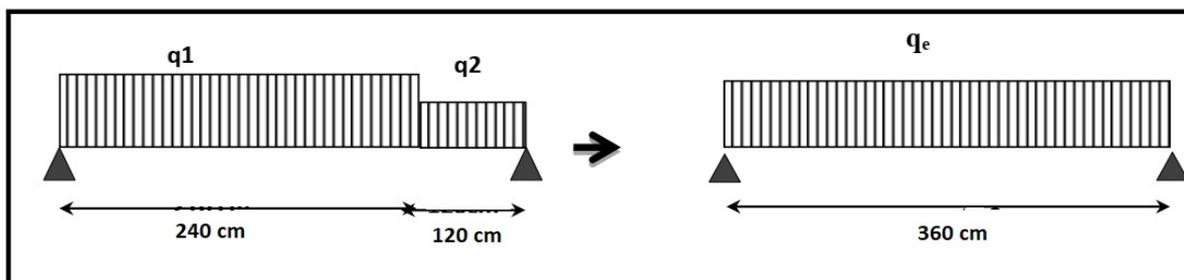
Désignation	Paillasse (KN/ml)	Palier(KN/ml)
P_u	15.81	10.89
P_{ser}	11.44	7.79

TabIII.3.1. Combinaison des charges escalier

- Détermination des sollicitations :

- ✓ Pour la méthode des charges équivalentes :
- ✓ La charge équivalente : $q_{\acute{e}q} = \frac{\sum q_i \times l_i}{\sum l_i}$
- ✓ Moment isostatique : $M_0 = q_{\acute{e}q} \times \frac{l^2}{8}$
- ✓ L'effort tranchant : $T_u = q_{\acute{e}q} \times \frac{l}{2}$
 - ELU : $q_{\acute{e}q} = \frac{q_1 l_1 + q_2 l_2}{l_1 + l_2} = \frac{(15.81 \times 2.40) + (10.89 \times 1.20)}{2.40 + 1.20} = 14.17 \text{ KN/ml}$
 - ELS : $q_{\acute{e}q} = \frac{q_1 l_1 + q_2 l_2}{l_1 + l_2} = \frac{(11.44 \times 2.40) + (7.79 \times 1.20)}{2.40 + 1.20} = 10.22 \text{ KN/ml}$

Fig.III.3.2. schéma statique de L'escalier



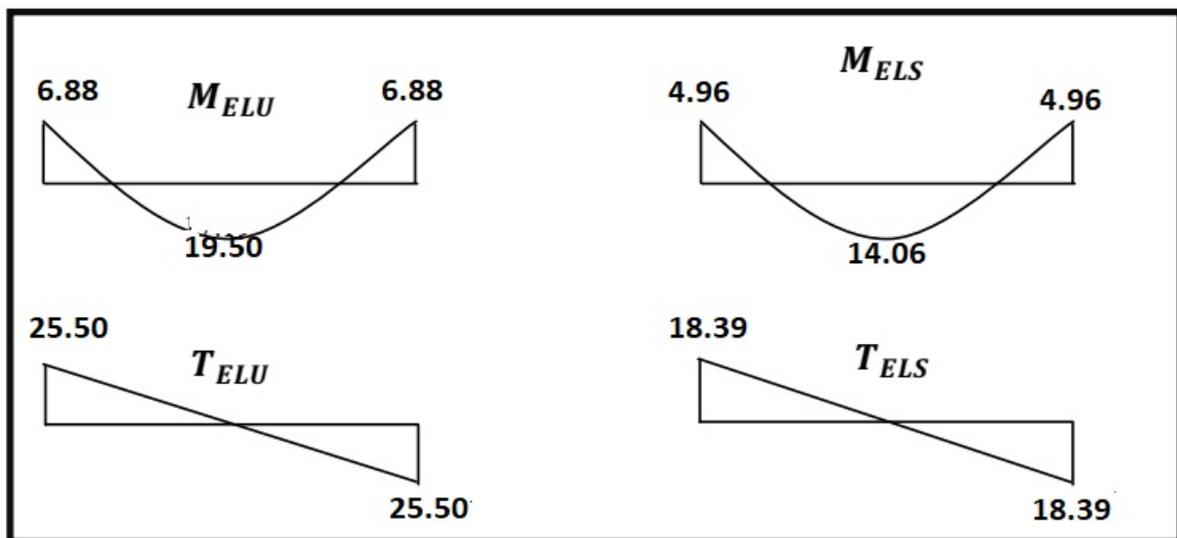
- Moments et Effort Tranchants :

Moment isostatique : $M_0 = q_{\acute{e}q} \times \frac{l^2}{8}$
 Moment sur appui : $M_a = 0.3 \times M_0$
 Moment en travée : $M_t = 0.85 \times M_0$
 L'effort tranchant : $T_u = q_{\acute{e}q} \times \frac{l}{2}$

	$q_{\acute{e}q}$	M_0	M_a	M_t	T_u
ELU	14.17	22.95	6.88	19.50	25.50
ELS	10.22	16.55	4.96	14.06	18.39

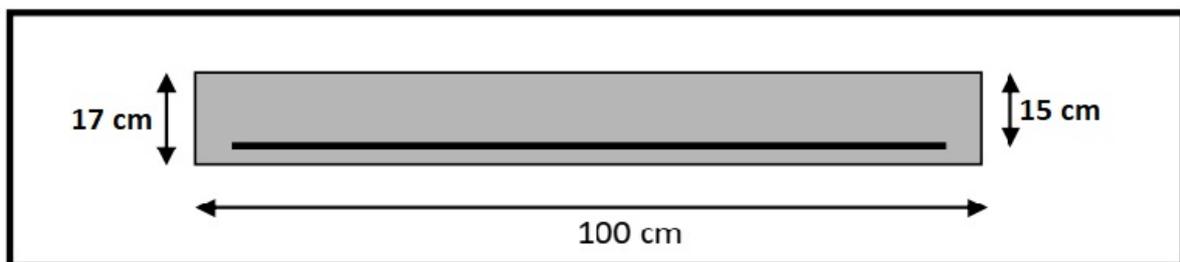
Tab III .3.2: Moments et Effort Tranchants (escalier)

Fig III.3.3: Diagramme de moment et l'effort tranchant



❖ Ferrailage :

Fig III.3 .4:Section à ferrailée



Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h).

Avec : $C \geq 1 + 0.5 \Rightarrow C = 2cm$

b=100cm

h=17cm

d=h-c=17-2=15cm

❖ **Armatures Longitudinales:**

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2}; \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}); \beta = 1 - 0.4\alpha; A_{cal} = \frac{M}{\sigma_s \times b \times \beta}$$

f _{c28} (MPa)	f _{t28} (MPa)	γ _b	γ _s	d (cm)	f _{bu} (MPa)	σ _s (MPa)	f _e (MPa)
25	2.1	1.5	1.15	15	14.2	348	400

Tab III.3.3 : Caractéristiques géométriques et mécaniques.

D’après le BAEL 91, on calcule le ferrailage d’une section rectangulaire soumise à la flexion simple :

Elément	M _u (KN.m)	μ	μ _l	α	B	A _{cal} (cm ²)
Travée	19.50	0.061	0.392	0.078	0.96	3.89
Appuis	6.88	0.021	0.392	0.026	0.98	1.34

Tab III .3.4 : calcul de la section des armatures (escalier)

➤ **E.L.S :**

La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n’y a aucune vérification concernant σ_s.

La vérification de la contrainte max du béton n’est pas nécessaire si l’inégalité suivante est vérifiée :

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

	α	M _u (KN.m)	M _{ser} (KN.m)	γ	f _{c28} (MPa)	ᾱ	condition
En travée	0.078	19.50	14.06	1.38	25	0.44	Vérifiée
En appuis	0.026	6.88	4.96	1.38	25	0.44	Vérifiée

Tab III .3.5 : vérification de la contrainte

✓ **Vérification :**

➤ **Conditions de non fragilité :**

- **Section minimale d’armatures : BAEL91 (A.4.2, 1).**

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

$$A_{min} \geq 0.23 \times 100 \times 15 \times \frac{2.1}{400} = 1.81 \text{ cm}^2$$

• Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4).

$$A'_{min} \geq 0.001 \times b \times h$$

$$A'_{min} \geq 0.001 \times 100 \times 17 = 1.7 \text{ cm}^2$$

	$A_u(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A'_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{max}(\text{cm}^2)$	$A_{adp}(\text{cm}^2)$
Traveé	3.89	1.81	1.7	3.89	5HA10=3.93
Appuis	1.34	1.81	1.7	1.81	5HA8=2.51

Tab III.3.6 : Armatures de longitudinales

❖ Armatures de répartitions : $A_t = A_L / 4$

	$A_l(\text{cm}^2)$	$A_t(\text{cm}^2)$	$A_{adp}(\text{cm}^2)$
Traveé	3.93	0.98	3HA8=1.51
Appuis	2.51	0.62	3HA6=0.85

Tab III.3.7: Armatures de répartitions.

☒ Armatures longitudinales :

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

$$\text{- Travée: } S_l = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

$$\text{- Appuis: } S_l = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

➤ Armatures transversals:

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

$$\text{- Appuis: } S_t = \frac{100}{3} = 33.33\text{cm} \text{ soit } S_t = 30\text{cm}$$

$$\text{- Travée: } S_t = \frac{100}{3} = 33.33\text{cm} \text{ soit } S_t = 30\text{cm}$$

• La contrainte tangente τ_u : BAEL91 (A.5.1, 1).

$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d}$ Comme la fissuration est peu nuisible, alors la valeur admissible $\bar{\tau}_u$ est donnée par la formule suivante : $\bar{\tau}_u = \min (0.20 f_{cj} / \gamma_b ; 5MPa)$ (BAEL (A.5.1,211)).

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{25.50 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0.17 MPa$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min (0.15 f_{cj} / \gamma_b ; 4MPa)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2.5 ; 4MPa) \Rightarrow 2.5MPa$$

$$\tau_u = 0.17MPa < \bar{\tau}_u = 2.5MPa \text{ (condition vérifiée)}$$

❖ **Vérification de la flèche: BAEL91 (art B.6.5, 1):**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{17}{360} \geq \frac{0.85M_0}{10M_0} \Rightarrow 0.047 < 0.085 \dots\dots\dots C.N.V$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.94}{100 \times 15} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.0026 < 0.0105 \dots\dots\dots C.V$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{17}{360} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.047 < 0.0625 \dots\dots\dots C.N.V$$

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

$$\Delta f_t = f_g^v - f_j^i + f_p^i - f_g^i < f_{adm}$$

Avec : $f_{adm} = \frac{L}{500}$, pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L

• **Calcul de la flèche : BAEL91(Art : B.6.5.3) (p : 107).**

➤ **Position de centre de gravité de la section homogène :**

$$Y_G \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} = \frac{bh \frac{h}{2} + \eta A_s d}{bh + \eta A_s}$$

Avec : η coefficient d'équivalence ($\eta=15$)

$$\text{Alors : } Y'_G = h - Y_G = 17 - 8.71 = 8.29cm$$

$$\delta = d - Y_G = 15 - 8.71 = 6.29cm$$

➤ **Moment d'inertie de la section homogène :**

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times \left(\frac{h}{2} - Y_G\right)^2 + \eta A_s \times (d - Y_G)^2$$

$$I_0 = \frac{100 \times 17^3}{12} + 100 \times 17 \times \left(\frac{17}{2} - 8.71\right)^2 + 15 \times 3.3 \times (15 - 8.71)^2$$

$$I_0 = 43348.94 \text{ cm}^4$$

➤ **Déformations instantanées :**

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \rho}$$

$$\rho = \frac{A}{d \times b_0} = \frac{3.93}{15 \times 100} = 0.00262$$

Pour les déformations instantanées : $b_0 = b$; $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{100}{100}\right) 0.00262} = 8.01$$

➤ **Déformation de longue durée :**

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{100}{100}\right) 0.00262} = 3.20$$

➤ **Calcul du moment fléchissant d'ELS :**

$$g = \frac{(G_{\text{palier}} \times L_{\text{palier}}) + (G_{\text{paillasse}} \times L_{\text{paillasse}})}{(L_{\text{palier}} + L_{\text{paillasse}})}$$

g : c'est l'ensemble de la charge permanente.

J : charge permanente sans revêtement.

ρ : C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supporté par l'élément considéré .

$$g = \frac{(5.29 \times 1.20) + (8.94 \times 2.40)}{(1.20 + 2.40)} = 7.72 \text{ KN/ml}$$

$$j = \frac{(5.09 \times 1.20) + (8.74 \times 2.40)}{(1.20 + 2.40)} = 7.52 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = g + Q = 7.72 + 2.5 = 10.22 \text{ KN/ml}$$

$$M_g = \frac{0.85 \times g \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 7.72 \times 3.6^2}{8} = 10.63 \text{ KN/ml}$$

$$M_j = \frac{0.85 \times j \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 7.52 \times 3.6^2}{8} = 10.35 \text{ KN/ml}$$

$$M_\rho = \frac{0.85 \times \rho \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 10.22 \times 3.6^2}{8} = 14.07 \text{ KN/ml}$$

➤ **Calcul des contraintes des tractions effectives de l'armature:**

-Pour une section rectangulaire à la flexion simple, on applique la formule (61) (P. Charon) pour déterminer les contraintes, on a :

$$\rho_1 = 100 \times \rho = 100 \times 0.00262 = 0.262$$

-D'après le tableau n°7 (Annexe BAEL de P. Charon)

$$\Rightarrow \beta_1 = 0.9188$$

$$\sigma_g^s = \frac{M_g}{A \times \beta \times d} = \frac{10.63 \times 10^6}{393 \times 0.9188 \times 150} = 196.25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_j^s = \frac{M_j}{A \times \beta \times d} = \frac{10.035 \times 10^6}{393 \times 0.9188 \times 150} = 191.08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_\rho^s = \frac{M_\rho}{A \times \beta \times d} = \frac{14.07 \times 10^6}{393 \times 0.9188 \times 150} = 259.77 \text{ MPa}$$

❖ **Calcul du coefficient μ :**

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_g^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00262 \times 196.25 + 2.1} = 0.11$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_j^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00262 \times 191.08 + 2.1} = 0.10$$

$$\mu_\rho = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_\rho^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00262 \times 259.77 + 2.1} = 0.23$$

Donc :

$$I_{fv}^g = \frac{(1.1 \times I_0)}{(1 + \lambda_v \times \mu_g)} = \frac{(1.1 \times 43348.94)}{(1 + 3.20 \times 0.11)} = 35269.10 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^g = \frac{(1.1 \times I_0)}{(1 + \lambda_i \times \mu_g)} = \frac{(1.1 \times 43348.94)}{(1 + 8.01 \times 0.11)} = 25348.90 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^j = \frac{(1.1 \times I_0)}{(1 + \lambda_i \times \mu_j)} = \frac{(1.1 \times 43348.94)}{(1 + 8.01 \times 0.10)} = 26476.30 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^\rho = \frac{(1.1 \times I_0)}{(1 + \lambda_i \times \mu_\rho)} = \frac{(1.1 \times 43348.94)}{(1 + 8.01 \times 0.23)} = 16776.49 \text{ cm}^4$$

❖ Calcul de la flèche :

$$E_i = 11000^3 \sqrt{f_{c28}} = 11000^3 \sqrt{25} = 321642.2 \text{ MPa (BAEL 91.art A.2.1.21)}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 3700^3 \sqrt{25} = 10818.87 \text{ MPa (BAEL 91.art A.2.1.22)}$$

$$f_v^g = \frac{M_g \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}^g} = \frac{10.63 \times 10^6 \times (3600)^2}{10 \times 10818.87 \times 35269.10 \times 10^4} = 3.61 \text{ mm}$$

$$f_i^g = \frac{M_g \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fi}^g} = \frac{10.63 \times 10^6 \times (3600)^2}{10 \times 32164.2 \times 25348 \times 10^4} = 1.68 \text{ mm}$$

$$f_j^j = \frac{M_i \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fj}^j} = \frac{10.35 \times 10^6 \times (3600)^2}{10 \times 10818.87 \times 26476.30 \times 10^4} = 1.57 \text{ mm}$$

$$f_i^p = \frac{M_i \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fv}^p} = \frac{14.07 \times 10^6 \times (3600)^2}{10 \times 10818.87 \times 16776.49 \times 10^4} = 3.37 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = f_g^v - f_j^i + f_p^i - f_g^i = 3.61 - 1.57 + 3.37 - 1.68 = 3.73 \text{ mm} = 0.373 \text{ cm}$$

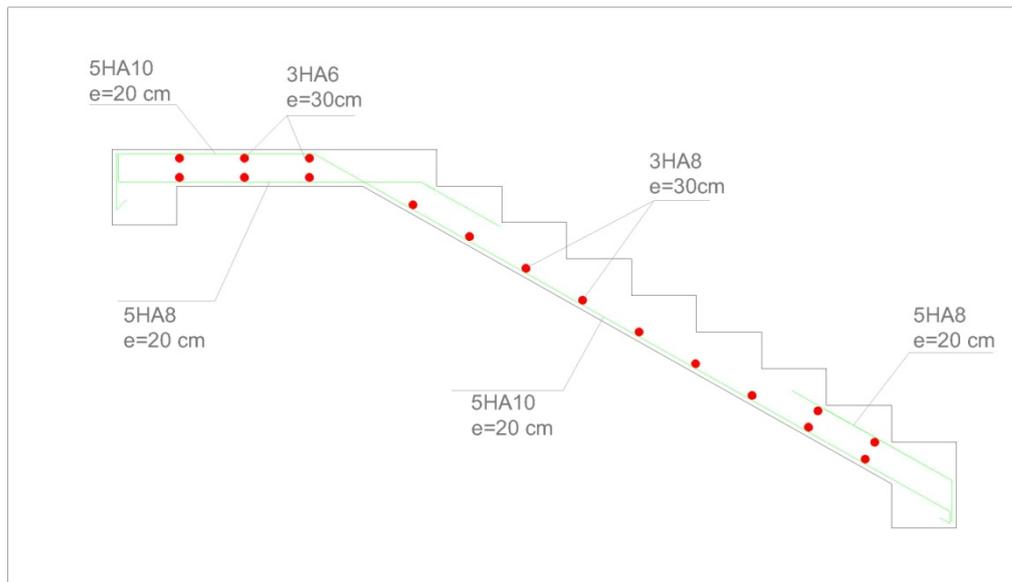
$$f_{adm} = 0.5 + \frac{360}{1000} = 0.37 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = 0.373 < f_{adm} = 0.37 \text{ cm}$$

Alors la condition de flèche est vérifiée.

III .3.1.1 ferrailage d'escalier :

Fig III .3.5. Schéma de ferrailage de l'escalier



III . 3.2 Calcul De La Poutre Palier :

❖ Introduction :

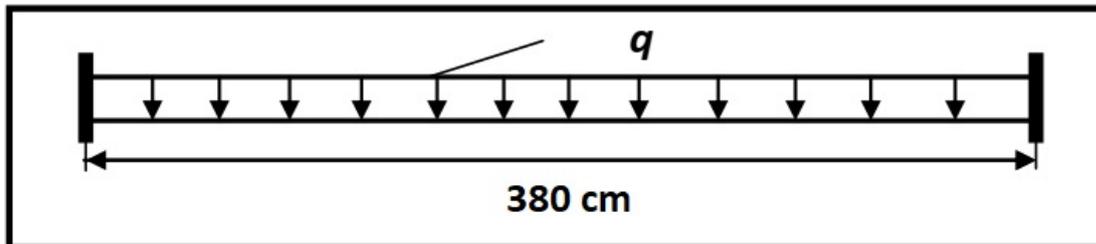
La poutre palière est une poutre d'appui pour le palier de l'escalier, elle est calculée comme

une section rectangulaire travaillant à la flexion simple et à la torsion, elle est soumise à :

- son poids propre "pp".
- poids du mur extérieur pm.
- La réaction de la volée.

❖ **Prédimensionnement :**

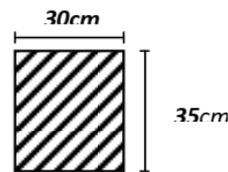
Fig. III.3.6: Schéma de la Poutre Palier



$$h \geq \left(\frac{l}{15} \div \frac{l}{10} \right) \quad l = 3.80 \text{ m}$$

$$h \geq \left(\frac{380}{15} \div \frac{380}{10} \right) \Rightarrow h \geq (25.3 ; 38)$$

Alors on prend: $h = 35 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$



Section (30x35) cm^2

❖ **Évaluation des charges :**

Poids propre de la poutre :

$$g = h \times b \times \gamma_{ba} = 0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.63 \text{ KN/ml}$$

Poids de palier : $p_1 = 5.29 \text{ KN/ml}$

Poids de la paillasse : $p_2 = 8.94 \text{ KN/ml}$

❖ **Calcul de la poutre à la flexion :**

Les charges permanentes : $G = g + p_1 + p_2 = 16.86 \text{ KN/ml}$

La surcharge : $q = 2.5 \times 0.30 = 0.75 \text{ KN/ml}$

$$\text{ELU} : P_u = 1.35G + 1.5Q$$

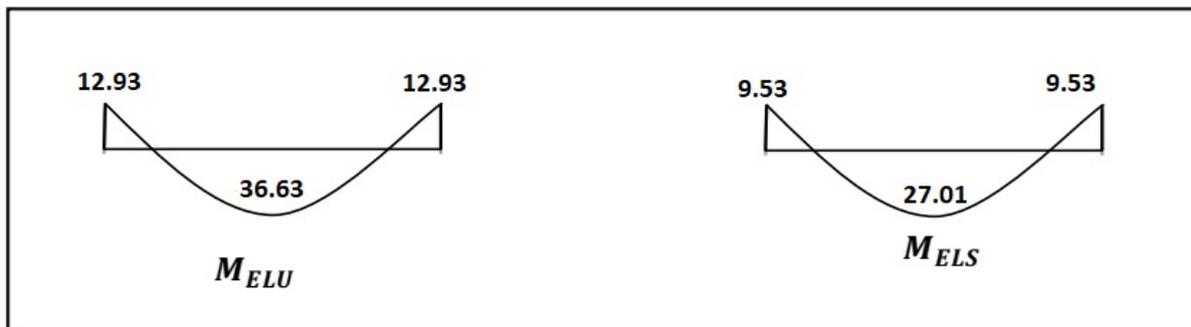
$$\text{ELS} : P_s = G + Q$$

$$M_0 = \frac{p \times l^2}{8} ; M_t = 0.85M_0 ; M_a = 0.30M_0 ; T = \frac{p \times l}{2}$$

	$P(\frac{KN}{ml})$	$M_0(KN.m)$	$M_t(KN.m)$	$M_a(KN.m)$	$T_u (KN)$
ELU	23.88	43.10	36.63	12.93	45.37
ELS	17.61	31.78	27.01	9.53	33.45

Tab. III.3. 8. Moments et Effort Tranchants Poutre Paliere

Fig. III.3. 7 : Diagramme de moment



❖ Calcul de ferrailage :

- E.L.U :

L'enrobage :

c= 3 cm

d=h-c= 35-3=32cm

b = 30 cm

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2} ; \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) ; \beta = 1 - 0.4\alpha ; A_{cal} = \frac{M}{\sigma_s \times b \times \beta}$$

✓ Les armatures longitudinales :

Elément	$M_u(KN.m)$	μ	A	β	A_{cal}
Travée	36.63	0.083	0.108	0.95	3.46
Appui	12.93	0.029	0.036	0.98	1.18

Tab III.3.9 armatures longitudinales

- E.L.S :

➤ La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

➤ Section rectangulaire + flexion simple + les aciers de type FeE400, donc la vérification de σ_b est inutile, si la condition suivante est remplie.

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

	$M_u(KN.m)$	$M_{ser}(KN.m)$	γ	$f_{c28}(MPa)$	α	$\bar{\alpha}$	condition
En travée	36.63	27.01	1.35	25	0.108	0.425	Vérifiée
En appuis	12.93	9.53	1.35	25	0.036	0.425	Vérifiée

Tab III.3.10: vérification de la contrainte

❖ Condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2)

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.16 \text{ cm}^2$$

❖ Pourcentage minimale : BAEL91 (art B.6.4)

$$A'_{min} \geq 0.001 \times b \times h$$

❖ Pourcentage minimale : RPA99 /V2003

$$A_{min}^{RPA} = 0.5\% \times b \times h$$

Elément	$A_{cal}(cm)$	$A_{min}(cm)$	$A'_{min}(cm)$	$A_{min}^{RPA}(cm)$	$A_{max}(cm)$
Travée	3.46	1.16	1.05	5.25	5.25
Appui	1.18	1.16	1.05	5.25	5.25

Tab III.3 .11. : Armatures Longitudinale choisi

❖ Choix des armatures :

En travée : $A=5.25\text{cm}^2$ soit **4HA14=6.16cm²**

En appui : $A=5.25\text{cm}^2$ soit **4HA14=6.16cm²**

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement :BAEL91 (art A.5.1)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{45.37 \times 10^3}{300 \times 320} = 0.47 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28}; 5\text{MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.47 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

Exigence du RPA :

Armatures Transversales :

D'après le RPA (art.7.5.2.2) : $A_t = 0,003.S.b$

$$S = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_L\right) = \min\left(\frac{35}{4}, 12\phi_L\right) \Rightarrow S = 8.75 \text{ cm}$$

$A_t = 0.003 \times 8.75 \times 35 = 0.9187 \text{ cm}^2$, dans la zone nodale on adopte 2HA8(1.01cm²)

$$S \leq \frac{h}{2} = 17.5 \text{ cm} \quad \text{Dans la zone courante}$$

$A_t = 0.003 \times 17.5 \times 35 = 1.38 \text{ cm}^2$ donc on adopte 4HA8(2.01cm²)

❖ **Vérification De La Flèche :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{35}{380} \geq \frac{0.85M_0}{10M_0} \Rightarrow 0.092 > 0.085 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.16}{30 \times 32} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.0064 < 0.0105 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{380} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.092 > 0.0625 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

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

❖ **Calcul de la poutre a la torsion :**

La torsion de la poutre paliere est provoquée par la flexion de la paillasse.

$$M_{tor} = M_a \times \frac{l}{2} = 12.93 \times \frac{3.5}{2} = 24.60 \text{ KN.m}$$

Le moment de torsion maximale.

❖ **Vérification du béton :**

- **Contrainte tangente due à l'effort tranchant :BAEL (art A.5.4.21)**

On remplace la section réelle par une section creuse équivalent dont l'épaisseur de paroi "bt"est égale aux (1/6) du diamètre du plus grande cercle qui il est possible d'inscrire dons lecontourextérieur de la section.

$$T_{uv} = \frac{T_u}{2 \times \Omega \times b_0}$$

T_u : moment de torsion ($T_u=45.37\text{KN}$)

$$b_0 = b_t = \frac{b}{6} = 5$$

Ω : Aire du contour à mi- épaisseur.

$$\Omega = (h - b_t) \times (b - b_t) = 750 \text{ cm}^2$$

$$T_{uv} = \frac{45.37 \times 10^3}{2 \times 750 \times 5} = 6.04 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^2 \times \tau_{uv}^2 \leq \tau_{adm}^2 \Rightarrow (0.47)^2 \times (6.04)^2 = 8.05 \leq 10.56 \quad \Rightarrow \text{C.V}$$

☒ **Les armatures longitudinales :**

$$A_l = \frac{U \times M_{tor}}{2 \times \Omega \times \sigma_s}$$

$$U = 2[(b - e) + (h - e)] = 2[(30 - 5) + (35 - 5)] \Rightarrow U = 110 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{1100 \times 24.60 \times 10^6}{2 \times 750 \times 10^2 \times 348} \Rightarrow A_l = 5.18 \text{ cm}^2$$

	Flexion	Torstion	$A_t(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adp}(\text{cm}^2)$
Traveé	5.25	$\frac{5.18}{2} = 2.59$	6.16	6.16	6HA12=6.70
Appui	5.25	$\frac{5.18}{2} = 2.59$	6.16	6.16	6HA12=6.70

☒ **Armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_t}{2 \times \Omega \times \sigma_s} = \frac{36.63 \times 10^3}{2 \times 750 \times 348} = 0.07 \text{ cm}^2$$

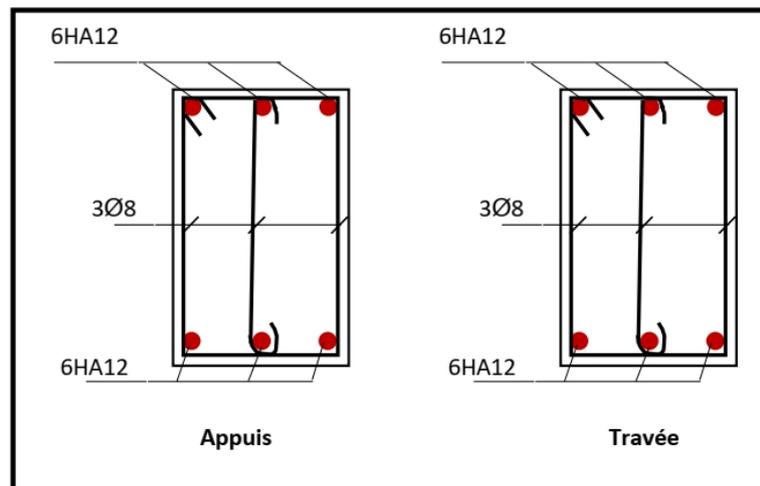
A_t : Section d'armature transversale.

S_t : L'espacement d'armature.

On pren dn espacement de 15cm Soit : $3\emptyset 8 = 1.51 \text{ cm}^2$

III.3.2.1 Dessin De Ferrailage De La Poutre Palière :

Fig III.3.8 .Schéma de ferrailage de la poutre palière



III.4 Etude Du Plancher :

III.4.1 Introduction :

Les planchers sont des éléments horizontaux de la structure capables de reprendre les charges verticales.

On peut considérer les corps creux comme des poids morts n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage.

Plancher = Poutrelles + Corps creux + Dalle de compression.

Plancher à corps creux (16+4) pour tous les étages :

16cm :courp creux

4cm :dalle de compresion

III.4.2 Calcul des planchers (Charge permanente et surcharge) :

Plancher étage terrasse (inaccessible) :

$$G=6.33 \text{ KN/m}^2$$

$$Q=1\text{KN/m}^2$$

Plancher étage courant et RDC :

$$G=4.38 \text{ KN/m}^2$$

$$Q=1.5\text{KN/m}^2$$

Calcul la charge "P" à L'ELU et L'ELS :

$$P_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65$$

$$P_{ser} = (G + Q) \times 0.65$$

Niveau	G(KN /m ²)	Q(KN /m ²)	$P_u (\frac{KN}{ml})$	$P_{ser} (\frac{KN}{ml})$
étage terrasse	6.33	1	6.52	4.47
étage courant et RDC	4.38	1.5	5.30	3.79

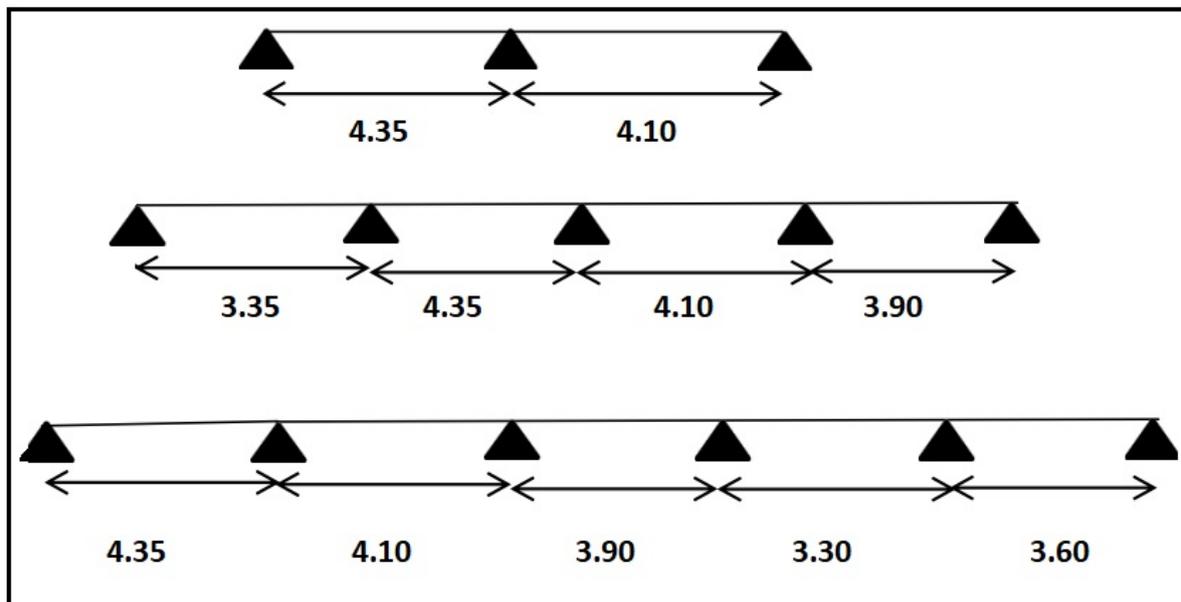
Tab III.4.1 : Calcul la charge "P" à L'ELU et L'ELS

III.4.3 Les types des planchers :

Dans le cas de notre projet on a trois types de poutrelles :

- Poutre repose sur 3 appuis
- Poutre repose sur 5 appuis
- Poutre repose sur 6 appuis

Fig. III.4.1. Les types des planchers



III.4.4 La méthode de calcul de poutrelles :

III.4.4.1 La méthode forfaitaire :

On applique la méthode forfaitaire pour le calcul des planchers à surcharge modérée

III.4.4.2 Condition d'application :

✓ Plancher à surcharge modérée : $Q \leq (2G; 5 KN/m^2)$

- Plancher étage courant et RDC :

$$G=4.38 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \leq \left(2 \times 4.38 = 8.76 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} ; 5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \right) \dots\dots\dots C.V$$

- Plancher terrasse inaccessible :

$$G=6.33 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \leq \left(2 \times 6.33 = 12.66 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} ; 5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \right) \dots\dots\dots C.V$$

$$\checkmark \text{ Le rapport : } \mathbf{0.8} \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq \mathbf{1.25}$$

$$\text{Type 1 : } \mathbf{0.8} \leq \frac{4.35}{4.10} = \mathbf{1.06} \leq \mathbf{1.25} \dots\dots\dots C.V$$

$$\text{Type 2 : } \mathbf{0.8} \leq \frac{3.35}{4.35} = \mathbf{0.77} ; \frac{4.10}{3.90} = \mathbf{1.05} \leq \mathbf{1.25} \dots\dots\dots C.V$$

$$\text{Type 3 : } \mathbf{0.8} \leq \frac{4.35}{4.10} = \mathbf{1.06} ; \frac{3.30}{3.60} = \mathbf{0.91} \leq \mathbf{1.25} \dots\dots\dots C.V$$

- ✓ Le moment d'inertie est constant sur toute la longueur de la travéeC.V
 - ✓ Fissuration peu nuisibleC.V
- Donc la méthode forfaitaire est applicable.

III.4.5 Calcul des moments :

III.4.5.1 Le moment isostatique :

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

III.4.5.2 Les moments en appui :

- $0.2M_0$ pour appui de rive
- $0.6M_0$ pour appui voisins des appuis de rive pour poutre de deux travées
- $0.4M_0$ pour les appuis intermédiaires (plus trois travées)

Fig. III.4.2. diagramme de moment (type1).

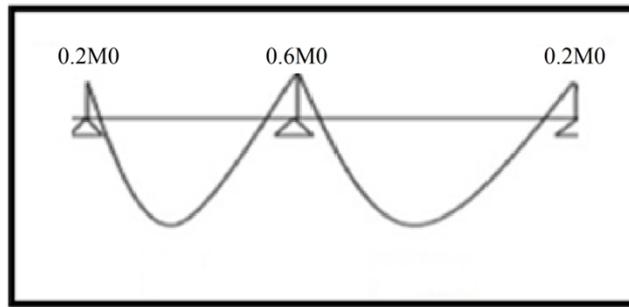


Fig. III.4.3.diagramme de moment (type2).

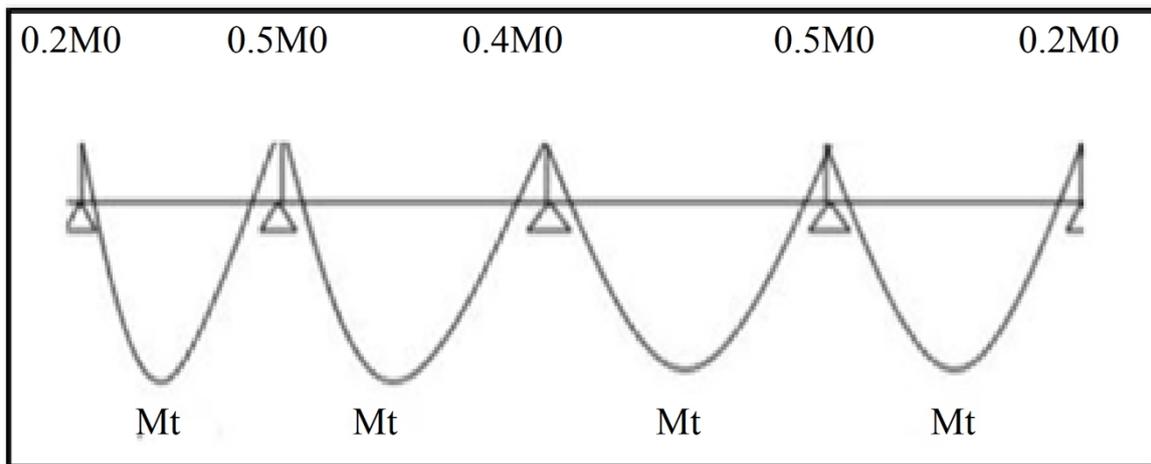
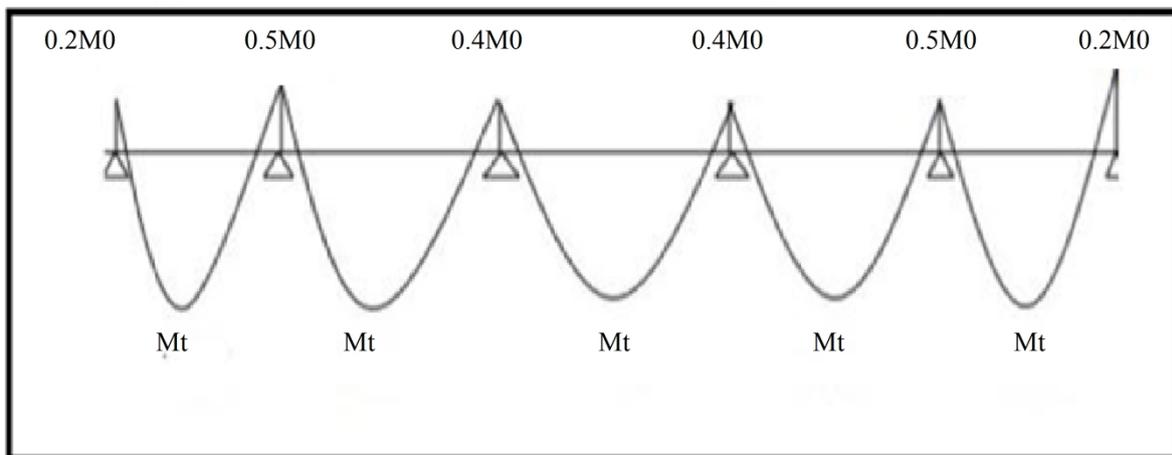


Fig. III.4.4.diagramme de moment (type4).



III.4.5.3 Les moments en travée :

$$M_t = \text{MAX} \left\{ \begin{array}{l} \text{MAX}[1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0 - \frac{M_g - M_d}{2}] \\ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 (\text{travée de rive}) \\ \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 (\text{travée intermédiaire}) \end{array} \right.$$

M₀: Moment Isostatique d'une travée.

M_t : Moment d'une travée.

M_d : Moment droit.

M_g : Moment gauche.

Calcul α rapport des charges :

$$\alpha_{terrasse} = \frac{Q}{Q + G} = 0.14$$

$$\alpha_{étage} = \frac{Q}{Q + G} = 0.25$$

III.4.6 Etude de plancher Etude de plancher

☒ Etude de plancher terrasse :

A L'E.L.U : Pu=6.52 KN/ml

Les moments isostatiques :

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

Calcul de moment :

✓ La travée de rive :

$$M_t = \text{MAX} \left\{ \begin{array}{l} \text{MAX}[1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0 - \frac{M_g - M_d}{2}] \\ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \end{array} \right.$$

La travée intermédiaire :

$$M_t = \text{MAX} \left\{ \begin{array}{l} \text{MAX}[1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0 - \frac{M_g - M_d}{2}] \\ \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \end{array} \right.$$

Type	Travée	L(m)	Pu	M ₀	M _w	M _e	M _t	T _w	T _e
A	a-b	4.35	6.52	15.42	3.08	9.25	16.19	17.26	-11.09

	b-c	4.10	6.52	13.70	8.22	2.74	14.38	10.62	-16.10
B	a-b	3.35	6.52	10.27	2.05	5.13	10.78	13.11	-10.03
	b-c	4.35	6.52	15.42	7.71	6.16	16.19	13.40	-14.95
	c-d	4.10	6.52	13.70	5.48	6.85	14.38	19.53	-7.20
	d-e	3.90	6.52	12.39	6.19	2.47	13.00	10.98	-14.43
C	a-b	4.35	6.52	15.42	3.08	7.71	16.19	16.49	-11.86
	b-c	4.10	6.52	13.70	6.85	5.48	14.38	12.68	-14.05
	c-d	3.90	6.52	12.39	4.95	4.95	13.00	12.71	-12.71
	d-e	3.30	6.52	8.87	3.54	4.43	9.31	11.20	-10.31
	e-f	3.60	6.52	10.56	5.28	2.11	11.08	10.15	-13.32

Tab III.4.2 : Etude de plancher terrasse L'ELU

✓ A L'E.L.S : Pser= 4.76KN/ml

Type	Travée	L(m)	Pu	M ₀	M _w	M _e	M _t
A	a-b	4.35	4.76	11.25	2.25	6.75	11.81
	b-c	4.10	4.76	10.00	6	2	10.5
B	a-b	3.35	4.76	7.49	1.49	3.74	7.86
	b-c	4.35	4.76	11.25	5.62	4.5	11.81
	c-d	4.10	4.76	10.00	4	5	10.5
	d-e	3.90	4.76	9.04	4.52	1.80	9.49
C	a-b	4.35	4.76	11.25	2.25	5.62	11.81
	b-c	4.10	4.76	10.00	4	4	10.5
	c-d	3.90	4.76	9.04	3.61	3.61	9.49
	d-e	3.30	4.76	6.47	2.58	3.23	6.79
	e-f	3.60	4.76	7.71	3.85	1.54	8.09

Tab III.4.3 Etude de plancher terrasse L'ELS

☒ Etude de plancher étage courant et RDC :

✓ A L'E.L.U : Pu=5.30KN/ml

Les moments isostatiques :

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

Calcul de moment :

✓ La travée de rive :

$$M_t = \text{MAX} \left\{ \begin{array}{l} \text{MAX}[1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0 - \frac{M_g - M_d}{2}] \\ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \end{array} \right.$$

La travée intermédiaire :

$$M_t = \text{MAX} \left\{ \begin{array}{l} \text{MAX}[1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0 - \frac{M_g - M_d}{2}] \\ \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \end{array} \right.$$

Type	Travée	L(m)	Pu	M ₀	M _w	M _e	M _t	T _w	T _e
A	a-b	4.35	5.30	12.53	2.50	7.51	13.15	14.03	-9.02
	b-c	4.10	5.30	11.13	6.67	2.22	11.68	8.64	-13.09
B	a-b	3.35	5.30	8.34	1.66	4.17	8.75	10.13	-7.62
	b-c	4.35	5.30	12.53	6.26	5.01	13.15	10.90	-12.16
	c-d	4.10	5.30	11.13	4.45	5.56	11.68	11.42	-10.31
	d-e	3.90	5.30	10.07	5.03	2.01	10.57	8.82	-11.84
C	a-b	4.35	5.30	12.53	2.50	6.26	13.15	13.40	-9.64
	b-c	4.10	5.30	11.13	5.56	4.45	11.68	10.31	-11.42
	c-d	3.90	5.30	10.07	4.02	4.02	10.57	10.33	-10.33
	d-e	3.30	5.30	7.21	2.88	3.60	7.57	9.10	-8.38
	e-f	3.60	5.30	8.58	4.29	1.71	9.00	8.25	-10.83

Tab III.4.4 : Etude de plancher étage courant L'ELU

✓ A L'E.L.S : Pser= 3.79KN/ml

Type	Travée	L(m)	Pu	M ₀	M _w	M _e	M _t
A	a-b	4.35	3.79	8.96	1.79	5.37	9.40
	b-c	4.10	3.79	7.97	4.77	1.59	8.35
B	a-b	3.35	3.79	5.31	1.06	2.65	5.57
	b-c	4.35	3.79	8.96	4.48	3.58	9.40
	c-d	4.10	3.79	7.97	3.18	3.98	8.35
	d-e	3.90	3.79	7.20	3.6	1.44	7.56
C	a-b	4.35	3.79	8.96	1.79	4.48	9.40
	b-c	4.10	3.79	7.97	3.98	3.18	8.35
	c-d	3.90	3.79	7.20	2.88	2.88	7.56
	d-e	3.30	3.79	5.15	2.06	2.57	5.40
	e-f	3.60	3.79	6.13	3.06	1.22	6.43

Tab III.4.5: Etude de plancher étage courant et RDC L'ELS

☒ Type A

$$E.L.U = \begin{cases} M_T = 16.19 \text{ KN.m} \\ M_a = 9.25 \text{ KN.m} \end{cases} \rightarrow 25.44 \begin{cases} M_t = 0.6 \times 25.44 = 15.26 \text{ KN.m} \\ M_a = 0.6 \times 25.44 = 5.08 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$E.L.S = \begin{cases} M_T = 11.81 \text{ KN.m} \\ M_a = 6.75 \text{ KN.m} \end{cases} \rightarrow 18.56 \begin{cases} M_t = 0.6 \times 18.56 = 11.13 \text{ KN.m} \\ M_a = 0.6 \times 18.56 = 3.71 \text{ KN.m} \end{cases}$$

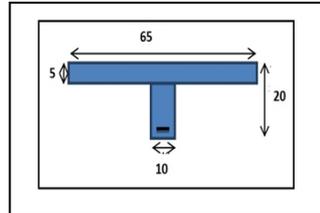
III.4.7 Calcul du ferrailage :

III.4.7 .1Les moment max dans les types :

$$E.L.U = \begin{cases} M_T = 15.26 \text{ KN.m} \\ M_a = 5.08 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$E.L.S = \begin{cases} M_T = 11.13 \text{ KN.m} \\ M_a = 3.71 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.4.7.2 Les caractéristiques géométriques des poutrelles :



$$\begin{cases} b_0 = 10 \text{ cm} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \\ c = 3 \text{ cm} \end{cases}$$

III.4.7.3 Calcul des armatures longitudinales :

•E.L.U

✓En travées :

$$M_t^{max} = 15.26 \text{ KN.m} = 15260 \text{ N.m}$$

$$M_{tab} = \bar{\sigma} \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.2 \times 650 \times 40 \times \left(170 - \frac{40}{2} \right)$$

$$M_{tab} = 55380000 \text{ N.mm} = 55380 \text{ N.m}$$

$$M_t^{max} = 15260 \text{ N.m} \leq M_{tab} = 55380 \text{ N.m}$$

Donc la section en "T " sera calculée comme une section rectangulaire de largeur b = 65cm.

✓ En appuis :

$$M_{appui}^{max} = -5.08 \text{ KN.m} \rightarrow M_{appui} \leq 0$$

Le moment sur appuis est négatif donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur $b_0 = 10 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2}; \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}); \beta = 1 - 0.4\alpha; A_{cal} = \frac{M}{\sigma_s \times b \times \beta}$$

❖ Tableau Récapitulatif Des Résultats :

Element	M(kn .m)	μ	μ_l	α	β	$A_{cal}(cm^2)$
Sur appui	5.08	0.123	0.392	0.16	0.93	0.92
Sur travée	15.26	0.057	0.392	0.07	0.97	2.65

❖ Vérification

➤ Condition de non fragilité : B.A.E.L (1.4.2.1)

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

$$EN\ TRAVEE : A_{min} \geq 0.23 \times 65 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 1.33\ cm^2$$

$$EN\ APPUI : A_{min} \geq 0.23 \times 10 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 0.20\ cm^2$$

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

$$A'_{min} \geq 0.001 \times b \times h$$

$$EN\ TRAVEE : A'_{min} \geq 0.001 \times 65 \times 20 = 1.30\ cm^2$$

$$EN\ APPUI : A'_{min} \geq 0.001 \times 10 \times 20 = 0.20\ cm^2$$

✓ Tableau Récapitulatif Du Ferrailage : $A = MAX(A_{cal}; A_{min}; A'_{min})$

Element	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A'_{min}(cm^2)$	$A_{max}(cm^2)$	$A_{adp}(cm^2)$
Travée	2.65	1.33	1.30	2.65	3HA12=3.39
Appui	0.92	0.20	0.20	0.92	2HA8=1.01

✓ Vérification a l'état limite de service :

En considère que la fissuration est peu préjudiciable la vérification ce fait comme suite :

Calcule de (y_1) par résolution d'équation suivant :

La résolution de cette équation est résumée comme suit :

$$\frac{b \times Y_1^2}{2} - 15 \times A(d - Y_1) = 0$$

La résolution de cette équation est résumée comme suit :

$$D = 15 \frac{A}{b} \quad E = 2.D.d$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} ; \alpha_1 = \frac{Y_1}{d}$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3} ; K_1 = 15 \times \frac{(1 - \alpha_1)}{\alpha_1}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A \times \beta_1 \times d} ; \sigma_b = \frac{2 \times M}{\alpha_1 \times \beta_1 \times d^2 \times b}$$

✓ **La vérification des contraintes en travée :**

En travée : $M_t^{max} = 15.26 \text{ KN.m}$

$$D = 15 \frac{3.39}{65} = 0.78 \quad E = 2 \times 0.78 \times 17 = 26.52$$

$$Y_1 = -0.78 + \sqrt{0.78^2 + 26.52} = 4.42 ; \alpha_1 = \frac{4.42}{17} = 0.26$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{0.26}{3} = 0.91 ; K_1 = 15 \times \frac{(1 - 0.26)}{0.26} = 42.69$$

$$\sigma_s = \frac{15.26 \times 10^6}{339 \times 0.91 \times 170} = 290.98 \text{ MPa} ; \sigma_b = \frac{2 \times 15.26 \times 10^6}{0.26 \times 0.91 \times 170^2 \times 650} = 6.86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 290.98 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots C.V$$

$$\sigma_b = 6.86 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots C.V$$

✓ **La vérification des contraintes en appuis :**

$M_{appui}^{max} = 5.08 \text{ KN.m}$

Après les calculs en trouve :

$$D = 15 \frac{1.01}{65} = 0.23 \quad E = 2 \times 0.23 \times 17 = 7.82$$

$$Y_1 = -0.23 + \sqrt{0.23^2 + 7.82} = 2.57 ; \alpha_1 = \frac{2.57}{17} = 0.15$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{0.15}{3} = 0.95 ; K_1 = 15 \times \frac{(1 - 0.15)}{0.15} = 85$$

$$\sigma_s = \frac{5.08 \times 10^6}{101 \times 0.95 \times 170} = 311.43 \text{ MPa} ; \sigma_b = \frac{2 \times 5.08 \times 10^6}{0.15 \times 0.95 \times 170^2 \times 650} = 3.79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 311.43 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots C.V$$

$$\sigma_b = 3.79 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots C.V$$

➤ **Vérification de la contrainte limite de cisaillement : BAEL 91(art. A.5.1.1)**

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 \times d}$$

V_u^{max} : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de E.L.U.

b_0 : Désigne de largeur de l'âme.

d : La hauteur utile de la nervure.

$$\tau_u = \frac{16.10 \times 10^6}{100 \times 170} = 0.94 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.20^{f_{cj}} / \gamma_b; 5 \text{ MPa}) \text{ Fissuration peu nuisible (BAEL (A.5.1,211)).}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.20^{25} / 1.5 = 3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.94 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots C.V$$

➤ **Diamètre minimale Φ :BAEL91 (A.7.2, 2)**

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

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales.fc

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}; 8; \frac{100}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(5.71; 8; 10)$$

Soit $\phi_t = 5 \text{ mm}$

Donc en adopte des cadres $\phi 5$ d'où : $A_t = 2\phi 5 = 0.39 \text{ cm}^2$; de nuance FeE235

➤ **Espacement des cadres : BAEL91 (A.5.1, 22)**

$$S_{t1} \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow \min(0.9 \times 17; 40 \text{ cm}) = 15.3 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \times 235}{0.5 \times 10} = \frac{0.39 \times 235}{0.5 \times 10} = 18.33 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s \times b_0 \times (\tau_u - k \times 0.3 \times f_{t28})} \dots\dots\dots \text{avec } k = 1 \text{ (en flecion simple)}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 \times 0.39 \times 235}{1.15 \times 10 \times (0.94 - 1 \times 0.3 \times 2.1)} = 23.13 \text{ cm}$$

Soit $S_t \leq \min(15.3; 18.33; 23.13) \rightarrow S_t \leq 15.3 \text{ cm}$

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

➤ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :BAEL91 (A.5.1 ,313)**

a-Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que l'on a :

$$V_u \leq \frac{0.8 \times b_0 \times a \times f_{c28}}{\gamma_b \times 2}$$

Au maximum $a = 0.9d = 0.9 \times 17 = 15.3 \text{ cm}$

$$V_u = 16100 \text{ N} \leq \frac{0.8 \times 100 \times 153 \times 25}{1.5 \times 2} = 102000 \text{ N} \dots\dots\dots C.V$$

b- Au droit d'appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être telle que l'on ait :

$$A > \gamma_s \times \frac{V_s}{f_e}$$

$$A = 3.39 \text{ cm}^2 = 339 \text{ mm}^2$$

$$A = 339 \text{ mm}^2 > \gamma_s \times \frac{V_s}{f_e} = 1.15 \times \frac{16.10 \times 10^3}{400} = 46.28 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots C.V$$

➤ **La dalle mince (Table de compression) :BAEL91 (B.6.8, 423)**

Le hourdis doit avoir un quadriallage de barres dont les dimensions de mailles sont définie comme suit:

- ✓ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ✓ 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.
- ✓ Treillis soudé FeE500 $f_e = 400 \text{ MPa}$

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

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L_n}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2$$

On adapte $5\emptyset 5 = 0.98 \text{ cm}^2$

***Espacement** : n :nombres des barres.

$$S_t = \frac{100}{n} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

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

***Pour les armatures parallèles aux nervures :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2$$

On adopte $3\emptyset 5 = 0.59 \text{ cm}^2$

***Espacement** :

$$S_t = \frac{100}{n} = \frac{100}{3} = 33.3 \text{ cm}$$

$$S_t = 30 \text{ cm}^2$$

➤ Vérification de la flèche : (BAEL91 B.6.8.424)

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{20}{435} \geq \frac{15.26}{10 \times 15.42} \Rightarrow 0.045 < 0.065 \dots\dots\dots C.N.V$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{65 \times 17} \leq \frac{3.6}{400} \Rightarrow 0.003 < 0.009 \dots\dots\dots C.V$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{20}{435} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow 0.045 < 0.044 \dots\dots\dots C.V$$

Calcul de la flèche :

$$\text{Flèche admissible : } f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{4350}{500} = 8.7 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = f_g^v - f_j^i + f_p^i - f_g^i < f_{adm}$$

• **Calcul de la flèche : BAEL91(Art : B.6.5.3) (p : 107).**

➤ **Position de centre de gravité de la section homogène :**

$$Y_G = \frac{bh \frac{h}{2} + \eta A_s d}{bh + \eta A_s} = 10.30 \text{ cm}$$

Alors :

$$Y'_G = h - Y_G = 20 - 10.30 = 9.7 \text{ cm}$$

$$\delta = d - Y_G = 17 - 10.30 = 6.7 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie de la section homogène :**

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times \left(\frac{h}{2} - Y_G\right)^2 + \eta A_s \times (d - Y_G)^2$$

$$I_0 = \frac{65 \times 20^3}{12} + 65 \times 20 \times \left(\frac{20}{2} - 10.30\right)^2 + 15 \times 3.93 \times (17 - 10.30)^2$$

$$I_0 = 46096.59 \text{ cm}^4$$

➤ **Déformations instantanées :**

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho}$$

$$\rho = \frac{A}{d \times b_0} = \frac{3.93}{17 \times 10} = 0.023$$

Pour les déformations instantanées : $b_0 = b ; f_{t28} = 2.1 \text{MPa}$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{10}{10}) 0.023} = 0.91$$

➤ **Déformation de longue durée :**

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{100}{100}) 0.00262} = 0.36$$

➤ **Calcul des contraintes fictives :**

g: poids propre = $4.35 \times 0.65 = 2.85 \text{ KN/m}^2$

p=g+q=2.85+1.5=4.35KN/m²

j=1.5*0.65=0.975KN/m²

$$M_g = \frac{g \times l^2}{8} = \frac{2.85 \times 4.35^2}{8} = 6.74 \text{ KN.m}$$

$$M_p = \frac{p \times l^2}{8} = \frac{4.35 \times 4.35^2}{8} = 10.28 \text{ KN.m}$$

$$M_j = \frac{j \times l^2}{8} = \frac{0.95 \times 4.35^2}{8} = 2.30 \text{ KN.m}$$

-Pour une section rectangulaire à la flexion simple, on applique la formule (61)

(P. Charon) pour déterminer les contraintes, on a :

$$\rho_1 = 100 \times \rho = 100 \times 0.023 = 2.3$$

-D'après le tableau n°7 (Annexe BAEL de P. Charon)

$$\Rightarrow \beta_1 = 0.8150$$

$$\sigma_g^s = \frac{M_g}{A \times \beta \times d} = \frac{6.74 \times 10^6}{393 \times 0.8150 \times 170} = 123.78 \text{MPa}$$

$$\sigma_j^s = \frac{M_j}{A \times \beta \times d} = \frac{2.30 \times 10^6}{393 \times 0.8150 \times 170} = 42.24 \text{MPa}$$

$$\sigma_{\rho}^s = \frac{M_{\rho}}{A \times \beta \times d} = \frac{10.28 \times 10^6}{393 \times 0.8150 \times 170} = 188.79 \text{ MPa}$$

❖ Calcul du coefficient μ :

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_g^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.023 \times 123.78 + 2.1} = 0.72$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_j^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.023 \times 42.24 + 2.1} = 0.38$$

$$\mu_{\rho} = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{\rho}^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.023 \times 188.79 + 2.1} = 0.81$$

Donc :

$$I_{fv}^g = \frac{(1.1 \times I_0)}{(1 + \lambda_v \times \mu_g)} = \frac{(1.1 \times 46096.59)}{(1 + 0.36 \times 0.72)} = 40268.62 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^g = \frac{(1.1 \times I_0)}{(1 + \lambda_i \times \mu_g)} = \frac{(1.1 \times 46096.59)}{(1 + 0.91 \times 0.72)} = 30634.51 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^j = \frac{(1.1 \times I_0)}{(1 + \lambda_i \times \mu_j)} = \frac{(1.1 \times 46096.59)}{(1 + 0.91 \times 0.38)} = 37677.40 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^{\rho} = \frac{(1.1 \times I_0)}{(1 + \lambda_i \times \mu_{\rho})} = \frac{(1.1 \times 46096.59)}{(1 + 0.91 \times 0.81)} = 29190.17 \text{ cm}^4$$

❖ Calcul de la flèche :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 321642.2 \text{ MPa (BAEL 91.art A.2.1.21)}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.87 \text{ MPa (BAEL 91.art A.2.1.22)}$$

$$f_v^g = \frac{M_g \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}^g} = \frac{6.74 \times 10^6 \times (4350)^2}{10 \times 10818.87 \times 40268.62 \times 10^4} = 2.91 \text{ mm}$$

$$f_i^g = \frac{M_g \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fi}^g} = \frac{6.74 \times 10^6 \times (4350)^2}{10 \times 32164.2 \times 30634.51 \times 10^4} = 1.29 \text{ mm}$$

$$f_i^j = \frac{M_i \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fi}^j} = \frac{2.30 \times 10^6 \times (4350)^2}{10 \times 10818.87 \times 37677.40 \times 10^4} = 0.35 \text{ mm}$$

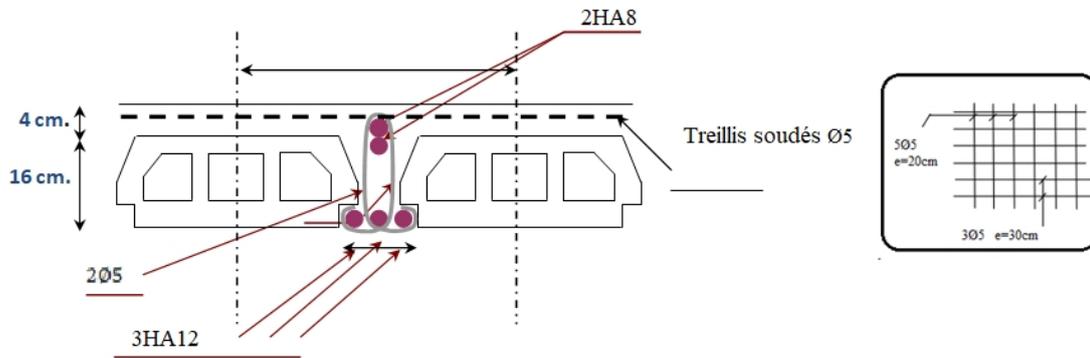
$$f_i^{\rho} = \frac{M_i \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fv}^{\rho}} = \frac{10.28 \times 10^6 \times (4350)^2}{10 \times 10818.87 \times 29190.17 \times 10^4} = 2.07 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = f_g^v - f_j^i + f_p^i - f_g^i = 2.91 - 0.35 + 2.07 - 1.29 = 3.35\text{mm}$$

$$\Delta f_t = 3.35\text{mm} < f_{adm} = 8.7 \text{ mm} \dots\dots\dots C.V$$

III.4.8 Présentation du ferrailage :

Fig III 4.5. Ferrailage des planchers.



Chapitre IV :

Etude dynamique

IV .1 Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

❖ Objectif de l'étude dynamique:

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

IV .2 Méthode de calcul :

Selon le RPA 99 le calcul des forces sismiques peut être mener suivant trois méthodes :

- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accéléré grammes.
- Méthode statique équivalente.

IV. 2.1. Méthode statique équivalente:

- Principe:

Dans cette méthode RPA propose de remplacer les forces réelles dynamique engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérées appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

IV .2.2. Méthode d'analyse modale spectrale:

- Principe :

Par 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.

✓ **Calcul Des Actions Sismiques (Selon La Méthode Dynamique Modale Spectrale)**

IV .3 Présentation du logiciel de calcul :

Le logiciel de calcul adopté pour effectuer cette Analyse, et logiciel **ROBOT Structural analyses Professional**.

Le système Robot est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures.

IV .3.1 Description de logiciel ROBOT :

- Il est connu exclusivement pour le calcul des bâtiments, il permet de modéliser facilement et rapidement tout type de bâtiment grâce à une interface graphique.
- Il permet une descente de charge automatique et rapide.
- Calcul automatique de centre de Torsion et centre de Masse ainsi que la prise en compte implicite de l'excentricité accidentelle.
- Les voiles sont modélisés comme des éléments (dalle) à (04 nœuds).
- Les Poteaux et les Poutres sont modélisés comme des éléments (barre) à (02 nœuds), (chaque nœud ayant (06) degré de liberté).
- Les Plancher sont considérés rigides dans leur plans et sont simulés par des diaphragmes.

buts de l'analyse dynamique:

- Détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure.
- Déterminer les modes et les périodes propres.

ROBOT considère un modèle brochette encastré à la base où les masses sont considérées concentrées au niveau de chaque plancher.

-La masse des planchers est calculée de manière à inclure une partie de la surcharges d'exploitation ($\beta = 0,2$) **tab.4.5.RPA99-v2003**.

IV .3.2. Détermination des paramètres du spectre de réponse:

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

- Coefficient d'accélération A:

- Zone(IIA) D'après la classification sismique de wilaya SETIF (RPA 99)

- Groupe d'usage 2 puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.

Alors d'après les deux critères précédents on obtient **A=0.15**

- Coefficient de comportement global de la structure R :

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 R.P.A99/v2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du R.P.A99/2003

Dans notre structure on a un système de contreventement mixte en béton armé.

Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R=5**

- Facteur de correction d'amortissement η :

$$\xi = 7\% \text{ donc } \eta = \sqrt{\frac{7}{2+3}} = 0.882 \geq 0.7 \Rightarrow \eta = 0.882$$

- Période T1 et T2 du site (S2 sol ferme) considéré:

$$\begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.40s \end{cases}$$

- Facteur de qualité Q :

Critère q	P _q	
	0	0.05
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05
2. Redondance en plan	0	0.05
3. Régularité en plan	0	0.05
4. Régularité en élévation	0	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.05

Tab. IV.1 . valeurs des pénalités p_q .

Alors à partir de tableau on trouve: **Q =1.20**

IV. 3.3. Nombre de modes à considérer:

D'après RPA99-v2003 (Art:4.3.4-a) :

Pour les structure représentées par des modèles plans de deux directions orthogonales, le nombre de Vibration a retenir dans chacune des deux directions de l'excitation doit être tel que :

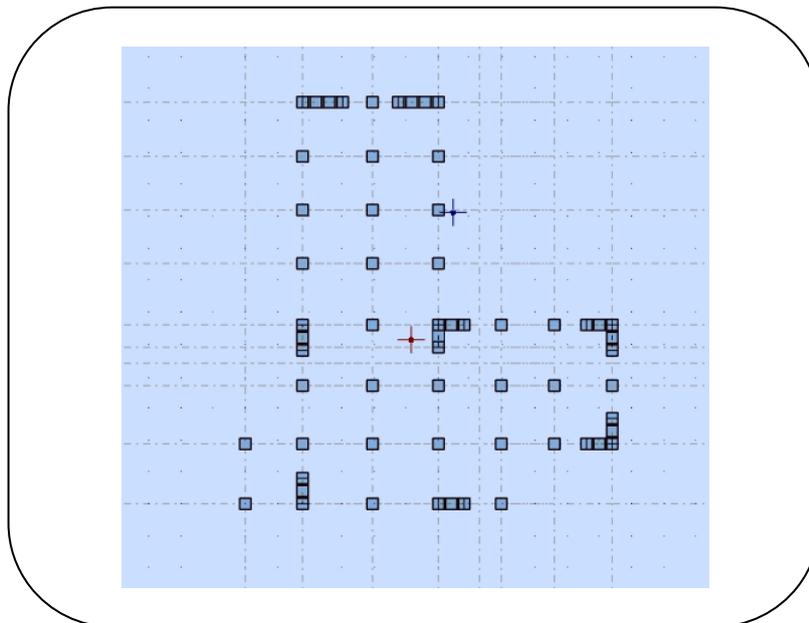
- _ La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale a **90** au moins de la masse totale de la structure.
- _ Ou que les modes ayant un masse model effective supérieure a De la masse Totale de la structure soient retenus pour les déterminations de la réponse totales de la structure
- _ Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

IV. 3.4. Analyse de la structure :

IV. 3.4.1 .Premier variante :

Après l'Analyse automatique par le logiciel ROBOT, on a tire les résultats suivant :

Fig. IV .1. Premier variante .



- **Périodes et factures de participation massique modale :**

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
3/ 1	1,10	0,91	7,50	62,31	0,0	7,50	62,31	0,0	2825995,13	2825995,13	0,0
3/ 2	1,21	0,83	65,87	73,39	0,0	58,37	11,08	0,0	2825995,13	2825995,13	0,0
3/ 3	1,69	0,59	73,01	75,68	0,0	7,13	2,29	0,0	2825995,13	2825995,13	0,0
3/ 4	3,62	0,28	73,44	86,77	0,0	0,43	11,10	0,0	2825995,13	2825995,13	0,0
3/ 5	4,19	0,24	85,06	87,62	0,0	11,62	0,85	0,0	2825995,13	2825995,13	0,0
3/ 6	6,39	0,16	86,82	87,97	0,0	1,76	0,35	0,0	2825995,13	2825995,13	0,0
3/ 7	6,83	0,15	86,82	92,81	0,0	0,01	4,84	0,0	2825995,13	2825995,13	0,0
3/ 8	8,41	0,12	91,88	92,83	0,0	5,06	0,02	0,0	2825995,13	2825995,13	0,0
3/ 9	10,20	0,10	91,89	92,88	0,0	0,01	0,05	0,0	2825995,13	2825995,13	0,0
3/ 10	10,35	0,10	91,90	95,45	0,0	0,00	2,57	0,0	2825995,13	2825995,13	0,0

Tab. IV.2. : Périodes et factures de participation massique modale(Premier variante).

Fig. IV.2. .Premier mode de vibration. Vue 3D et ue en plan (Premier variante)

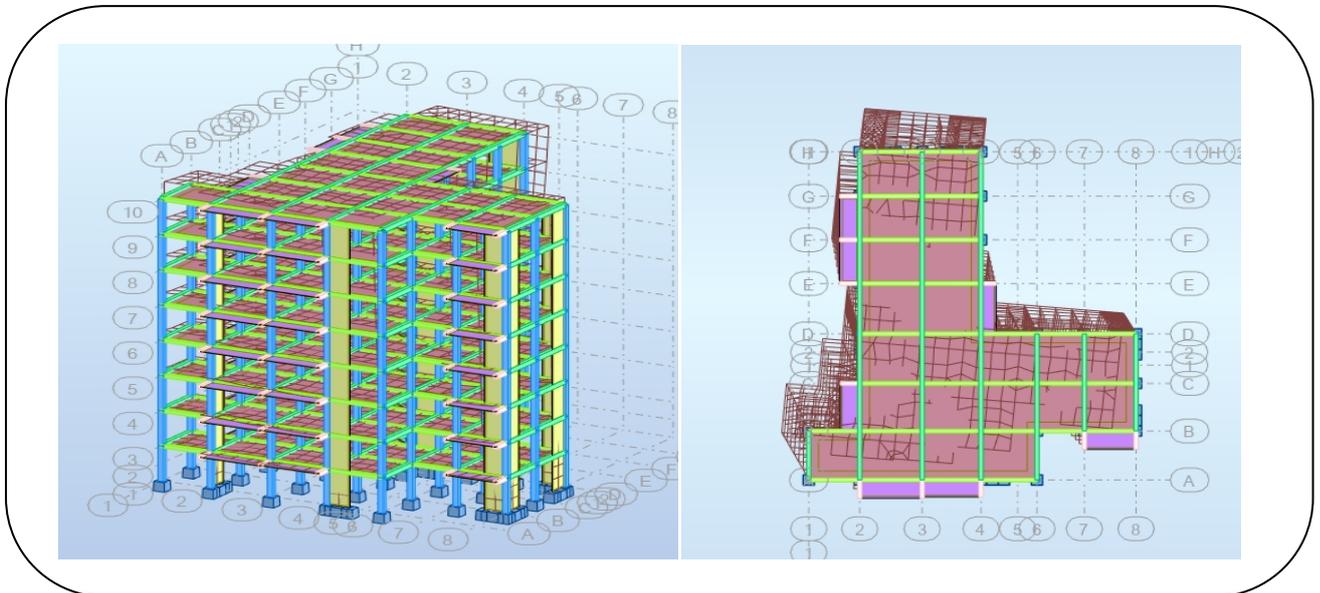


Fig. IV.3. Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan (Premier variante).

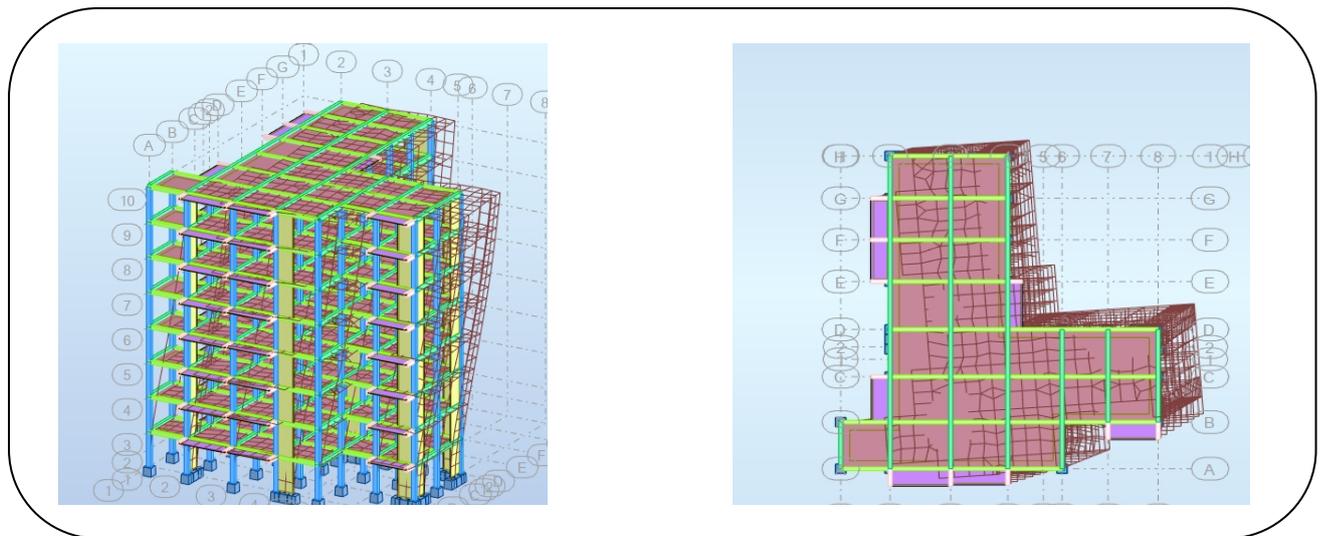
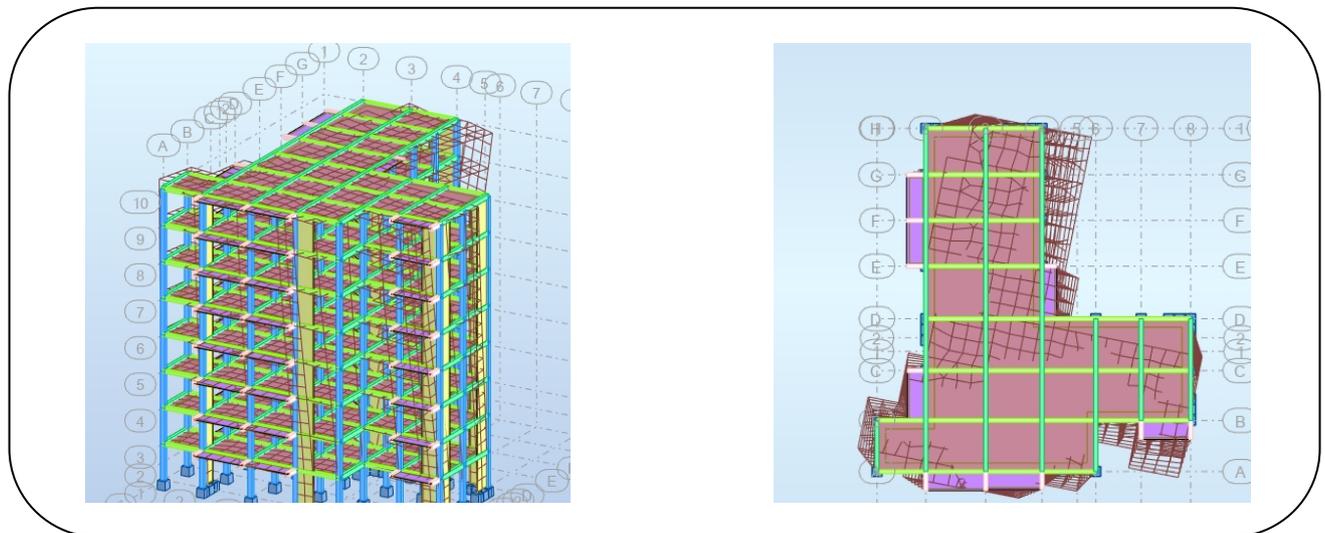


Fig. IV.4. Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan (Premier variante).

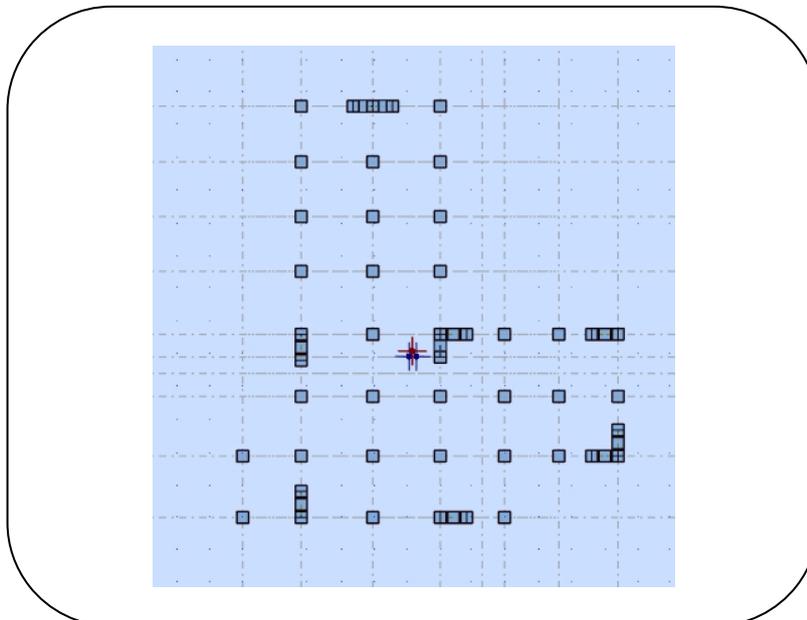


-Problématique :**• Interprétations des résultats:**

- On constate qu'il faut 7 modes pour attendre 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 62.31% de participation de masse modale.
- le 2^{eme} mode est un mode translation selon l'axe X avec 58.37% 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.

-La solution :**Proposition :**

- On change les positions des voiles
- On augmente les sections des poteaux(30X45)
- On utilisé les dimensions. Voile ép 18cm

IV .3.4.2 .Deuxième Variante :**Fig. IV.5 .Deuxième variante des voiles**

• Périodes et factures de participation massique modale :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
3/ 1	1,09	0,92	0,78	73,52	0,0	0,78	73,52	0,0	2790969,63	2790969,63	0,0
3/ 2	1,16	0,86	73,69	74,01	0,0	72,92	0,48	0,0	2790969,63	2790969,63	0,0
3/ 3	1,34	0,75	74,29	76,46	0,0	0,59	2,45	0,0	2790969,63	2790969,63	0,0
3/ 4	3,54	0,28	74,50	87,93	0,0	0,21	11,48	0,0	2790969,63	2790969,63	0,0
3/ 5	4,03	0,25	87,19	88,20	0,0	12,69	0,27	0,0	2790969,63	2790969,63	0,0
3/ 6	4,79	0,21	87,21	88,41	0,0	0,03	0,21	0,0	2790969,63	2790969,63	0,0
3/ 7	6,67	0,15	87,26	93,24	0,0	0,05	4,83	0,0	2790969,63	2790969,63	0,0
3/ 8	8,16	0,12	92,63	93,28	0,0	5,37	0,04	0,0	2790969,63	2790969,63	0,0
3/ 9	9,93	0,10	92,64	93,29	0,0	0,00	0,01	0,0	2790969,63	2790969,63	0,0
3/ 10	10,12	0,10	92,64	95,91	0,0	0,01	2,62	0,0	2790969,63	2790969,63	0,0

Tab. IV.3.: Périodes et factures da participation massique modale(deuxième variante)

Fig. IV.6. Premier mode de vibration Vue 3D et vue en plan (deuxième variante).

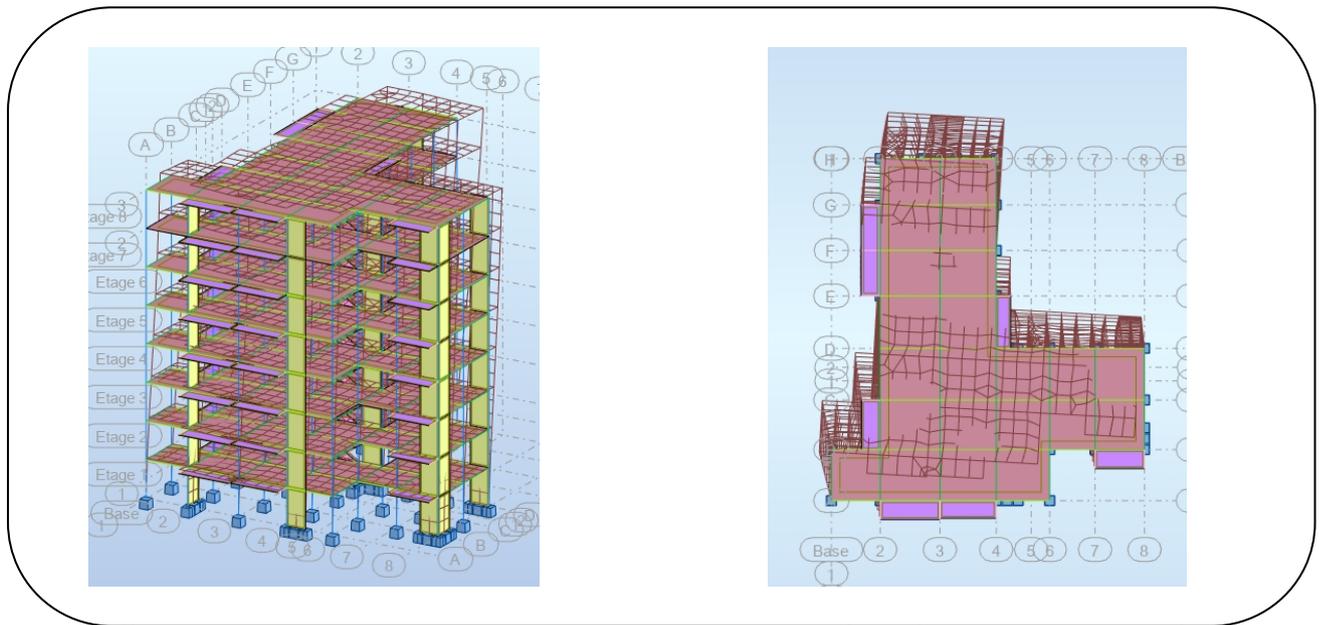


Fig. IV.7 .Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan(deuxième variante)

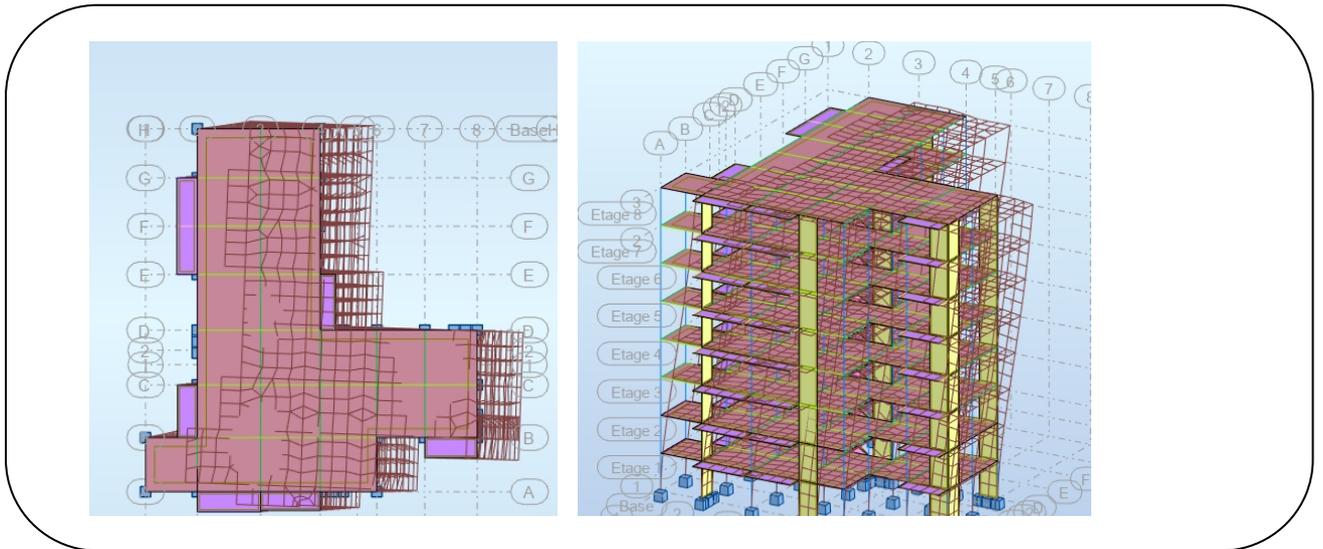
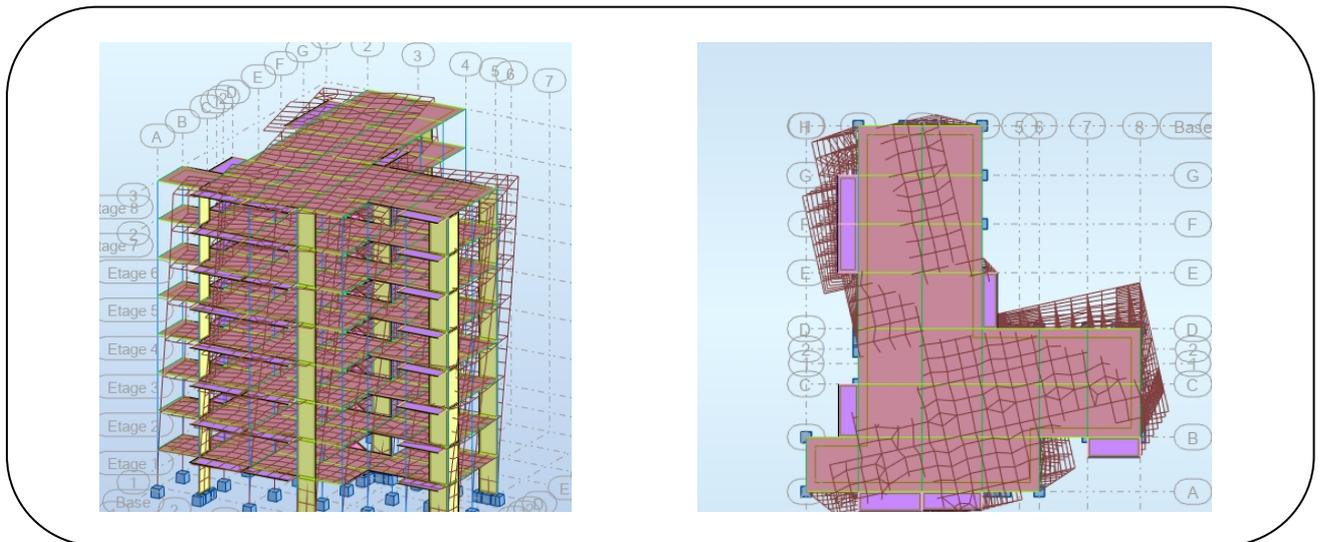


Fig. IV.8.Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan(deuxième variante)



- Conclusion :

- ✓ on constate qu'il faut 7 modes pour attendre 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 73.52 % de participation de masse modale.
- ✓ le 2^{eme} mode est un mode translation selon l'axe X avec 72.92 %de participation de masse modale.
- ✓ le 3^{eme} mode est mode torsion pure.

IV .4 L'effort tranchant de niveau pour l'étage :

	Sens (x-x)	Sens (y-y)
Niveau	FX [kN]	FY [kN]
RDC	1269,37	1225,87
1	1236,40	1187,20
2	1160,01	1112,47
3	1058,85	1010,69
4	933,30	886,45
5	779,27	741,96
6	599,91	564,34
7	368,14	345,66

Tableau IV.4 : Efforts tranchants à chaque niveau

➤ 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]
1269,37	424,56	1225,87	410,45	-42679,00	-8616,35

Tableau :IV .5. les efforts réduits sur les poteaux et les voiles.

$$\frac{F_{z \text{ voile}}}{F_z} = \frac{8616.35}{42679.00} = 0.20 = 20\% \leq 20\% \Rightarrow \text{condition vérifié}$$

Que les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

$$\frac{F_{X \text{ poteaux}}}{F_X} = \frac{424,56}{1269,37} = 0.33 = 32\% \geq 25\% \Rightarrow \text{condition vérifié}$$

$$\frac{F_{Y \text{ poteaux}}}{F_Y} = \frac{410,45}{1225,87} = 0.33 = 37\% \geq 25\% \Rightarrow \text{condition vérifié}$$

La condition de l'interaction portique-voile est vérifiée.

Remarque: La Structure est à système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction Portiques-Voiles.

IV 5. Calcul Des Actions Sismiques :

(Selon Méthode Statique Equivalente) : R.P.A.99/V2003 (article : 4-2-3) (page : 44 ,45)

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée Successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

- V : Effort tranchant a la base.
- A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 suivant la zone Sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Groupe	Zone			
	I	II a	II b	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tab. IV.6: coefficient d'accélération de zone A.

Zone II a, Groupe 2 \Rightarrow A = 0.15

- **D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du Facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la Structure (T)

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

- **T₂** : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le **tableau 4.7**.
- η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\left(\frac{7}{2}\right) + \xi} \geq 0.7$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau Constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

- ξ Est donner par le tableau 4.2 de RPA99-vr2003 (p=46)

Remplissage	Portique		Voile-murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé /maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tab. IV.7: Valeurs de ξ (%)

$\xi = 7\%$ donc $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+3}} = 0.882 \geq 0.7 \Rightarrow \eta = 0.882$

L'analyse dynamique de nous structure a permis d'obtenir les résultats suivants :

- La période fondamentale $T_X(dyn) = 0.86 s$
- La période fondamentale $T_Y(dyn) = 0.92 s$
- ❖ **Estimation de la période fondamentale de la structure :**
 Dans notre cas (structure mixte) la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les **formules 4-6 et 4-7 du RPA99, version2003**

$$T = \min \left(C_T h_n^{\frac{3}{4}} ; \frac{0.09 h_n}{\sqrt{D}} \right)$$

h_n : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'aux derniers niveaux (N).

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le **tableau (4,6) du RPA99, version2003 p31** → $C_T = 0,050$

D : la dimension du bâtiment mesuré a sa base dans la direction de calcul considérée

$$T = 0.05 \times 25.08^{\frac{3}{4}} = 0.56s$$

$$T_X = \frac{0.09 h_n}{\sqrt{D_x}} = \frac{0.09 \times 25.08}{\sqrt{22.8}} = 0.47s$$

$$T_X = \min(0.56 ; 0.47) = 0.47s$$

$$T_Y = \frac{0.09 h_n}{\sqrt{D_y}} = \frac{0.09 \times 25.08}{\sqrt{25.15}} = 0.45 s$$

$$T_Y = \min(0.56 ; 0.45) = 0.45s$$

$$\frac{T_{ex}}{T_{xdyn}} < 1.3 ; T_{ex} \times 1.3 = 0.47 \times 1.3 = 0.61s < T_{xdyn} = 0.86s \dots\dots C.V$$

$$\frac{T_{ey}}{T_{ydyn}} < 1.3 ; T_{ey} \times 1.3 = 0.45 \times 1.3 = 0.58s < T_{ydyn} = 0.92s \dots\dots C.V$$

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 :

- Sens longitudinale : $T_X = 0.47s$ $T_2 \leq T \leq 3.0s$
- Sens transversale : $T_Y = 0.45s$ $T_2 \leq T \leq 3.0s$

Alors la facture d'amplification dynamique moyenne :

$$D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$D_X = 2.5 \times 0.882 \times \left(\frac{0.4}{0.47} \right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D_X = 1.98$$

$$D_Y = 2.5 \times 0.882 \times \left(\frac{0.4}{0.45}\right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D_Y = 2.03$$

- **Q** : Facture de Qualité :
Sa valeur est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum p_q$
On trouve : **Q=1.2** Tableau IV.1
- **R** : coefficient de comportement global de la structure. Donnée par le tableau 4.3 RPA99
Structure mixte (Portique et voile) $\Rightarrow R= 5$.
- **W** : poids de la structure qui est égal à la somme des poids **W_i** calculés à chaque niveau (i) par la formule: $W = \sum W_i$ avec $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

$\left\{ \begin{array}{l} W_{Gi} : \text{Poids dû aux charges permanentes} \\ W_{Qi} : \text{La charge d'exploitation} \\ \beta : \text{Coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA99 – v2003)} \\ \text{Pour un bâtiment a usage d'habitation } (\beta = 0.20). \end{array} \right.$

Le poids de chaque Niveau de la bâtiments et donnée par la logiciel ROBOT

Calcul Automatique ROBOT	
Etage	Masse [kg]
RDC	182720,25
1	182720,25
2	182720,25
3	182720,25
4	182720,25
5	182720,25
6	182720,25
7	178395,34
Totale	1457437.09

Tab. IV.8 : Le poids total de la structure.

Donc $W = 1457437.09 \text{ Kg} = 1457.43\text{t}$

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

Sens	A	R	D	Q	W (t)	Vstatique(t)
Longitudinal	0.15	5	1.98	1.2	1457.43	103.88

(XX)						
Transversal (YY)	0.15	5	2.03	1.2	1457.43	106.50

Tab IV..9 : Tableau récapitulatif .

{ Effort sismique dans le sens X $V_{Xdyn} = 126.93 t$
 { Effort sismique dans le sens Y $V_{Ydyn} = 122.58 t$

$$\frac{V_{dyn}}{V_{stat}} > 0.8$$

❖ Sens longitudinal:

$$\frac{V_{dyn}}{V_{stat}} = \frac{126.93}{103.88} = 1.22 > 0.8 \Rightarrow C.V$$

❖ Sens transversal :

$$\frac{V_{dyn}}{V_{stat}} = \frac{122.58}{106.50} = 1.15 > 0.8 \Rightarrow C.V$$

IV .6 Distribution de la résulté 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 :

$$\begin{cases} \text{si } T > 0.7s & F_t = 0.07 \times T \times V \\ \text{si } T \leq 0.7s & F_t = 0 \end{cases}$$

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

$$\begin{aligned} \diamond V_X &= 126.93 \text{ t} \\ T_X &= 0.47s \leq 0.7s \rightarrow F_t = 0 \end{aligned}$$

Niveau	W_i	h_i	$V - F_t$	$W_i \times h_i$	F_i
RDC	182,72	3.06	126.93	559.12	3.54
1	182,72	6.12	126.93	1118.24	7.08
2	182,72	9.18	126.93	1677.36	10.63
3	182,72	12.24	126.93	2236.49	14.17
4	182,72	15.30	126.93	2795.61	17.72
5	182,72	18.36	126.93	3354.73	21.26
6	182,72	21.42	126.93	3913.86	24.81
7	178,40	24.48	126.93	4367.23	27.68
			$\sum (W_j \times h_j)$	20022.64	

$$\begin{aligned} \diamond V_Y &= 122.58 \text{ t} \\ T_Y &= 0.45s \leq 0.7s \rightarrow F_t = 0 \end{aligned}$$

Niveau	W_i	h_i	$V - F_t$	$W_i \times h_i$	F_i
RDC	182,72	3.06	122.58	559.12	3.42
1	182,72	6.12	122.58	1118.24	6.84
2	182,72	9.18	122.58	1677.36	10.26
3	182,72	12.24	122.58	2236.49	13.69
4	182,72	15.30	122.58	2795.61	17.11
5	182,72	18.36	122.58	3354.73	20.53
6	182,72	21.42	122.58	3913.86	23.96
7	178,40	24.48	122.58	4367.23	26.73
$\sum (W_j \times h_j)$				20022.64	

IV.7 Vérification des déplacement :

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 (R= 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 : **he**: étant la hauteur de l'étage considéré.

$$\Delta_K \leq \Delta_{adm}$$

Δ_{adm} : Dplacement admissible (égale à (1%he= 0,01 he) \Rightarrow 0.0306 m

- Sens Longitudinal:

Etage	δ_{eKx} [cm]	$\delta_K = dr UX$ [cm]	$\Delta_{adm} = 1\%he$ [cm]	$\Delta_K \leq \Delta_{adm}$
-------	---------------------	-------------------------	-----------------------------	------------------------------

RDC	0,5	0,5	3.06	C.V
1	1,4	0,9	3.06	C.V
2	2,5	1,1	3.06	C.V
3	3,7	1,2	3.06	C.V
4	4,8	1,1	3.06	C.V
5	5,8	1,0	3.06	C.V
6	6,6	0,9	3.06	C.V
7	7,3	0,7	3.06	C.V

Tab. IV .10 :Les Déplacements Du aux Force Sismiques Au sens Longitudinal (XX).

- Sens Transversal:

Etage	δ_{eKy} [cm]	$\delta_K = dr UY$ [cm]	$\Delta_{adm} = 1\%he$ [cm]	$\Delta_K \leq \Delta_{adm}$
RDC	0,6	0,6	3.06	C.V
1	1,7	1,1	3.06	C.V
2	3,0	1,3	3.06	C.V
3	4,2	1,2	3.06	C.V
4	5,4	1,1	3.06	C.V
5	6,3	1,0	3.06	C.V
6	7,2	0,8	3.06	C.V
7	7,8	0,7	3.06	C.V

Tab. IV.11 : Les Déplacements Du aux Force Sismiques au sens Transversal (YY).

Donc : Les Dépassements Relatifs inter-étages sont Vérifiés et par conséquent le critère de justification de la Sécurité de (Article : 5.10) (Page : 63) du RPA99-v2003 et **Vérifier**.

IV.8 Vérification VIS-A-VIS De L'effet P – Δ :

RPA99-v2003 (Art:5.9) (Page : 63).

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 :

$$\Theta = \frac{PK \times \Delta k}{VK \times hK} \leq 0.10$$

Avec :

- Pk: Poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au dessus de niveau k.
- Δk : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.
- VK: Effort tranchant d'étage au niveau k.
- hK: Hauteur de l'étage k

- **Sens Longitudinal :**

Etage	W [t]	PK[t]	Δk [m]	Vx[t]	hk[m]	Θ	≤ 0.1
7	178,40	178.40	0.007	36.81	3.06	0.011	C.V
6	182,72	361.12	0.009	59.99	3.06	0.017	C.V
5	182,72	543.84	0.01	77.92	3.06	0.022	C.V
4	182,72	726.56	0.011	93.33	3.06	0.027	C.V
3	182,72	909.28	0.012	105.88	3.06	0.033	C.V
2	182,72	1092	0.011	116.00	3.06	0.033	C.V
1	182,72	1274.72	0.009	123.64	3.06	0.030	C.V
RDC	182,72	1457.44	0.005	126.93	3.06	0.018	C.V

Tab. IV.12 : Vérification a L'effet (P – Δ) < Sens Longitudinal

- **Sens Transversal :**

Etage	W [t]	PK[t]	Δk [m]	Vy[t]	hk[m]	Θ	≤ 0.1
7	178,40	178.40	0.007	34.56	3.06	0.011	C.V
6	182,72	361.12	0.008	56.43	3.06	0.016	C.V
5	182,72	543.84	0.01	74.19	3.06	0.023	C.V
4	182,72	726.56	0.011	88.64	3.06	0.029	C.V
3	182,72	909.28	0.012	101.06	3.06	0.035	C.V
2	182,72	1092	0.013	111.24	3.06	0.041	C.V
1	182,72	1274.72	0.011	118.72	3.06	0.038	C.V
RDC	182,72	1457.44	0.006	122.58	3.06	0.023	C.V

Tab. IV.13 : Vérification a L'effet (P – Δ) < Sens transversal

Alors : $\Theta \leq 0.1$

Donc : L'effet (P – Δ) est négligeable pour les deux directions

IV.9 Vérification au Renversement:

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal est 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.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

- **Sens Longitudinal :**

$$M_s = W \times \frac{L}{2} = 1457.43 \times \frac{22.8}{2} = 16614.702 \text{ t.m}$$

Etag	F _i	h _i	F _i × h _i
RDC	3.54	3.06	10.83
1	7.08	6.12	43.32
2	10.63	9.18	97.58
3	14.17	12.24	173.44
4	17.72	15.30	271.11
5	21.26	18.36	390.33
6	24.81	21.42	531.43
7	27.68	24.48	677.60
$M_r = \sum F_i \times h_i$			2195.64

Tab. IV.14 : Le moment de RENVERCEMENT provoqué par effort sismique sens XX.

Vérifications : $\frac{M_s}{M_r} = \frac{16614.702}{2195.64} = 7.56 \geq 1.5 \dots\dots\dots C.V$

- **Sens Transversal:**

$$M_s = W \times \frac{L}{2} = 1457.43 \times \frac{25.15}{2} = 18327.182 \text{ t.m}$$

Etag	F_i	h_i	$F_i \times h_i$
RDC	3.42	3.06	10.46
1	6.84	6.12	41.86
2	10.26	9.18	94.18
3	13.69	12.24	167.56
4	17.11	15.30	261.78
5	20.53	18.36	376.93
6	23.96	21.42	513.22
7	26.73	24.48	654.35
$M_r = \sum F_i \times h_i$			2120.34

Tabl. IV.15 Le moment de RENVERCEMENT provoqué par effort sismique sens YY.

Vérifications : $\frac{M_s}{M_r} = \frac{18327.182}{2120.34} = 8.64 \geq 1.5 \dots \dots \dots C.V$

IV .10 Caractéristiques Géométriques et Massique de la Structure:

Détermination de centre de gravité des masses et le centre des rigidités.

IV .10.1 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 :

$$X_G = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i} ; Y_G = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i}$$

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

IV 10.2. Centre de gravité des rigidités:

Les coordonnées du centre des rigidités peut être déterminé par les formules ci-après Avec :

$$e_{cj} = \sum I_{jy} \times \frac{X_i}{I_{jy}} \quad ; \quad e_{cj} = \sum I_{jx} \times \frac{Y_i}{I_{jx}}$$

- I_{yi} : Inertie de l'élément i dans le sens y .

- X_i : Abscisse de l'élément i .

- I_{xi} : Inertie de l'élément i dans le sens x .

- Y_i : Ordonnée de l'élément i .

IV .10. 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 :

$$e_x = X_{cm} - X_{cr}$$

$$e_y = Y_{cm} - Y_{cr}$$

IV .10. 3.1 L'excentricité Théorique:

$$e_X = |X_{cm} - X_{ct}|$$

$$e_Y = |Y_{cm} - Y_{ct}|$$

- e_X : Excentricité théorique suivent x .

- e_Y : Excentricité théorique suivent y .

IV .10. 3.2 L'excentricité Accidentelle: RPA99-v2003 (Art : 4.3.7) (Page59).

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$, (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:

$$\begin{cases} \text{sens } x: e_{acc} = 0.05 \times Lx = 0.05 \times 22.5 = 1.12 \\ \text{sens } y: e_{acc} = 0.05 \times Ly = 0.05 \times 25.15 = 1.25 \end{cases}$$

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) (Page : 59).

- Le tableau ci-après résumé les résultats des différents Centre de Gravité, de Rigidité et L'excentricité théorique :

Cas/Etage	Nom	Masse [t]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	ex0 [m]	ey0 [m]	Ix [tm ²]	Iy [tm ²]	Iz [tm ²]
5/ 1	Etage 1	341,37	10,32 10,16 2,7	10,55 9,84 2,54	0,23	0,32	18273,64	11486,08	29309,78
5/ 2	Etage 2	341,37	10,32 10,16 5,8	10,55 9,84 5,60	0,23	0,32	18273,64	11486,08	29309,78
5/ 3	Etage 3	341,37	10,32 10,16 8,8	10,55 9,84 8,66	0,23	0,32	18273,64	11486,08	29309,78
5/ 4	Etage 4	341,37	10,32 10,16 11,	10,55 9,84 11,7	0,23	0,32	18273,64	11486,08	29309,78
5/ 5	Etage 5	341,37	10,32 10,16 15,	10,55 9,84 14,7	0,23	0,32	18273,64	11486,08	29309,78
5/ 6	Etage 6	341,37	10,32 10,16 18,	10,55 9,84 17,8	0,23	0,32	18273,64	11486,08	29309,78
5/ 7	Etage 7	341,37	10,32 10,16 21,	10,55 9,84 20,9	0,23	0,32	18273,58	11486,08	29309,71
5/ 8	Etage 8	401,38	10,28 10,18 24,	10,11 9,84 24,0	0,17	0,35	21242,69	13134,38	33961,40

Tabl. IV .16 : 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	22.8	25.15	1.12	1.25
Etage 1	22.8	25.15	1.12	1.25
Etage 2	22.8	25.15	1.12	1.25
Etage 3	22.8	25.15	1.12	1.25
Etage 4	22.8	25.15	1.12	1.25
Etage 5	22.8	25.15	1.12	1.25
Etage 6	22.8	25.15	1.12	1.25
Etage 7	22.8	25.15	1.12	1.25

Tab. IV.17 : L'excentricité Accidentelle des Etages.

IV .11 Conclusion :

Après tous ces contrôles, nous pouvons dire que notre structure est une structure parasismique.

Les différents contraintes des éléments principaux de la structure sont-elles utilisées pour Calculer les armatures de ces éléments qui viendront dans notre prochain chapitre (calcul Des éléments principaux)

Chapitre V :

Ferraillage des éléments porteurs

V.1. Introduction :

Les éléments principaux sont soumis aux actions dues aux charges permanentes et aux charges d'exploitation ainsi qu'aux actions sismiques. Leurs ferraillages doivent être réalisés de manière à résister aux combinaisons des différentes actions en considérant les combinaisons les plus défavorables. La réglementation en vigueur BAEL 91 et RPA 99 nous dictent un certain nombre de combinaisons avec lesquelles nous allons travailler.

V. 2 .Combinaisons d'actions :

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont notées :

G : Charges permanentes.

Q : Charges d'exploitations.

E : Efforts sismiques.

❖ Combinaisons prises en compte :

➤ **BAEL 91** : Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires;

$$1.35G + 1.5Q \Rightarrow ELU$$

$$G + Q \Rightarrow ELS$$

➤ **RPA99 (version2003)** : Combinaisons accidentelles;

$$\text{pouteaux} \Rightarrow \begin{cases} 0.8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases}$$

$$\text{poutres} \Rightarrow \begin{cases} 0.8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases}$$

$$\text{voiles} \Rightarrow \begin{cases} 0.8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases}$$

Le tableau ci-après:

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeE400)		
	γ_b	f_{c28} (Mpa)	σ_b (Mpa)	γ_s	f_e (Mpa)	σ_s (Mpa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.5	1	400	400

Tab. V.1 : Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques.

V.3 .Etude des poutres :

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donnée qu'elles subissent des efforts.

❖ **Combinaison de calcul :**

Après la détermination des sollicitations M et T, on procède au ferrailage avec les combinaisons les plus défavorables à savoir

- **Selon BAEL91 :** ELU : $1,35G + 1.5Q$
ELS : $G + Q$
- **Selon RPA99/2003 :** $G + Q + E$
 $0.8G \pm E$

❖ **Etapas à suivre :**

- **Les armatures longitudinales :**
 - Armatures minimales : $0.5\% B$ en zone **IIa**.
 - Armatures maximales $\begin{cases} 4\% B & \text{en zone courante} \\ 6\% B & \text{en zone de recouvrement} \end{cases}$
 - La longueur de recouvrement est de : $40.\emptyset$ en zone **IIa**

Avec : **B** : section de la poutre.

- **Les armatures transversales :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{tmin} = 0.003 \times S \times b$$

Avec :

b : Largeur de la section et

S : L'espacement des armatures transversales.

- L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :
 - Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires

$$S = \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \emptyset\right)$$

- En dehors de la zone nodale : $S = \frac{h}{2}$

Règlement BAEL91 :

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d \Rightarrow \text{pour les armatures tendues.}$$

- Sollicitation du calcul :

A l'aide du fichier des résultats donné par le logiciel "Robot Bat", on obtient les résultats suivants :

V.3 .1 Poutre principal:

- Armatures Longitudinales :

b=30cm h=40cm d=36 cm

❖ En Travée :

- ELU :

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2}$$

$\sigma_b = 14.2 MPa$

$\mu < \mu_l = 0.329 \rightarrow A' = 0, \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}), \beta = 1 - 0.4\alpha$

$$A_1 = \frac{M}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$\sigma_s = 348MPa$

	M(kn.m)	μ	μ_l	α	β	A (cm ²)
Travée	34.72	0.062	0.329	0.080	0.96	2.88

❖ En Appuis :

- Accidentelle :

	M(kn.m)	μ	μ_l	α	β	A (cm ²)
Travée	65.23	0.118	0.329	0.15	0.95	5.53

Vérifications nécessaires pour les poutres :

- BAEL :

- Condition de non fragilité (art A.4.2) :

$$A^{BAEL} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A^{BAEL} \geq 0.23 \times 30 \times 36 \times \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage minimal d'armature (art B.6.4) :

$$A_{min}^{RPA} = 0.001 \times b \times h$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.001 \times 30 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2$$

➤ **RPA99/version 2003 :**

Pourcentage d'acier exigé par le **RPA99/version 2003 :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la section de la poutre :

d'après le RPA est 0,5% en tout section :

$$A_{min}^{RPA} = 0.005 \times b \times h = 0.005 \times 30 \times 40 = 6cm^2$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est :

4 % en zone courante.

6 % en zone de recouvrement.

$$4\% \times b \times h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48cm^2 \dots\dots\dots \text{en zone courante}$$

$$6\% \times b \times h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72cm^2 \dots\dots\dots \text{en zone de recouvrement}$$

♦ **Tableau Récapitulatif :**

	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}^{BAEL}(cm^2)$	$A_{min}^{RPA}(cm^2)$	$A_{min}^{RPA}(cm^2)$	A_{MAX}	$A_{adp}(cm^2)$
Travée	2.88	1.30	1.2	6	6	3HA12+3HA14 = 8.01
Appuis	5.53	1.30	1.2	6	6	3HA12+3HA14 = 8.01

Tab. V.2 : Tableau Récapitulatif

➤ **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 vérifiée :

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

Elements	α	$M_u (KN.m)$	$M_{ser}(KN.m)$	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
----------	----------	--------------	-----------------	----------	----------------	-----------

P.P	Travée	0.008	34.72	25.20	1.37	0.435	Vérifier
	Appuis	0.15	55.96	49.61	1.37	0.435	Vérifier

- **Vérification de la flèche :** BAEL91 (art B.6.5.1)

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$$M_{MAX}^t = 34.72 \text{ KN.m}$$

- $\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0.40}{3.85} = 0.10 > 0.0625 \rightarrow C.V$
- $\frac{h}{l} > \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{h}{l} > \frac{0.85M_0}{10M_0} \rightarrow 0.10 > 0.085 \rightarrow C.V$
- $\frac{4.2}{fe} \geq \frac{A}{b \times d} \rightarrow \frac{4.2}{400} = 0.0105 \geq \frac{8.01}{30 \times 46} = 0.00741 \rightarrow C.V$

Les conditions précédentes sont vérifiées donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

- **Armatures transversales :**

Choix de ϕ_t :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{400}{35}; 12; \frac{300}{10}\right) = 11.42 \text{ mm}$$

Alors soit des cadres $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance FeE235

- **Espacement :**

D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22): $S_t \leq \min(0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 32.4 \text{ cm}$

D'après RPA 99 (art 7.5.2, 2) :

$S_t \leq \min(h / 4, 12 \text{ min}\phi, 30 \text{ cm}) = 10 \text{ cm} \rightarrow$ dans la Zone nodale

$S_t' \leq h / 2 = 22.5 \text{ cm} \rightarrow$ dans la Zone courante.

On prend : $S_t \leq \min(S_{t \text{ BAEL}} ; S_{t \text{ RPA}})$

- Dans la Zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$
- Dans la Zone courante : $S_t = 20 \text{ cm}$

Avec : $L' = 2h = 80 \text{ cm}$ (longueur de la zone nodale).

- **La section de ferrailage transversal**

D'après BAEL 91(art A.5.1, 22):

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0.4 \times b_0}{f_e} = \frac{0.4 \times 20 \times 30}{235} = 1.02 \text{ cm}^2$$

D'après RPA 99 :

$$A_t \geq 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.80 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

3HA8 avec $A_t = 1,51 \text{ cm}^2$ dans la zone nodale

4HA8 avec $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ en dehors de la zone nodale

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_u^{MAX} = 70.19 \text{ KN}$$

$$\tau_u^{MAX} = \frac{70190}{300 \times 360} = 0.64 \text{ MPa}$$

On étudie avec fissuration peu préjudiciable. $\tau_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$

$$\tau_u = 0.64 \text{ MPa} < \tau_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots C.V$$

V.3.2. Poutre secondaire :

$b = 30 \text{ cm}$, $h = 30 \text{ cm}$, $d = 0.9h = 27 \text{ cm}$

- ❖ **En Travée**

➤ **ELU :**

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2}$$

$$\sigma_b = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu < \mu_l = 0.329 \rightarrow A' = 0, \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}), \beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$A_1 = \frac{M}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

	M(kn.m)	μ	μl	α	β	A (cm ²)
Travée	13.40	0.062	0.329	0.054	0.97	1.47

❖ En Appuis :

➤ Accidentelle :

	M(kn.m)	μ	μl	α	β	A (cm ²)
Appuis	25.93	0.083	0.329	0.10	0.96	2.87

Vérifications nécessaires pour les poutres :

➤ BAEL :

- Condition de non fragilité (art A.4.2) :

$$A^{BAEL} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A^{BAEL} \geq 0.23 \times 30 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.97 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage minimal d'armature (art B.6.4) :

$$A_{min}^{RPA} = 0.001 \times b \times h$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.001 \times 30 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

➤ RPA99/version 2003 :

Pourcentage d'acier exigé par le RPA99/version 2003 :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la section de la poutre :

d'après le RPA est 0,5% en tout section :

$$A_{min}^{RPA} = 0.005 \times b \times h = 0.005 \times 30 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est :

4 % en zone courante.

6 % en zone de recouvrement.

$$4\% \times b \times h = 0.04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2 \text{en zone courante}$$

$$6\% \times b \times h = 0.06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2 \text{en zone de recouvrement}$$

♦ Tableau Récapitulatif :

	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}^{BAEL}(\text{cm}^2)$	$A_{min}^{RPA}(\text{cm}^2)$	$A_{min}^{RPA}(\text{cm}^2)$	A_{MAX}	$A_{adp}(\text{cm}^2)$
Travée	1.47	0.97	0.9	4.5	4.5	3HA8+3HA10 = 5.75

Appuis	2.87	0.97	0.9	4.5	4.5	3HA8+3HA10 = 5.75
--------	------	------	-----	-----	-----	----------------------

Tab. V.3 : Tableau Récapitulatif

➤ 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 vérifiée :

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

	Elements	α	$M_u (KN.m)$	$M_{ser}(KN.m)$	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
P.P	Travée	0.054	13.40	9.74	1.37	0.435	Vérifier
	Appuis	0.10	19.70	14.33	1.37	0.435	Vérifier

- **Vérification de la flèche : BAEL91 (art B.6.5.1)**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$$M_{MAX}^t = 34.72 \text{ KN.m}$$

- $\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0.30}{4.35} = 0.068 > 0.0625 \rightarrow C.V$
- $\frac{4.2}{fe} \geq \frac{A}{b \times d} \rightarrow \frac{4.2}{400} = 0.0105 \geq \frac{5.75}{30 \times 30} = 0.0063 \rightarrow C.V$

Les conditions précédentes sont vérifiées donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

- **Armatures transversales :**

Choix de ϕ_t :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{300}{35}; 12; \frac{300}{10}\right) = 8.57 \text{ mm}$$

Alors soit des cadres $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance FeE235

- **Espacement :**

D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22): $S_t \leq \min(0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 24.3 \text{ cm}$

D'après RPA 99 (art 7.5.2, 2) :

$S_t \leq \min(h / 4, 12 \text{ min}\phi, 30 \text{ cm}) = 7.5 \text{ cm} \rightarrow$ dans la Zone nodale

$S_t' \leq h / 2 = 15 \text{ cm} \rightarrow$ dans la Zone courante.

On prend : $S_t \leq \min(S_{t \text{ BAEL}} ; S_{t \text{ RPA}})$

- Dans la Zone nodale : $S_t = 7 \text{ cm}$

- Dans la Zone courante : $S_t = 10 \text{ cm}$

Avec : $L' = 2h = 60 \text{ cm}$ (longueur de la zone nodale).

- **La section de ferrailage transversal**

D'après BAEL 91(art A.5.1, 22):

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0.4 \times b_0}{f_e} = \frac{0.4 \times 20 \times 30}{235} = 1.02 \text{ cm}^2$$

D'après RPA 99 :

$$A_t \geq 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 7 \times 30 = 0.63 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

3HA6 avec $A_t = 0.85 \text{ cm}^2$ dans la zone nodale

4HA8 avec $A_t = 1.51 \text{ cm}^2$ en dehors de la zone nodale

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_u^{MAX} = 21.74 \text{ KN}$$

$$\tau_u^{MAX} = \frac{21740}{300 \times 360} = 0.26 \text{ MPa}$$

On étudie avec fissuration peu préjudiciable. $\tau_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$

$$\tau_u = 0.26 \text{ MPa} < \tau_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots C.V$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

poutre	Position	N_{mbr} des barres	A_{adopt} (cm²)
P .P (30x40)	Travée	3HA12+3HA14	8.01
	Appui	3HA12+3HA14	8.01
P.S(30x30)	Travée	3HA8+3HA10	5.75
	Appui	3HA8+3HA10	5.75

Tab. V.4. Les résultats des ferraillage des poutres

V.3 .3. Schémas du ferrailage des poutres (p.p et p.s) :

Fig .V.1 Ferrailage des poutres principales

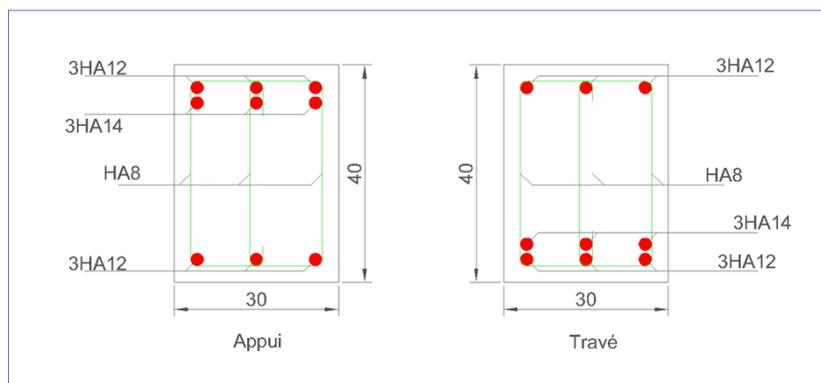
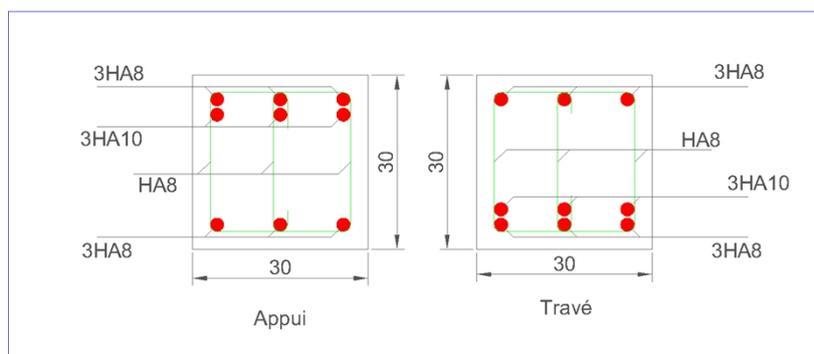


Fig . V.2.Ferrailage des poutres secondaire



V.4.Etude Poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts arrivant des poutres vers les fondations, et sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens : longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée

V.4.1. Le ferraillage de poteaux :

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

$$N(d - c') - M_a < \left(0.337 - 0.81 \times \frac{h}{2}\right) \times b \times h^2 \times \sigma_b$$

Le moment fictif :

$$M_a = M_g + N\left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$A = A^f \rightarrow A = A^f - \frac{N}{100 \times \sigma_s}$$

V.4.2.Combinaisons des charges :

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

Selon le BAEL 91 :

E.L.U. : Situation durable : 1,35 G +1,5 Q (C1)

Selon le R.P.A 99/version 2003 : Situation accidentelle (article 5.2 page 38)

G+Q+E.....(C2)

0,8G±E.....(C3)

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes pour les deux sens X et Y comme suit :

- 1) $N_{max} \leftrightarrow M_{crrp}$
- 2) $M_{max} \leftrightarrow N_{crrp}$
- 3) $N_{min} \leftrightarrow M_{crrp}$

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable).

✓ **Recommandation de l'RPA 99/Version 2003 :**

- **Ferrailage longitudinale :**

D'après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité par:

- Pourcentage maximal : $\begin{cases} 4\% \text{ en zone courante} \\ 6\% \text{ en zone de recouvrement} \end{cases}$
- Pourcentage minimal (zone II) : 0,8 %
- Diamètre minimum : 12 mm.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone II

- ❖ **Armatures transversales :RPA99 (art 7.4.2.1) :**

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

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

Avec :

V_u : est l'effort tranchant de calcul

h_1 : Hauteur totale de la section brute

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

ρ_a : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

t : est l'espacement des armatures transversales.

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{Si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5$$

t : est l'espacement des armatures transversales

- La zone nodale : $t \leq \min(10 \phi_l, 15 \text{ cm})$

- La zone courante : $t \leq 15 \phi_l$

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales.

La quantité des armatures transversales vers soles $\frac{A_t}{t \times b_1}$ en % est donnée comme suit:

Si $\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.3\%$

Si $\lambda_g < 5 \rightarrow 0.8\%$

Si $3 \lambda_g < 5 \rightarrow 0.3\%$ interpoler entre les valeurs limites précédentes

λ_g : L'élançement géométrique du poteau.

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

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7 L$).

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_1}{3}$

2/ leur espacement : $S_t \leq \min(15\phi_t; 40 \text{ cm}; a + 10 \text{ cm})$

V.4.3 .calcul de ferrailage :

Soit le poteau du RDC (dimension 30×45) :

$c = c' = 4 \text{ cm}$; $S = 30 \times 45 \text{ (cm)}$;

acier **Fe E400** ; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}$$

$L = 3.06 \text{ m}$: hauteur totale du Poteau

ELU		$G + Q \pm E$		$0.8G \pm E$		ELS	
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)
1600.76	0.73	38.92	1083.82	424.37	27.58	1166.09	0.52

✓ ELU :

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 :

$$e = e_1 + e_2 ; e_1 = e_a + e_0$$

e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après l'exécution).

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre.

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm} ; \frac{L}{250}\right) = \max\left(2 \text{ cm} ; \frac{306}{250}\right) = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.73}{1600.76} = 0.000456 \text{ m} = 0.0456 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 0.0456 = 2.0456 \text{ cm}$$

On peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire Si :

$$\frac{l_f}{h} < \max\left(15; \frac{20e_1}{h}\right)$$

l : hauteur totale du Poteau.

l_f: longueur de flambement du poteau

$$l_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 3,06 = 2,142m.$$

$$\frac{l_f}{h} = 4,76 < \max(15; 1,09)$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h} = 16,48$$

$$\lambda \leq 50 \text{ si}$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 2 \times \left(\frac{\lambda}{32}\right)^2} = 0,55$$

φ: Généralement égal à 2

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \times \phi)$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2,142^2}{10^4 \times 0,45} \times (2 + 0,55 \times 2) = 0,0094m = 0,94cm$$

$$e = e_1 + e_2 = 2,0456 + 0,94 = 2,98 \text{ cm} = 0,0298m$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_u \times e = 1600,76 \times 0,0298$$

$$M_{\text{corrigé}} = 47,70 \text{ KN.m}$$

▪ Les efforts corrigés seront :

$$N_{\text{max}} = 1600,76 \text{ KN} \quad ; \quad M_{\text{corrigé}} = 47,70 \text{ KN.m}$$

$$A = (0,337 \times h - 0,81 \times C') \times b \times h^2 \times \sigma_b$$

$$A = (0,337 \times 45 - 0,81 \times 4) \times 30 \times 45^2 \times 14,2 = 228602,125 \text{ N.m}$$

$$B = N_u \times (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2}\right) = 47,70 + 1600,76 \left(0,41 - \frac{0,45}{2}\right) = 303,82$$

$$B = 1600,76 \times (0,41 - 0,04) - 303,82 = 288461,2 \text{ N.m}$$

$B > A \Rightarrow$ La section est entièrement Comprimée

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{3003,82 \times 10^6}{14,2 \times 300 \times 410^2} = 0,41$$

$$\mu > \mu_l = 0,329 \rightarrow A' \neq 0$$

$$M_{F1} = \mu_l \times \sigma_b \times b \times d^2 = 280713552$$

$$M_{F2} = 3003.82 \times 10^6 - 280713552 = 23106448 \text{ N.mm}$$

$$\alpha = 0.66 \quad ; \quad \beta = 0.736$$

$$A'_s = \frac{M_{F2}}{(d - d') \times \sigma_b'} = 1.81 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = \frac{M_{F1}}{\sigma_b \times \beta \times d} = 28.55 \text{ cm}^2$$

$$A = A^f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 28.55 - \frac{1600.76 \times 10^3}{100 \times 348} = -17.44 \text{ cm}^2$$

✓ G+Q ± E

$$M_{\max} = 38.92 \text{ KN.m} \quad N_{\text{COR}} = 1083.82 \text{ KN}$$

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm} ; \frac{L}{250}\right) = \max\left(2 \text{ cm} ; \frac{306}{250}\right) = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{38.92}{1083.82} = 0.035 \text{ m} = 3.5 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 3.5 = 5.5 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \times \phi)$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.45} \times (2 + 0.55 \times 2) = 0.0094 \text{ m} = 0.94 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2 = 5.5 + 0.94 = 6.44 \text{ cm} = 0.064 \text{ m}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_u \times e = 1083.82 \times 0.064$$

$$M_{\text{corrigé}} = 69.8 \text{ KN.m}$$

▪ Les efforts corrigés seront :

$$N_{\max} = 1083.82 \text{ KN} \quad ; \quad M_{\text{corrigé}} = 69.8 \text{ KN.m}$$

$$A = (0.337 \times h - 0.81 \times C') \times b \times h^2 \times \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 45 - 0.81 \times 4) \times 30 \times 45^2 \times 18.5 = 297826.87 \text{ N.m}$$

$$B = N_u \times (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 69.8 + 1083.82 \left(0.41 - \frac{0.45}{2} \right) = 270306.700 \text{ N.m}$$

$$B = 1083.82 \times 10^3 \times (0.41 - 0.04) - 270306.700 = 130.7067 \text{ KN.m}$$

$B < A \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée

Situation accidentelle :

$$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 18.5 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{270306.700 \times 10^3}{18.5 \times 300 \times 410^2} = 0.28$$

$$\mu < \mu_l = 0.329 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.42 \quad ; \quad \beta = 0.83$$

$$A^f = \frac{M_a}{\sigma_b \times \beta \times d} = \frac{270306.700 \times 10^3}{400 \times 0.83 \times 410} = 1985.8 \text{ mm}^2 = 19.85 \text{ cm}^2$$

$$A = A^f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 19.85 - \frac{1083.82 \times 10^3}{100 \times 400} = -7.24 \text{ cm}^2$$

✓ 0.8G ± E

$$M_{COR} = 27.58 \text{ KN.m} \quad N_{MIN} = 424.37 \text{ KN}$$

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right) = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{306}{250} \right) = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{27.58}{424.37} = 0.064 \text{ m} = 6.4 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 6.4 = 8.4 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \times \phi)$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.45} \times (2 + 0.55 \times 2) = 0.0094 \text{ m} = 0.94 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2 = 8.4 + 0.94 = 7.34 \text{ cm} = 0.0734 \text{ m}$$

$$M_{corrigé} = N_u \times e = 424.37 \times 0.0734$$

$$M_{corrigé} = 31.14 \text{ KN.m}$$

- Les efforts corrigés seront :

$$N_{max} = 424.37 \text{ KN} \quad ; \quad M_{corrigé} = 31.14 \text{ KN.m}$$

$$A = (0.337 \times h - 0.81 \times C') \times b \times h^2 \times \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 45 - 0.81 \times 4) \times 30 \times 45^2 \times 18.5 = 297826.87 \text{ N.m}$$

$$B = N_u \times (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 31.14 + 424.37 \left(0.41 - \frac{0.45}{2} \right) = 109648 \text{ N.m}$$

$$B = 424.37 \times 10^3 \times (0.41 - 0.04) - 109648 = 47369 \text{ N.m}$$

$B < A \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée

Situation accidentelle :

$$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 18.5 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{109.648 \times 10^3}{18.5 \times 300 \times 410^2} = 0.11$$

$$\mu < \mu_l = 0.329 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.14 \quad ; \quad \beta = 0.94$$

$$A^f = \frac{M_a}{\sigma_b \times \beta \times d} = \frac{109.648 \times 10^3}{400 \times 0.94 \times 410} = 2082.9 \text{ mm}^2 = 20.82 \text{ cm}^2$$

$$A = A^f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 20.82 - \frac{424.37 \times 10^3}{100 \times 400} = 10.2 \text{ cm}^2$$

- **Vérification des sections :**

-D'après (RPA2003) on a le pourcentage minimal des armatures longitudinales.

Le RPA99/version 2003 exige une section minimale : $A_{s \min} = 0,8\% (b \cdot h)$ (zone IIa).

$$A_{s \min} = 0,8\% (b \cdot h) = 0.008 \times 30 \times 45 = 10.8 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité : BAEL91 art A.4.2 :**

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 41 \times \frac{2.1}{400} = 1.48 \text{ cm}^2$$

	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{cal BEAL} (cm^2)$	$A_{cal RPA} (cm^2)$	$A_{adpt} (cm^2)$
ELU	-17.44		10.8	6HA16=12.06
$G + Q \pm E$	-7.24	1.48		
$0.8G \pm E$	10.2			

Tab. V.5. Les choisit des sections

✓ **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'ELS 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 : $\sigma_s = 483 \text{ MPa}$

Les poteaux sont calculés en flexion composée.

$$N_{ser} = 1166.09 \text{ KN} ; M_{ser} = 0.52 \text{ K N.m.}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.52}{1166.09} = 0.00044m = 0.044cm$$

$$e_0 < \frac{h}{6} = 7.5cm$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Nous avons les notions suivantes :

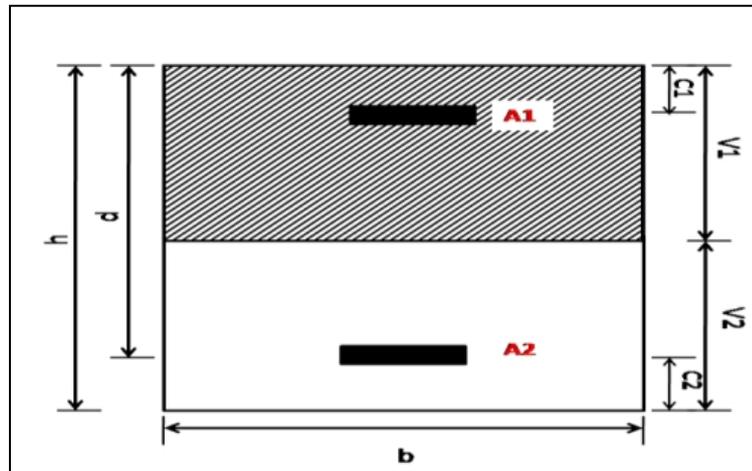
$$B_0 = b \times h + 15(A) = 30 \times 45 + 15(12.06)$$

$$B_0 = 1530.9cm^2$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1 \times c + A_2 \times d) \right] = 22.5 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 22.5 \text{ cm}$$

Fig. V.3 -section de poteau



$$I_{xx} = \frac{b}{3} \times (v_1^3 + v_2^3) + 15 \times (A_1(v_1 - c)^2 + A_2(v_1 - c)^2)$$

$$I_{xx} = \frac{30}{3} \times (22.5^3 + 22.5^3) + 15 \times (6.03(22.5 - 4)^2 + 6.03(22.5 - 4)^2)$$

$$I_{xx} = 289391.76 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène.

$$\sigma_0 = \frac{N_{ser}}{100 \times B_0} = \frac{1166.09}{100 \times 1530.9} = 7.61 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}} = \frac{0.52 \times 10^3}{289391.76} = 0.0017$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1 = 7.64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 7.64 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

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 :

$$\sigma_s^1 = 15(\sigma_0 + K(v_1 - c))$$

$$\sigma_s^2 = 15(\sigma_0 + K(d - v_1))$$

$$\sigma_s^1 = 114.62MPa < \sigma_s = 400MPa \dots\dots\dots C.V$$

$$\sigma_s^2 = 113.58MPa < \sigma_s = 400MPa \dots\dots\dots C.V$$

❖ **Vérification du poteau à l'effort tranchant :**

On prend l'effort tranchant max et on généralise les sections d'armatures pour tous les poteaux. La combinaison (G + Q ± E) donne l'effort tranchant max.

$$V \text{ max} = 47.06 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{b \times d} = \frac{47.06 \times 10^3}{300 \times 410} = 0.38MPa$$

RPA v2003 (7.4.3.2) :

$$\overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28}$$

λ_g : l'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \min\left(\frac{l_f}{a}; \frac{l_f}{b}\right) = 4.76 < 5$$

$$\lambda_g < 5 \quad SI \quad \rho_d = 0.04$$

$$\overline{\tau_{bu}} = 0.04 \times 25 = 1MPa$$

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

$$\tau = 0.38 < \bar{\tau} = 3.33MPa \dots\dots\dots C.V$$

$$\tau = 0.38 < \overline{\tau_{bu}} = 1MPa \dots\dots\dots C.V$$

❖ Calcul d'armature transversale :

Selon (RPA99 version 2003 :7.4.2.2) les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_d \times V_u}{h \times f_e}$

V_u : 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 efforts tranchants.

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{Si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

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

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

$$\lambda_g = \frac{2.142}{0.45} = 4.76 < 5 \text{ alors } \rho_a = 3.75$$

t : c'est l'espacement des armatures transversales

RPA99/ver2003.[Art.7.4.2.2]

• La zone nodale : $S_t \leq \min(10\phi_l, 15\text{cm})$. en prend $t = 10$ cm

• La zone courante : $S_t \leq 15 \phi_l$

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales

On prend : $S_t = 10$ cm en zone nodale et $S_t = 15$ cm dans la zone courante.

✓ **En zone nodale :**

$$A_t = \frac{\rho_d \times V_u \times S_t}{h \times f_e} = \frac{3.75 \times 47.06 \times 10^3 \times 100}{450 \times 400} = 98.04 \text{mm}^2 = 0.98 \text{cm}^2$$

✓ **En zone courant :**

$$A_t = \frac{\rho_d \times Vu \times S_t}{h \times f_e} = \frac{3.75 \times 47.06 \times 10^3 \times 150}{450 \times 400} = 147.06 \text{mm}^2 = 1.47 \text{cm}^2$$

Soit (3cadre T8)

• **Vérification des cadres des armatures minimales :**

D'après RPA99 (7.4.2.2)

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{S_t \times b} (\%) = \begin{cases} 0.3\% \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs limites précédentes

✓ **Dans la zone nodale** $t=10$ cm

$$\frac{A_t}{S_t \times b} \geq 0.3(\%) \rightarrow A_t = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.90 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

✓ **Dans la zone courant** : $t=15$ cm

$$\frac{A_t}{S_t \times b} \geq 0.3(\%) \rightarrow A_t = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

BAEL91 : (art A.8.1,3)

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t > \frac{\phi_l}{3}$

$$\phi_t > \frac{\phi_l}{3} = \frac{6}{3} = 2 \text{mm} = 0.2 \text{cm}$$

Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t > \frac{\phi_l}{3} \dots\dots\dots$ Condition Vérifiée

2/ leur espacement : $St \leq \min (15 \phi_t ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

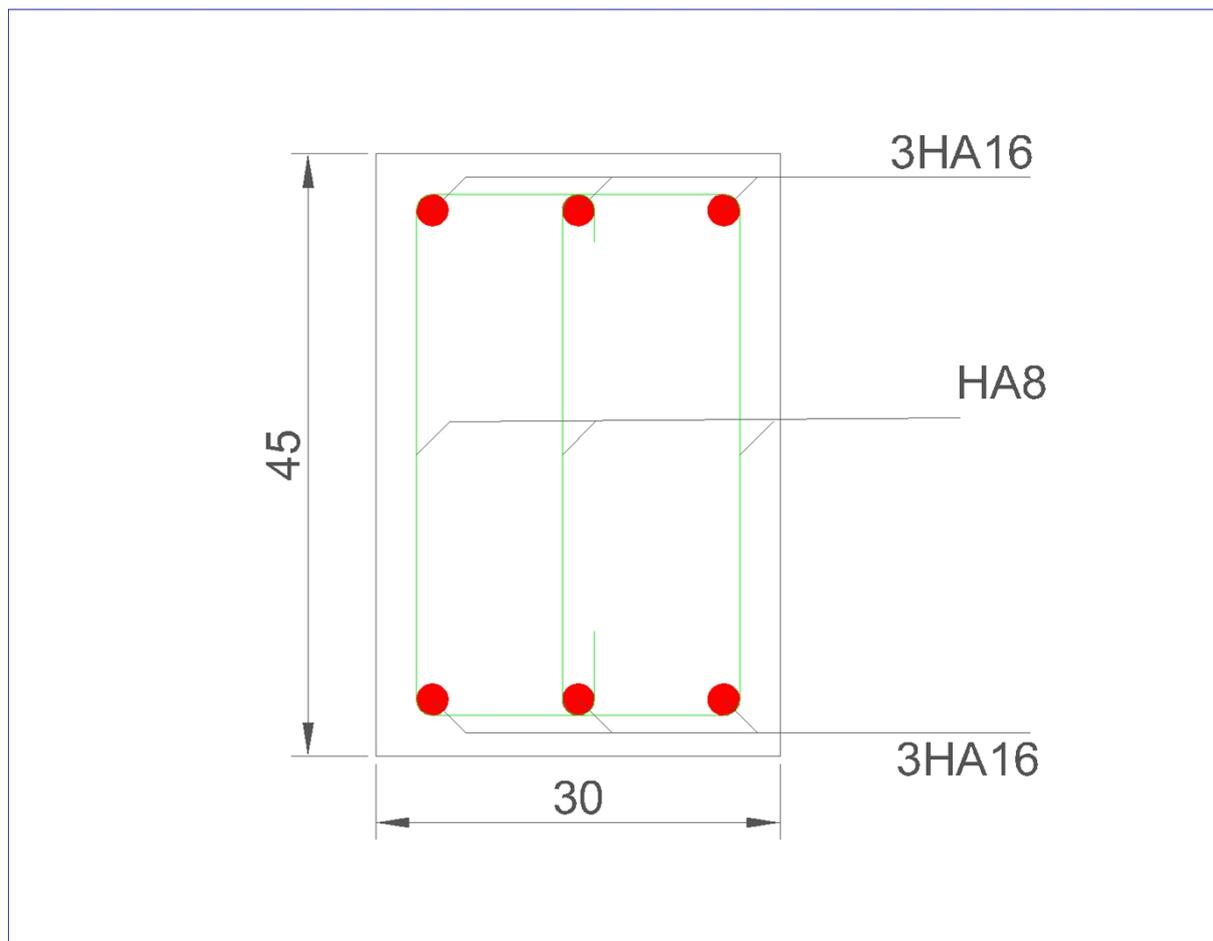
$St \leq \min (9 \text{cm} ; 40 \text{ cm} ; 4 \text{ cm}) \dots\dots\dots$ Condition Vérifier

$S_{\text{poteaux}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	$N_{\text{mbr}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adpt}}(\text{cm}^2)$
30X45	10.8	6HA16	12.06

Tab. V.6 Armatures Des Poteaux

V.4.4. Présentation du ferrailage des poteaux:

Fig .V.4 . section ferrailage des poteaux



V.5. Ferrailage des voiles :

V.5. 1. Introduction :

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 ferrailé 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.5.2. Voiles sans ouvertures:

Leur étude consiste à les considérer comme des consoles sollicités suivant le cas le plus défavorable selon les combinaisons suivantes :

ELU : $1,35G + 1,5Q$

ELS : $G + Q$

$G + Q + E$

$0,8G \pm E$

V.5.2.1. Calcul de la section d'armature : selon les règles BAEL .91

*** Armatures verticales :**

Le cas le plus défavorable est donné par la combinaison : $0.8G + E_y$

Niveau	N(KN)	M(kN.m)	T(KN)
RDC	241.82	414.72	170.49

$M= 414.72\text{KN.m}$

$N= 241.82 \text{ KN}$

$h=1.60\text{m} ; c=5\text{cm}$

$d=160-5=155\text{cm} ; a=18\text{cm}$

❖ Détermination de l'excentricité e :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{414.72}{241.82} = 1.71m$$

$$A = (0.337 \times h - 0.81 \times C') \times b \times h^2 \times \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 160 - 0.81 \times 5) \times 18 \times 160 \times 18.5 = 2657.07KN.m$$

$$B = N_u \times (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 414.72 + 241.82 \left(1.55 - \frac{1.6}{2} \right) = 596.08 KN.m$$

$$B = 241.82 \times (1.55 - 0.05) - 109648 = 596.08 KN.m$$

$B < A \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée

V.5.2.2. Vérification de flambement :

$$\frac{l_f}{h} \leq \max \left(15; \frac{20 e}{h} \right)$$

$$\frac{20 e}{h} = \frac{20 \times 1.71}{1.60} = 21.37$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0.7 \times 3.06}{1.60} = 1.33$$

$$\frac{l_f}{h} = 1.33 < 15 \dots \dots \dots C.V$$

V.5.2.3. Calcul de ferraillage :

- Calcul des armatures à la flexion simple :

$$M_a = 596.08KN.m$$

$$\sigma_b = 18.5 MPa \text{ Cas accidentel.}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400MPa \text{ Cas accidentel.}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{596.08 \times 10^3}{18.5 \times 180 \times 1550^2} = 0.07$$

$$\mu < \mu_l = 0.329 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.09 \quad ; \quad \beta = 0.96$$

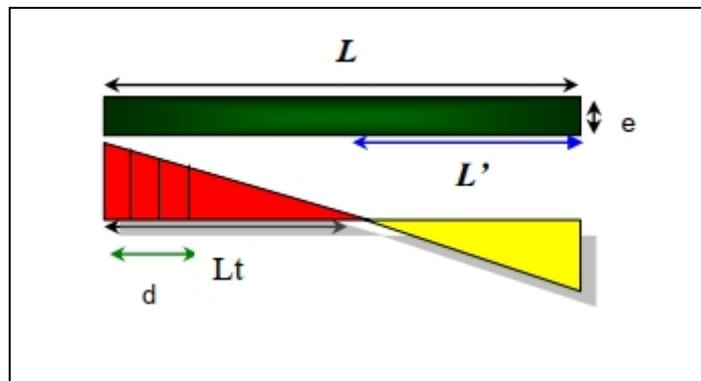
$$A^f = \frac{M_a}{\sigma_b \times \beta \times d} = \frac{596.08 \times 10^3}{400 \times 0.96 \times 1550} = 1001.4 \text{mm}^2 = 10.01 \text{cm}^2$$

- Calcul des armatures à la flexion composée : (N effort de compression)

$$A = A^f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 10.01 - \frac{241.82 \times 10^3}{100 \times 400} = 3.96 \text{cm}^2$$

1.L'armature verticale minimale :

D'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de Navier Bernoulli



$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^3} = \frac{241.82 \times 10^3}{180 \times 1600} + \frac{6 \times 414.72 \times 10^6}{180 \times 1600^3} = 6.23 \text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^3} = \frac{241.82 \times 10^3}{180 \times 1600} - \frac{6 \times 414.72 \times 10^6}{180 \times 1600^3} = -4.57 \text{MPa}$$

$$\sigma_1 > 0; \sigma_2 < 0; l_t = h \times \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$$

$$l_t = 0.67m$$

$$\text{Alor : } A_{min}^{RPA} = 0.002 \times l_t \times a = 0.002 \times 67 \times 18 = 2.41 \text{cm}^2$$

- 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)

$$A_{min}^g = 0.005 \times b \times h$$

$$A_{min}^g = 0.005 \times 18 \times 160 = 4.32 \text{ cm}^2$$

Dans la zone tendue : $A = \max(A_{cal} ; A_{min} RPA) \Rightarrow A = \max(3.96 ; 2.41)$

Alors on prend $A = 3.96 \text{ cm}^2$

En zone courante :

$$h' = h - 2l_t$$

$$h' = 160 - 2 \times 67 = 26 \text{ cm}$$

$$A_{min2} = 0.001 \times b \times h'$$

$$A_{min2} = 0.001 \times 18 \times 26 = 0.47 \text{ cm}^2$$

$$A_{tot} = 2A_{tendu} + A_c = 2 \times 3.96 + 0.47 = 8.39 \text{ cm}^2 > A_{min}^g = 4.32 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots C.V$$

Donc : $A_{tot} = 8.39 \text{ cm}^2$ on adopte 12HA10 = 9.42 cm²

- L'espacement d'après (RPA99 version 2003)

$S < \min(1,5.a ; 30 \text{ cm}) = \min(18 \times 1,5 ; 30 \text{ cm})$ On prendre : $S = 20 \text{ cm}$

Dans la zone h/10 :

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{20}{2} = \min\left(\frac{1.5a}{2} ; \frac{30}{2}\right) \rightarrow D = 13.5 \text{ cm}$$

On prendre : $D = 13.5 \text{ cm}$.

Les espacements suivant le (B.A.E.L) sont négligés par rapport ceux donnés par le R.P.A.99

Choix d'armature :

$$A_{nap1} = A_{nap2} = \frac{A_{adpt}}{2} = \frac{9.42}{2} = 4.71 \text{ cm}^2$$

$$A_{nap1} = 6HA10 = 4.71 \text{ cm}^2$$

$$A_{nap2} = 6HA10 = 4.71 \text{ cm}^2$$

- **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 : $\tau_b = 1.4 \times \frac{T_{calcul}}{b_0 \times d}$

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:

$$\tau_b = 1.4 \times \frac{170.48 \times 10^3}{180 \times 1550} = 0.85 \text{ MPa}$$

La contrainte limite est : $\tau_{\bar{b}} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$ (l'article 7.7.2 RPA 99/version 2003).

$$\tau_b = 0.85 \text{ MPa} < \tau_{\bar{b}} = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

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 :

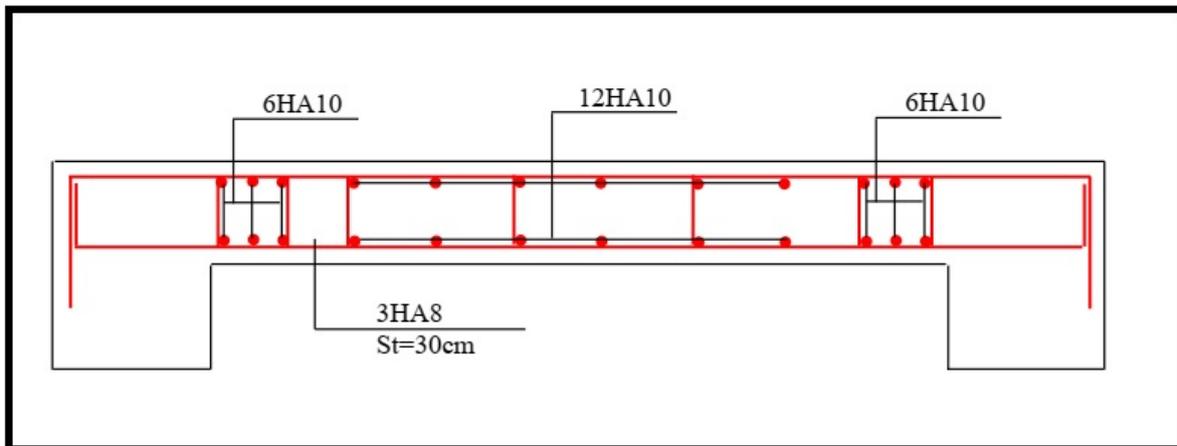
$$A_{min}^g = 0.0015 \times a \times 1m = 0.0015 \times 18 \times 100 = 2.7 \text{ cm}^2$$

En zone courante :

$$A_{min}^c = 0.001 \times a \times 1m = 0.0015 \times 18 \times 100 = 1.8 \text{ cm}^2$$

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.5.3. PRESENTATION DU FERRAILLAGE :**Fig.V.5.ferrailage des voiles plein**

Chapitre VI :

***Ferraillage de
L'infrastructure***

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 Sétif les données

Géotechniques préliminaires de l'étude de sol du projet sont :

- contrainte admissible : $\bar{\sigma}_{sol}=1.70 \text{ bars}$ pour l'ensemble du site.

- type de sol : classé dans **la catégorie S3** selon le RPA 2003

- ancrage des fondations : **d = 3 m**

Tout d'abord 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 : $S_{semelle}^{totale} \geq 50\% S_{batiment}$ (Radier général)

$$P_{ser}(MAX) = G + Q = 31096.51 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1.70 \text{ bars}$$

n : Nombre de poteaux au niveau de étage = 36 poteaux

-Surface de semelle(Ssemelle):

$$S_{semelle} \geq \frac{P_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$S_{semelle} \geq \frac{31096.51 \times 10^3}{170 \times 10^3} = 182.92 \text{ m}^2$$

$$S_{semelle}^{totale} = 182.92 \times 36 = 6585.12 \text{ m}^2$$

-Surface du bâtiment total :

$$S_{batiment} = L_x \times L_y = (25.25 \times 22.8) - (252.5)$$

$$S_{batiment} = 320.92 \text{ m}^2$$

On a : $6585.12 > 50\% 320.92 = 160$ (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 :**VI. 5.1 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 $\Rightarrow h \geq \frac{435}{20} = 21.75 \text{ cm}$

La poutre:

La poutre du radier doit avoir une hauteur h_t égale à : $h_t \geq \frac{435}{10} = 43.5 \text{ cm}$

➤ Condition de longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \geq \frac{2 \times L_{max}}{\pi}$$

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).

$$h = \sqrt[3]{\frac{48 \times K \times L_{max}^4}{E \times \pi^4}}$$

$L_{max} = 4.35 \text{ m}$; $E = 3216420 \text{ t/m}^2$; $K = 4000 \text{ t/m}^3$

De la condition précédente, nous tirons h :

$$h = \sqrt[3]{\frac{48 \times K \times L_{max}^4}{E \times \pi^4}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 4.35^4}{3216420 \times 3.14^4}} = 0.60 \Rightarrow h = 0.6 \text{ m}$$

➤ **Conclusion :**

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

$$h_r = \max(21.75 ; 43.5 ; 60)$$

On prend un épaisseur plus proche de l'épaisseur calculée :

$$h_r = 60 \text{ cm}$$

-Remarque :

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

h = 60 cm la nervure

h = 60 cm Dalle

b = 50 cm Largeur de la poutre

VI. 5.2 Détermination des efforts :

ELU : $N_u = 42679.00 \text{ KN}$

ELS : $N_s = 31096.51 \text{ KN}$

VI. 5.2.1. Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{ELS : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{31096.51 \times 10^3}{170 \times 10^3} = 183 \text{ m}^2$$

$$\text{ELU : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1.33 \times \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{42679.00 \times 10^3}{1.33 \times 170 \times 10^3} = 188.76 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 320.92 \text{ m}^2 > \max(S_1; S_2) = 188.76 \text{ m}^2$$

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:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y)$$

Lx: longueur en plan (22.8 m).

Ly: largeur en plan (25.15m).

Calcul de débordement D:

$$D \geq \text{Max} (h_r/2 ; 30\text{cm}). \text{ O\`u: } h = 0.60\text{m}$$

$$D \geq \text{Max} (30\text{cm} ; 30 \text{ cm}).$$

On prend **D = 0.4 m** alors l'emprise totale avec D est:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y) = 320.92 + 0.4 \times 2 \times (22.8 + 25.15) = 359.28\text{m}^2$$

VI. 5.2.2. Poids du radier :

$$G_{\text{radier}} = (320.92 \times 0.60 \times 25) = 5389.20 \text{ KN}$$

-Combinaison d'action :

$$N_u = 42679.00 + 1.35(5389.2) = 49954.42 \text{ KN}$$

$$N_s = 31096.51 + 5389.2 = 36485.71 \text{ KN}$$

VI. 5.3. Vérification :**VI. 5.3.1 Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL 91) (Art : 5.1)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\}$$

$$\text{Avec : } b = 100 \text{ cm ; } d = 0,9 h = 0,9 \times 60 = 54 \text{ cm}$$

$$T_u^{max} = q_u \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{\text{radier}}} \times \frac{L_{max}}{2}$$

$$T_u^{max} = \frac{49954.24 \times 1}{320.92} \times \frac{4.35}{2} = 338.56 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{338.56 \times 10^3}{100 \times 540} = 0.62\text{MPa} < \tau_{\bar{u}} = 2.5\text{MPa} \dots\dots\dots C.V$$

VI. 5.3.2 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**

$$Nu \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

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 :
1600.76KN

Ce qui donne un effort normal pour une bande de un mètre linéaire (1ml)

$$N_u / ml = 1600.76 \text{ KN/ml}$$

μ_c : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen.

$$\mu_c = 2 \times (a + b + 2 \times h) = 2 \times (30 + 45 + 2 \times 60) = 390 \text{ cm}$$

h : Epaisseur du radier

$$Nu \leq 0.045 \times 3900 \times 600 \times \frac{25}{1.5} = 1755 \text{ KN}$$

$$N_u = 1600.76 \leq 1755 \text{ KN} \dots\dots\dots C.V$$

b- vérification pour les voiles :

il faut vérifier que

$$Nu \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

Avec ; N_u : Charge revenant au voile plus chargé.

$$N_u = 42.21 \text{ KN}$$

$$\mu_c = 2 \times (a + b + 2 \times h) = 2 \times (160 + 15 + 2 \times 60) = 590 \text{ cm}$$

$$Nu \leq 0.045 \times 5900 \times 600 \times \frac{25}{1.5} = 2655 \text{ KN}$$

$$N_u = 42.21 \text{ KN} < 2655 \text{ KN} \dots\dots\dots C.V$$

Donc : La condition est vérifiée pour la structure il n'y a pas de risque de rupture du radier par poinçonnement.

VI.5.3.3 Vérification de l'effort de sous pression :

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$G > \alpha \times S_{rad} \times \gamma_w \times Z = 1.5 \times 320.92 \times 10 \times 2 = 9627.6$$

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 ($\gamma_w = 10\text{KN/m}^3$)

Z : Profondeur de l'infrastructure (h = 2.00 m)

$$GT = G_{rad} + W_{tot.bat} + W_{remplie}$$

$$W_{remplie} = 2 \times 18 \times 320.92 = 11553.12 \text{ KN}$$

$$W_{tot.bat} = 14574.3 \text{ KN}$$

$$G_{rad} = 5389.2 \text{ KN}$$

$$GT = 5389.2 + 14574.3 + 11553.12 = 31516.62 \text{ KN}$$

$$GT = 31516.62\text{KN} > 9627.6\text{KN} \dots\dots\dots C.V$$

⇒ Pas de risque de soulèvement de la structure.

VI. 5.4 Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G± E) :

-Moment de renversement du 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 :

$$e = \frac{M}{N} < \frac{L}{4}$$

$$L = L_x ; L_y$$

$$N = 30693.88 \text{ KN}$$

$$M_x = 1022.10\text{KN}$$

$$M_y = 1445.29 \text{ KN}$$

a- Centre de gravité des masses du radier (infrastructure) :

Centre de gravité des masses du radier (infrastructure) d'après logiciel ROBOT :

$$X = \sum S_i X_i / \sum S_i = 17.13\text{m}$$

$$Y = \sum S_i \times Y_i / \sum S_i = 16.50\text{m}$$

b- Moment d'inertie d'un radier :

$$I_{x-x} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{22.8 \times 25.15^3}{12} = 30225.08\text{cm}^4$$

$$I_{y-y} = \frac{h \times b^3}{12} = \frac{25.15 \times 22.8^3}{12} = 24840.55\text{cm}^4$$

$$a \times b = 22.8 \times 25.15 = 573.42 \text{ m}^2 \text{ donc: } a = 22.8\text{m. et } b = 25.15 \text{ m}$$

	Sens (X-X)	Sens (Y-Y)
N (kN)	30693.88	30693.88
M(kN.m)	1022.10	1445.29
e (m)	0.03	0.047
L/4	5.7	6.28
Condition	Vérifiée	Vérifiée

Tableau: VI.1. Résultats de calcul de la stabilité du radie

VI.5.4.1 Vérification au non soulèvement des fondations (G+Q+E)

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq 1.5 \times \sigma_{sol} ; \sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} \times X_G ; \sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} \times Y_G$$

N : effort normal dû aux charges verticales.

M : effort de renversement dû au séisme.

	Sens (X-X)	Sens (Y-Y)
N(KN)	30693.88	30693.88
M(KN .m)	1022.10	1445.29
σ_{max}(KN /m²)	96.22	96.46
σ_{min}(KN /m²)	94.96	94.68
σ_{moy}(KN /m²)	95.90	96.01
$1.5 \times \sigma_{sol}$(KN /m²)	170	170
Condition	Vérifiée	Vérifiée

Tableau : VI.2. Résultat de calcul non soulèvement des fondations

VI. 5.5. Ferrailage 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 : $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

VI. 5.5.1 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 :

μ_x ; μ_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 encastrés 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
$N_u = 49954.42\text{KN}$	$N_{ser} = 36485.71\text{KN}$
$S_{rad} = 320.92\text{m}^2$	$S_{rad} = 320.92\text{m}^2$
$q_u = N_u / S_{rad} = 155.66\text{KN/m}^2$	$q_{ser} = N_s / S_{rad} = 113.69\text{KN/m}^2$

Tableau: VI.3. Calcul des moments fléchissant

Le plus grand panneau est le panneau du (4.35×3.85)m

a- l'E.L.U : $v = 0$; $q_u = 155.66\text{KN/m}^2$

$$\rho = \frac{4.35}{3.85} = 1.12 > 0.4 \rightarrow \text{alors le panneau travaille dans les deux sens.}$$

▪ A partir du tableau:

$$\mu_x = 0.0367$$

$$\mu_y = 1$$

▪ donc les moments sont:

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \rightarrow M_x = 0.0367 \times 155.66 \times 4.35^2 = 108.09 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \rightarrow M_y = 1 \times 108.09 = 108.09 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x \rightarrow M_{tx} = 0.85 \times 108.09 = 91.87 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y \rightarrow M_{ty} = 0.85 \times 108.09 = 91.87 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x \rightarrow 0.3 \times 108.09 = 32.42 \text{ KN.m/ml}$$

VI. 5.5.2. Calcul des armatures:

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2}; \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}); \beta = 1 - 0.4\alpha;$$

$$A_s = \frac{M}{\sigma_s \times b \times \beta}; A_{s \min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{c28} = 25\text{MPa}; f_{t28} = 2,10\text{MPa}; \sigma_{bc} = 14.2\text{MPa}; f_e = 400\text{MPa}; \sigma_s = 348\text{MPa}; b = 100\text{cm};$$

$$h = 60\text{cm}; c = 5 \text{ cm.}$$

$$\emptyset \leq \frac{\emptyset}{10} = \frac{500}{10} = 50\text{mm}$$

$$d_x = h - c - \frac{\emptyset_x}{2} = 60 - 5 - \frac{5}{2} = 52.5\text{cm}$$

$$d_y = d_x - \frac{\emptyset_x + \emptyset_y}{2} = 52.5 - \frac{5 + 5}{2} = 47.5\text{cm}$$

➤ Espacement *maximal* :- en travée : $St \leq \min(3.h; 33cm)$ - sur appui : $St \leq \min(3.h; 33cm)$

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M(KN.m)	32.42	91.87	32.42	91.87
M	0.008	0.023	0.010	0.028
$\mu < \mu l$	C.V	C.V	C.V	C.V
A	0.01	0.029	0.012	0.035
B	0.99	0.988	0.995	0.985
As(cm²/ml)	1.42	5.08	1.97	5.64
As_{min} (cm²/ml)	6.33	6.33	5.73	5.73
Choix des barres	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
AsChoix(cm²/ml)	6.79	6.79	6.79	6.79
Espacement(cm)	16	16	16	16

Tableau: VI.4. Ferrailage de panneau le plus sollicité du radier – ELU

L'E.L.S :

$$v = 0.2 ; q_s = 113.69 \text{KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{4.35}{3.85} = 1.12 > 0.4 \rightarrow \text{alors le panneau travaille dans les deux sens.}$$

▪ A partir du tableau:

$$\mu_x = 0.0367$$

$$\mu_y = 1$$

▪ donc les moments sont:

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \rightarrow M_x = 0.0367 \times 113.69 \times 4.35^2 = 78.9 \text{ KN.m /ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \rightarrow M_y = 1 \times 78.9 = 78.9 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x \rightarrow M_{tx} = 0.85 \times 78.9 = 67.06 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y \rightarrow M_{ty} = 0.85 \times 78.9 = 67.06 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x \rightarrow 0.3 \times 78.9 = 23.67 \text{ KN.m/ml}$$

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M(KN.m)	23.67	67.06	23.67	67.06
M	0.005	0.016	0.006	0.019
$\mu < \mu l$	C.V	C.V	C.V	C.V
A	0.006	0.020	0.007	0.023
B	0.997	0.992	0.997	0.99
As(cm²/ml)	2.24	6.38	2.47	
As_{min} (cm²/ml)	6.33	6.33	5.73	5.73
Choix des barres	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
AsChoix(cm²/ml)	6.79	6.79	6.79	6.79
Espacement(cm)	16	16	16	16

Tableau: VI.5. Ferrailage de panneau le plus sollicité du radier – ELS

❖ Vérification au cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21)

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

$$T_u = \frac{qu \times Lx \times Ly}{2 \times Ly + Lx} = \frac{155.66 \times 4.35 \times 3.85}{2 \times 3.85 + 4.35} = 216.34 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{216.34 \times 10^3}{1000 \times 540} = 0.40 \text{ MPa}$$

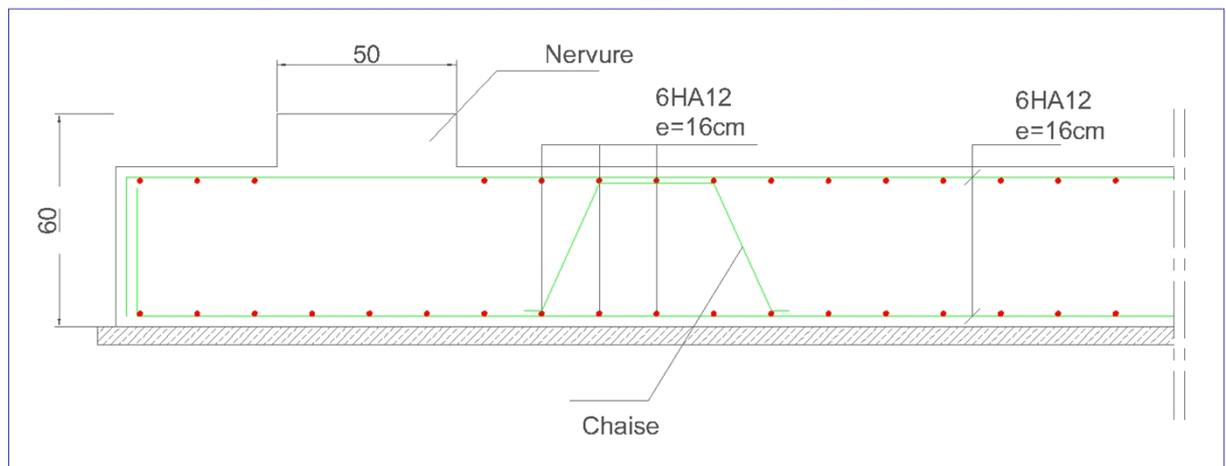
$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.40 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \text{C.V}$$

La condition est vérifié n'est pas nécessaire des armatures transversales.

VI.5.6.PRESENTATION DU FERRAILLAGE :

Fig. VI.1. Ferraillage du radier



VI.6. 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 linéer

$$h = 0.60\text{m}$$

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

$$d = 0.9 h = 0.54\text{m}$$

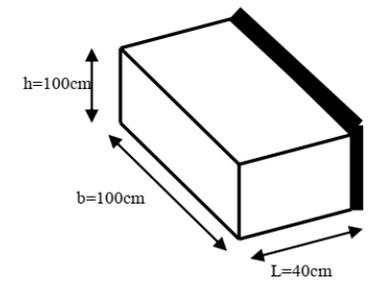
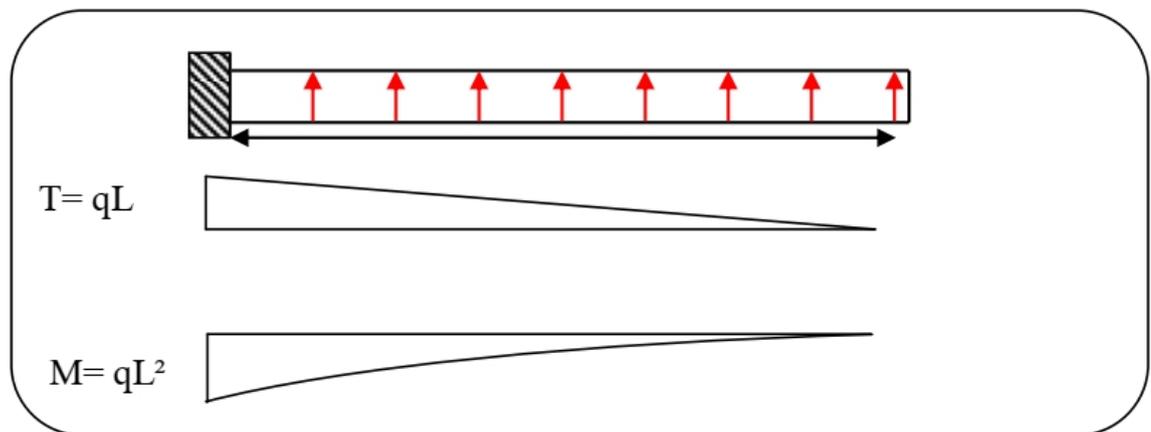


Fig.VI.2. schéma isostatique et sollicitations de les débords.



▪ **L'ELU :**

$$M_{\max} = q_u \times L_2 / 2 = 155.66 \times (0.4)_2 / 2 = 12.45 \text{ KN.m}$$

▪ **L'ELS : (fissuration préjudiciable) :**

$$M_{\max} = q_{\text{ser}} \times L_2 / 2 = 133.69 \times (0.4)_2 / 2 = 10.69 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2}; \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}); \beta = 1 - 0.4\alpha;$$

$$A_s = \frac{M}{\sigma_s \times b \times \beta}; A_{s \text{ min}} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

	Mmax	M	A	B	Acal(cm ²)	Amin(cm ²)	Aadpt(cm ²)
ELU	12.45	0.003	0.0037	0.998	0.66	6.52	6HA12=6.70
ELS	10.69	0.002	0.0025	0.99	0.56	6.52	6HA12=6.70

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \tau_u = 0.05 f_{c28}$$

$$b = 1 \text{ m.}$$

$$d = 0,90 \text{ h} = 0.54 \text{ m}$$

$$V_u = q_u \times L.$$

$$V_u = 155.66 \times 0.4 = 62.26 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{62.26 \times 10^3}{1000 \times 540} = 0.11 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.11 \text{ MPa} < \tau_u = 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots C.V$$

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.7. Etude des nervures :

Le radier est considéré travaillant comme un plancher renversé qui est sollicité par la réaction du sol, il transmet cette réaction aux nervures.

La nervure est la poutre du radier soumise à la flexion simple

La hauteur de la nervure $h=0.6\text{m}$

La largeur de la nervure $b=0.5\text{m}$

VI.7.1 Les sollicitations

Les sollicitation maximales sont déterminées par logiciel **ROBOT 2021** poutre rectangulaire (bxh).

Fig.VI.3.diagrammes des moments fléchissent à L'ELU.

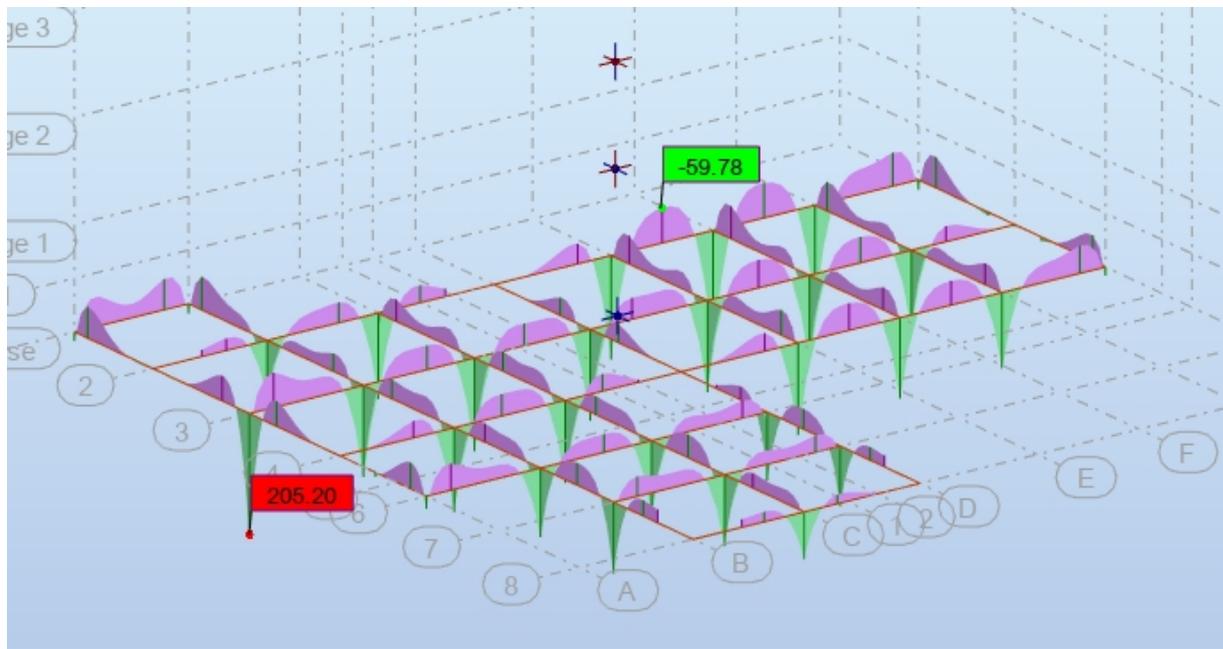


Fig.VI.4.diagrammes des moments fléchissent à L'ELS.

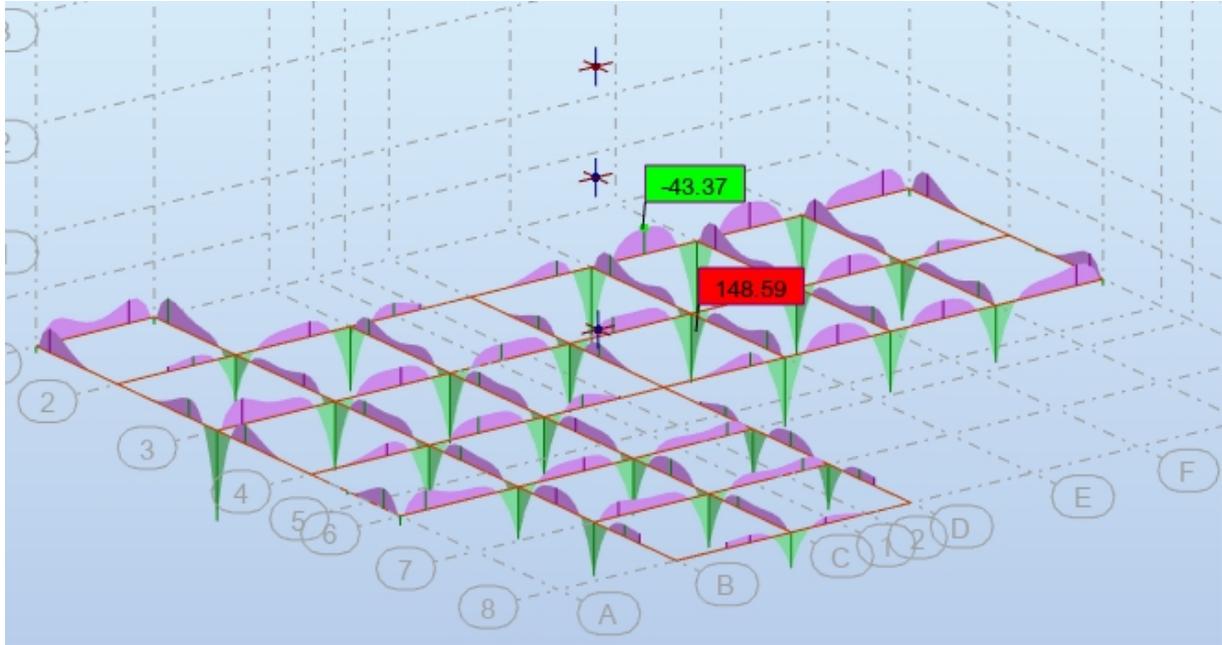
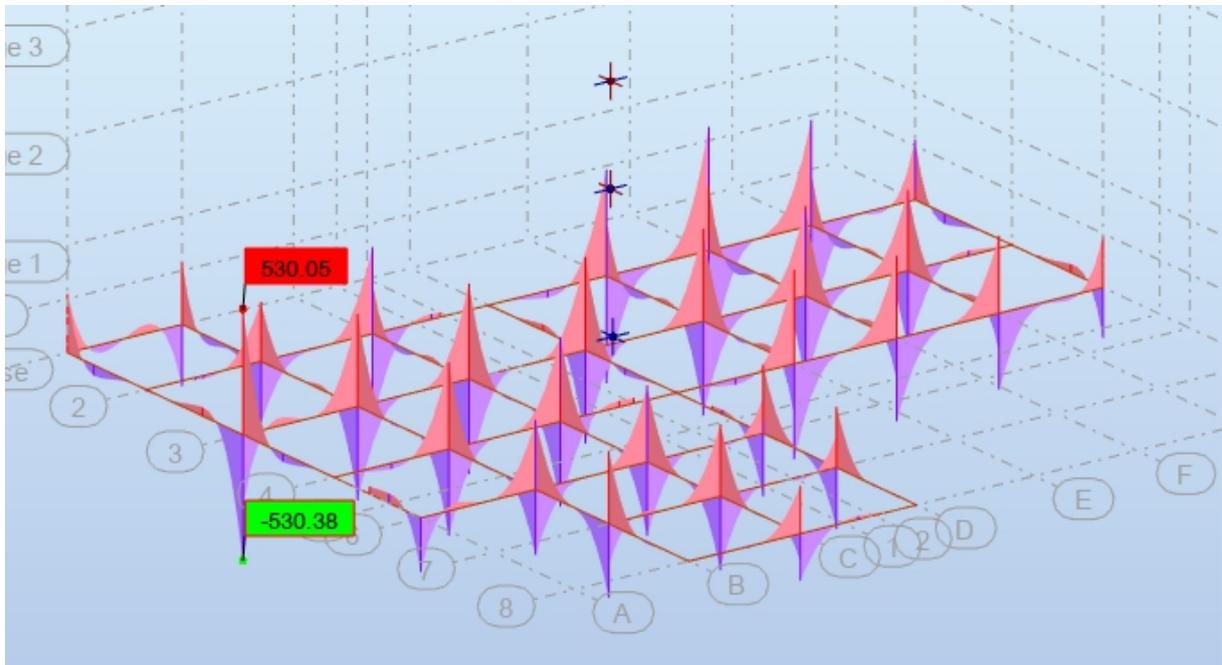


Fig.VI.5.diagrammes de L'efforts tranchants à L'ELU.



Calcul à l'ELU :

$$M_{appuis}^{max} = 205.20 \text{ KN.m}$$

$$M_{trav}^{max} = 59.78 \text{ KN.m}$$

$$V_{max} = 530.05 \text{ KN}$$

VI.7.2.calcul des armatures :

En travée

$$\mu = \frac{M_{trav}^{max}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{59.78 \times 10^6}{14.2 \times 500 \times 550^2} = 0.027 < \mu = 0.392$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}); \beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$\alpha = 0.034$$

$$\beta = 0.98$$

$$A_s = \frac{M_{trav}^{max}}{\sigma_s \times b \times \beta} = \frac{59.78 \times 10^6}{348 \times 0.98 \times 550} = 3.18 \text{ cm}^2$$

En appui

$$\mu = \frac{M_{appuis}^{max}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{205.20 \times 10^6}{14.2 \times 500 \times 550^2} = 0.095 < \mu = 0.392$$

$$\alpha = 0.125$$

$$\beta = 0.95$$

$$A_s = \frac{M_{appuis}^{max}}{\sigma_s \times b \times \beta} = \frac{205.20 \times 10^6}{348 \times 0.98 \times 550} = 11.28 \text{ cm}^2$$

❖ Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 50 \times 60 \times \frac{2.1}{400} = 3.62 \text{ cm}^2$$

❖ Le pourcentage minimal d'armature :

Selon BAEL91 : (BAEL91.B.6.4)

$$A_{min}^{BEAL} \geq 0.001 \times b \times h ; A_{min}^{BEAL} \geq 0.001 \times 50 \times 60 = 3 \text{ cm}^2$$

Selon PPA99/2003 :

$$A_{min}^{RPA} \geq 0.005 \times b \times h ; A_{min}^{BEAL} \geq 0.005 \times 50 \times 60 = 15 \text{ cm}^2$$

	$A_{\text{calculé}}$	A_{BEAL}	A_{minBEAL}	A_{minRPA}	A_{max}	A_{adpt}	choix
Appuis	11.28	3.62	3	15	15	20.61	4HA16+4HA20
Travée	3.18	3.62	3	15	15	16.08	8HA16

Tableau: VI.6. Ferrailage de nervures

VI.7.3 Vérification

-Vérification de la Contrainte de Cisaillement : BAEL91 (art A.5.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{530.05 \times 10^3}{500 \times 550} = 1.92 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 3 \text{MPa} \right\} = 2.5 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 1.92 \text{MPa} < \tau_u = 2.5 \text{MPa} \dots\dots\dots C.V$$

-Espacement des armatures transversales :

➤ **En zone nodale:**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_l \right) = 15 \text{cm}$$

➤ **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{cm}$$

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

$$S_t \leq \min(49.5 ; 40 \text{cm}) \dots\dots\dots C.V$$

-la quantité des armatures transversales :

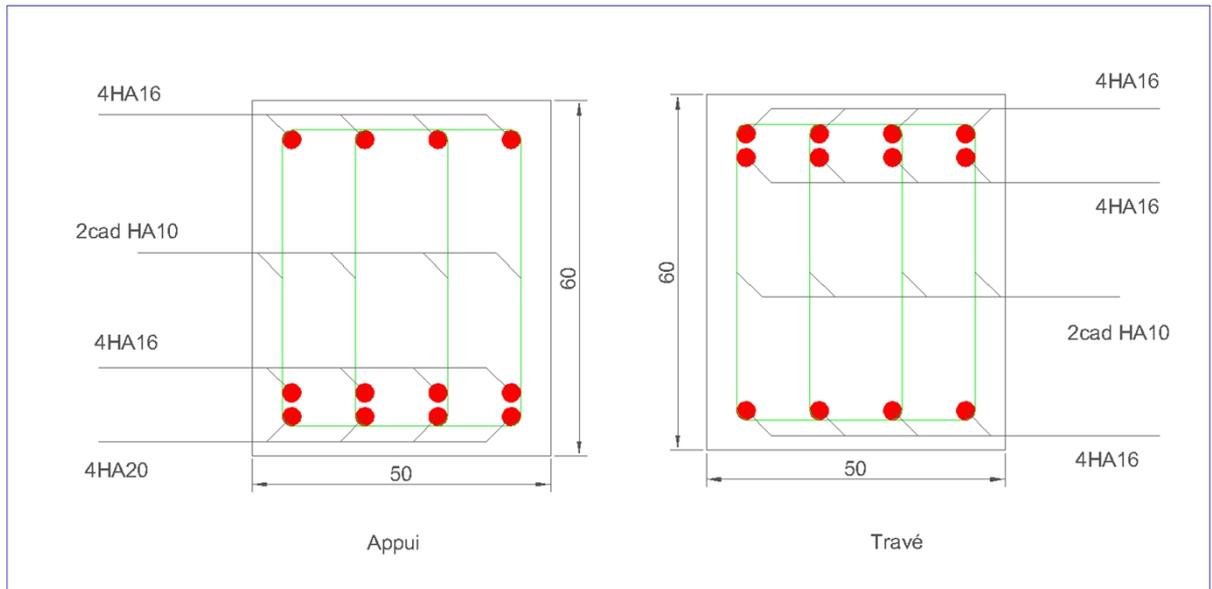
$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

$$A_t = 0.003 \times 20 \times 50 = 3 \text{cm}^2$$

$$\text{Nous prenons : } A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{cm}^2$$

VI.7. 4 PRESENTATION DU FERRAILLAGE :

Fig. VI.6.ferraillage de la Nervures



VI.8. Etude de longrine

VI.8.1. Introduction :

D'après les règlements RPA99VER 2003 (art 10.1.1.b).....page 79

Les longrines (ou les dispositifs équivalent) 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 3 ; zone II $\rightarrow \alpha = 12$

Les dimensions minimales de la section transversales des longrines sont : $25 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}$

Soit : $B = (40 \times 30) \text{ cm}^2$.

VI.8.2. Calcul Des Armatures Longitudinales :

VI.8.2.1 :ELU

$$A_u = \frac{F_u}{\sigma_s}$$

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{1600.76}{12} = 133.40 \text{ KN} > 20 \text{ KN} \dots\dots C.V$$

$$A_u = \frac{133.40 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 3.83 \text{ cm}^2$$

VI.8.2.2 Le ferrailage minimal : D'après RPA99page 79

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.6\%B = 0.006 \times 40 \times 30 = 7.2 \text{ cm}^2$$

VI.8.2.3. 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

$$A \geq B \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 6.3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max(A_u; A; A_{\min}^{\text{RPA}}) = A_{\min}^{\text{RPA}} = 7.2 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6T14 = 9,23 cm²

VI.8.3 .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*)

VI.8.4. L'espacement : Selon RPA99

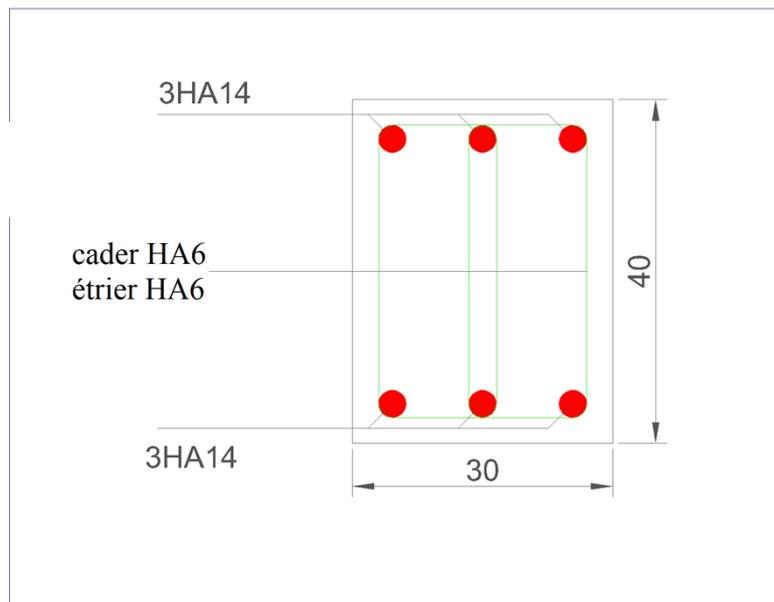
$$St \leq \min (20cm ; 15\phi\ell)$$

$$S t \leq \min(20 \text{ cm};21)$$

Soit : $St = 20 \text{ cm}$.

VI.8.5. Présentation De Ferrailage :

Fig.VI.7.ferrailage longrine



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 2021 (Modélisation)
- AUTOCAD 2021 (Dessin)
- Office2007 (Traitement de texte, calcul...etc.)