



République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



Université de Hamma Lakhder El Oued

Faculté de Technologie

Département d'hydraulique et de génie civil

## Mémoire

En vue de l'obtention du diplôme de Master 2

Filière : Génie civil

Option : Matériaux de construction

### Etude d'un bâtiment R+4 à usage d'habitation à contreventement mixte

Supervisé par :

Mme. HACHEM Rafika

Présenté par :

MEISSA Faouzi

MECHEHAT Lakhder

LAYES Mohammed Adem

LATRECHE Rochdi

Devant le jury :

Président  
Examinatrice  
Superviseuse

Frik Ali  
Masmoudi Fouzi  
HACHEM Rafika

M.A. A  
M.A. A  
M.A. A

Université d'El Oued  
Université d'El Oued  
Université d'El Oued

Promotion: 2024

# Remercîments

En premier lieu, on tient à remercier de nous avoir donné le courage et la force pour accomplir ce travail et nous le parions toujours qu'il soit à nos côtés. Ce Modest projet n'aurait pu être réalisée sans l'action de plusieurs intervenants que nous tenons à remercier infiniment en particulier :

M<sup>me</sup>

Hachem Rafika : (notre encadrée)

Nous ne trouvons pas de mots pour exprimer notre profonde gratitude, notre respect et nos sincères remerciements à notre superviseur pour le conseil que vous nous avons donnés, pour confiance que vous nous avez accordée et la patience dont vous avez fait preuve. Il s'agissait d'une contribution précieuse à l'achèvement de ce projet.

Les mots ne peuvent exprimer mes remerciements et ma gratitude au frère, ami et ingénieur civil qui mérite ce certificat pour son soutien et ses précieux conseils qui nous ont aidés à mener à bien ce projet. Alors merci beaucoup pour lui, que Dieu accepte son travail, le protège, le bénisse et augmente ses connaissances.

Nous remercions également les honorables professeurs qui nous ont aidés avec beaucoup ou un peu pour accomplir ce projet, à savoir :

(Mr. Masmoudi Fawzi. Mr. Bedadi laid)

On remercie tous les enseignants du département GENIE CIVIL D'Université d'El-Oued pour leurs rôles importants dans notre formation.

Nous devons un grand merci à tous nos amies pour leur soutien moral et tous ceux qui nous chers.

**Résumé:**

Etude de thèse pour un immeuble (R+4 étages) à usage d'habitation Cette thèse étudie un bâtiment de deux étages (R+4) à usage d'habitation. Il est situé dans Province de Tébessa.

Cette zone est classée zone sismique I selon RPA-99/version 2003.

Ce travail consiste en le décorticage (quille et voile), et le pré-dimensionnement des éléments Les convoyeurs sont fabriqués selon BAEL91 et RPA99/version2003. Etude dynamique La structure a été réalisée par le logiciel de calcul ROBOT Structural AnalysesProfessional2014.

Les calculs ont été effectués selon la réglementation algérienne : RPA99/V2003, CBA93, et Pyle 91.

Mots clés : construction - béton armé - calculs de structure. RPA99/V2003-BAEL91

**Summary :**

This study is for a residential building (R+4 floors). This thesis examines a building with two floors (R+4) for residential use, located in the Province of Tébessa. This area is classified as seismic zone I according to RPA-99/version 2003. The work includes the detailing (beams and walls) and preliminary sizing of structural elements. The conveyors are manufactured according to BAEL91 and RPA99/version 2003. Dynamic analysis of the structure was performed using ROBOT Structural Analysis Professional 2014. Calculations were conducted following Algerian regulations: RPA99/V2003, CBA93, and Pyle 91.

**Keywords:** construction - reinforced concrete - structural calculations - RPA99/V2003 - BAEL91

## ملخص:

دراسة بحثية لمبنى سكني (طابق أرضي + 4 طوابق) للاستخدام السكني. تدرس هذه الرسالة مبنى مكوناً من خمسة طوابق (طابق أرضي + 4 طوابق) للاستخدام السكني، يقع في ولاية تبسة. تم تصنيف هذه المنطقة كمنطقة زلزالية من الفئة الأولى وفقاً لمواصفات RPA-99/نسخة 2003. يشمل هذا العمل تحليل الهيكل (الأعمدة والجدران) والتصميم المبدئي للعناصر. تم تصنيع مكونات المبنى وفقاً لمعايير BAEL91 و RPA99/نسخة 2003. وقد تم إجراء دراسة ديناميكية باستخدام برنامج ROBOT Structural Analyses Professional 2014. أجريت الحسابات وفقاً للمعايير الجزائرية: RPA99/نسخة 2003، CBA93، و Pyle 91.

**الكلمات المفتاحية:** البناء - الخرسانة المسلحة - حسابات الهيكل. RPA99/نسخة 2003 -

BAEL91

## Liste des Figures

Figure 01 : Diagramme de règle des trois pivots .....	7
Figure 02 : Diagramme contraintes-déformation du béton à l'ELU .....	10
Figure 03 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS .....	10
Figure 04 : Diagramme contraintes – déformations de l'acier .....	13
Figure 05 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux .....	15
Figure 06 : schéma de balcon.....	16
Figure 07 : forme d'un l'acrotère .....	17
Figure 07. : Coupe des voiles en élévation .....	22
Figure.08: plancher terrasse inaccessible.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure09: plancher dalle pleine.....	26
Figure 10 : Détermination de la section Br .....	28
Figure 11 : Poteau central .....	29
Figure 12: Loi de dégression .....	31
Figure 13: schéma de L'acrotère .....	35
Figure 14: Schéma de calcul de l'acrotère .....	37
Figure 15: Schéma de ferrailage de l'acrotère .....	40
Figure 16: les balcon.....	41
Figure 17: Schéma de ferrailage de balcon.....	44
Figure 17: Diagrammes des moments fléchissant en travées et en appuis. ....	47
Figure 18: Coup A-A de paillasse.....	48
Figure 19: Schéma de ferrailage.....	52
Figure 20: Plancher en corps creux .....	53
Figure 21: Coffrage de la poutrelle.....	59
Figure 22: Ferrailages des poutrelles.....	65
Figure 23: Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.....	67
Figure 24: Vue 3D pour la poutre palière .....	67
Figure 25 : schéma statique de la poutre palier .....	68
Figure 26: Aire de la section .....	72
Figure 27: Schéma de ferrailage de la poutre palier .....	75
Figure28 : Présentation de structure.....	78
Figure.29 : Spectre de réponse de calcul.....	84
Figure 30 : Mode 1 « Translation sens X » $T = 0.44s$ .....	85
Figure 31 : Mode 2 « Translation sens Y » $T = 0.37s$ .....	86
Figure 32 : Mode 3 « Torsion » $T = 0.26s$ .....	86
Figure 33 : Schéma de ferrailage des poutres principales 30×40.....	96
Figure 34 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires 30×35 .....	96
Figure 35 : Diagramme des contraintes.....	98

---

Figure 36 : Schéma de ferrailage des voiles.....	103
Figure 37 : Schéma de ferrailage des poteaux.....	117
Figure 37: types des foundation's.....	119
Figure 38: Schéma de principe d'une semelle isolée.....	120
Figure 39: Schéma de ferrailage de la semelle isolée S1.....	123
Figure 40: Vue en plan d'une semelle filante.....	124
Figure 40: Schéma exemplaire de ferrailage de la semelle filante SF1.....	128
Figure 41: Disposition des armatures de longrine.....	130

## Liste des tableaux

Table 01: Caractéristique mécanique des aciers.....	11
Table 02: Caractère d'adhérence des aciers. ....	12
Tableau 03 : Évaluation des charges de plancher terrasse.....	24
Tableau 04: Évaluation des charges de plancher terrasse. ....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau05: Evaluation des charge permanents du Planchers : RDC et étage courant .....	25
Tableau06: Evaluation des charge permanentes du balcon.....	25
Tableau07: Evaluation des charges permanente de murs extérieurs .....	26
Tableau08: Evaluation des charges permanente de murs intérieurs.....	26
Tableau10: Evaluation des charges permanente de palier de repos .....	27
Tableau11: Evaluation des charges permanente de paillasse de repos .....	27
Tableau 12 : Pré-dimensionnement des poteaux .....	32
Table 13: Les valeurs des moments en travée et sur appuis à l'ELU.....	57
Table 15: Les valeurs des moments en travée et sur appuis à l'ELS .....	59
Table 16: Les valeurs de l'effort tranchant sur appuis à l'ELS.....	59
Tableau 17: Période et facteur de participation massique .....	85
Tableau 18 : Calcul du moment de renversement dans le sens longitudinal .....	86
Tableau 19: Vérification de la stabilité au renversement dans le sens longitudinal.....	87
Tableau 20: Calcul du moment de renversement dans le sens transversal .....	87
Tableau 21 : Vérification de la stabilité au renversement dans le sens transversal .....	87
Tableau 22: Vérification des déplacements inter-étages .....	88
Tableau 23: Vérification de l'effet $P-\Delta$ dans le Sens longitudinal .....	89
Tableau 24: Vérification de l'effet $P-\Delta$ dans le Sens transversal.....	89
Tableau 25 : Centre de masse et de centre de torsion.....	89
Tableau 26 : Ferrailage des Poutres principales.....	95
Tableau 27 :Ferrailage des Poutres secondaires .....	95
Tableau 28: les valeurs de ferrailages des voiles .....	102
Tableau 29: Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques .....	107
Tableau 30: Efforts internes à l'ELU (Situation durable) .....	107
Tableau 31 : Efforts internes sous $G+Q\pm E$ .....	107
Tableau 32: Efforts internes sous $0.8G\pm E$ .....	107
Table 31: Vérification de la semelle S1 à l'ELS .....	122
Table 32: Vérification de la semelle S1 à l'ELU .....	122
Table 33 Vérification de la semelle S1 sous $G + Q \pm E$ .....	122
Table 34: Vérification de la semelle S1 sous $0.8G \pm E$ .....	122
Table 35: Ferrailage de la semelle S1 .....	123
Table 36: Dimensions des semelles filantes .....	125
Table 37: Vérification des semelles filantes au poinçonnement .....	125

---

<b>Table 38: Vérification des semelles filantes à l'ELS.....</b>	<b>125</b>
<b>Table 39: Vérification des semelles filantes à l'ELU .....</b>	<b>126</b>
<b>Table 40: Vérification des semelles filantes sous <math>G + Q \pm E</math>.....</b>	<b>126</b>
<b>Table 41: Tableau récapitulatif du ferrailage des semelles filantes .....</b>	<b>127</b>

---

## Liste des abréviations

- **A** : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de Frottement.
- **As** : Aire d'une section d'acier.
- **At** : Section d'armatures transversales.
- **B** : Aire d'une section de béton.
- **Ø** : Diamètre des armatures, mode propre
- **C** : Cohésion
- **η** : facteur de correction d'amortissement.
- **ξ** : amortissement critique
- **D** : Facteur d'amplification dynamique moyen
- **q** : Capacité portante admissible
- **Q** : Charge d'exploitation ; facteur de qualité
- **Ffr** : Force de frottement.
- **R** : Force résultante ; Réaction ; coefficient de comportement.
- **σs** : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- **σb** : Coefficient de sécurité dans le béton
- **Ss** : Contrainte de traction de l'acier.
- **σbc** : Contrainte de compression du béton.
- **Tu** : Contrainte ultime de cisaillement.
- **τ** : Contrainte tangentielle.
- **b** : Coefficient de pondération
- **σsol** : Contrainte du sol.
- **ρ** : Masse volumique.
- **v** : Coefficient de poisson de béton.
- **σm** : Contrainte moyenne.
- **G** : Charge permanente
- **X** : Déformation relative.
- **E.L.S** : Etat limite service.
- **Nser** : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- **Nu** : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- **Tu** : Effort tranchant ultime.
- **St** : Espacement.

- **I** : Elancement.
- **e** : Epaisseur ; excentricité
- **N<sub>q</sub>, N<sub>g</sub>, N<sub>c</sub>** : Facteur de portance.
- **F** : Force concentrée.
- **f** : Flèche.
- **f** : Flèche admissible.
- **D** : Fiche d'ancrage.
- **L** : Longueur ou portée.
- **L<sub>f</sub>** : Longueur de flambement.
- **I<sub>p</sub>** : Indice de plasticité.
- **I<sub>c</sub>** : Indice de consistance.
- **W** : Poids total de la structure.
- **d** : Hauteur utile.
- **F<sub>e</sub>** : Limite d'élasticité de l'acier.
- **M<sub>u</sub>** : Moment à l'état limite ultime.
- **M<sub>ser</sub>** : Moment à l'état limite de service.
- **M<sub>t</sub>** : Moment en travée.
- **M<sub>a</sub>** : Moment sur appuis.
- **M<sub>0</sub>** : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres
- **I** : Moment d'inertie.
- **f<sub>i</sub>** : Flèche due aux charges instantanées.
- **f<sub>v</sub>** : Flèche due aux charges de longue durée.
- **I<sub>fi</sub>** : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- **E<sub>ij</sub>** : Module d'élasticité instantané.
- **E<sub>s</sub>** : Module d'élasticité de l'acier.
- **I** : Rayons moyen
- **F<sub>c28</sub>** : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours
- **F<sub>t28</sub>** : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours
- **d** : rapport de l'aire d'acier à l'aire du béton
- **Y** : positions de l'axe neutre
- **I<sub>0</sub>** : Moment d'inertie de la section total homogène.
- **I<sub>fv</sub>** : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.

---

---

## Sommaire

Remercîments.....	
Résumé:.....	
Liste des Figures .....	
Liste des tableaux .....	
Liste des abréviations.....	
Sommaire.....	<b>1</b>
Introduction générale .....	

### Chapitre I :Présentation de l'ouvrage

<i>I.1. Introduction</i> .....	5
<i>I.2. Présentation du projet</i> .....	5
<i>I.3. Caractéristiques géométriques</i> .....	5
<i>I.4. Description de l'ossature</i> .....	5
I.4.1. Ossature et contreventement .....	5
I.4.2. Planchers.....	5
I.4.3. Voiles .....	6
I.4.4. Escaliers .....	6
I.4.5. Maçonnerie.....	6
I.4.6. Les revêtements .....	6
I.4.7. Acrotère .....	6
<i>I.5. Données sismiques de la structure</i> .....	6
<i>I.6. Règles et Hypothèses de calcul</i> .....	6
I.6.1. Les Etat limite ultime « ELU ».....	6
I.6.2. Etat limite de service « ELS ».....	7
<i>I.7. Les matériaux</i> .....	8
I.7.1. Béton .....	8
I.7.2. L'acier .....	11

### CHAPITRE II<sup>2</sup> pre-dimensionnement des elements et descente descharges

<i>I-Introduction</i> .....	15
<i>II- Pré-dimensionnement des éléments secondaires et principales</i> .....	15
II-1-Les éléments secondaires.....	15
II-2-Les éléments principales .....	20
<i>III- Evaluation des charges et surcharges</i> .....	24
III-1-Pré dimensionnement des poteaux.....	27
III-2-Calcul des charges et surcharges.....	30

# Sommaire

---

<i>Conclusion</i> .....	33
-------------------------	----

## Chapitre III: Etude Des Éléments Secondaire

<i>I.1. Introduction</i> .....	35
<i>I.2. Etude de L'acrotère</i> .....	35
I.2.1. Définition .....	35
I.2.2. Hypothèse de calcul.....	35
I.2.3. Action sismique .....	35
<i>I.2.4-Détermination des sollicitations</i> .....	36
<i>I.2.5-Ferraillage de l'acrotère</i> .....	36
<i>I.2.6. Vérifications a l'E.L. U</i> .....	38
<i>I.2.8 calculs des armatures ont l'E.L. S</i> .....	39
<i>I.2.9. Vérification a l'ELS</i> .....	40
<i>I.2.10. Schéma de ferraillage de l'acrotère</i> .....	40
<i>I.3- Etude de Balcons</i> .....	41
III.3.1-Définition .....	41
I.3.2. Détermination des charges et surcharges.....	41
I.3.3. Calcul des sollicitations .....	41
I.3.4-Ferraillage à l'ELU.....	42
I.3.5. Vérifications .....	43
I.3.6. Schéma de ferraillage .....	44
<i>I.4. Etude d'escalier</i> .....	45
I.4.1. Introduction .....	45
I.4.2. Principe de calcul.....	45
I.4.3. Charge et surcharge (les escaliers d'habitation) .....	45
I.4.4. Combinaisons des charges .....	46
III.4.5. Calcul des moments.....	46
I.4.6. Calcul de ferraillage .....	47
I.4.7. Vérification A l'ELU.....	49
I.4.8. Vérification A l'ELS .....	50
I.4.9. Schéma de ferraillage .....	52
<i>I.5. Etude du plancher</i> .....	52
I.5.1. Introduction .....	52
I.5.2. Etude des poutrelles.....	53
<i>I.5.3. Détermination des sollicitations des poutrelles</i> .....	54
<i>I 5.4. Calcul des armatures longitudinales</i> .....	59
<i>III.5.5. Les vérifications</i> .....	61

## Sommaire

---

III.5.6. Ferrailages des poutrelles .....	65
III.6. Dalle de compression.....	66
III.6.1. Introduction .....	66
III.6.2. Etude la dalle de compression .....	66
III.6.2. Conclusion.....	67
III.7. Etude de la poutre paliere.....	67
III.7.1. Introduction .....	67
III.7.2. Prédimensionnement de la poutre palière .....	68
III.7.3. Schéma statique .....	68
III.7.4. Evaluation des charges .....	68
III.7.5. Combinaison d'action .....	69
III.7.6. Ferrailage.....	69
III.7.6.1. Vérification de l'effort tranchant à (L'ELU).....	71
III.7.6.2. Vérification à l'ELS (Vérification des contraintes).....	71
III.7.6.3. Vérification de la flèche.....	72
III.7.6.4. Ferrailage sous sollicitations de torsion.....	72
III.7.6.5. Schéma de ferrailage .....	75

### Chapitre IV: Etude Sismique Et Dynamique

I -Introduction.....	77
II- Méthodes de calcul.....	77
II-1-Méthode statique équivalente .....	77
II-2- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.....	77
II-3-La méthode d'analyse modale spectrale .....	77
III- Calcul de la force sismique totale.....	78
IV-La méthode dynamique modale spectrale: .....	82
IV-1-Nombre de modes à considerer .....	84
IV-2-Vérification de la période.....	85
IV-3- Vérification de la stabilité au renversement .....	86
IV-4- Vérification des déplacements horizontaux.....	87
IV-5- Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$ .....	88
IV-6- Coordonnée du centre de masse et de centre de torsion .....	89

### Chapitre V: Etude Des Éléments Structuraux

I- Introduction.....	92
II- Etude des poutres .....	92
II-1-Ferrailage des poutres.....	92

## Sommaire

III- Étude des voiles .....	96
III-1- Les Armatures Verticales .....	97
III-2- Armatures horizontales .....	97
III-3- Armatures verticales .....	98
III-4- Schéma de ferrailages de voile.....	102
IV- Étude des poteaux.....	103
IV-1- Combinaison de calcul.....	104
IV-2- Vérifications spécifiques.....	105
IV-3- Calcul du ferrailage des poteaux.....	106
IV-4- Schémas de ferrailages des poteaux .....	117
<b>SChapitre VI: Etude Des Fondations</b>	
I.1. Introduction .....	119
I.2. La semelle isole .....	119
I.2.1. Vérification de type de la semelle.....	119
I.2.2. Dimensionnement de la semelle isolée .....	120
I.2.3. Calcule la hauteur de la semelle.....	121
I.2.4. Vérification de la Semelle Isolée S1.....	121
I.2.5. Calcule le ferrailage des semelles isolées (S1).....	122
I.2.6. Schéma de ferrailage de la semelle isolée s1.....	123
I.3. Calcule la semelle filante .....	123
I.3.1. Détermination de la semelle filantes .....	124
I.3.2. Hauteur de la paillasse de la semelle filante h .....	124
I.3.3. Vérification des semelles filantes.....	125
VI.3.4. Ferrailage des semelles filantes.....	126
VI.3.5. Schéma de ferrailage des semelles filantes .....	127
I.4. Etude de longrine .....	128
I.4.1. Introduction .....	128
I.4.2. Dimensionnement de la longrine.....	128
I.4.3. Ferrailage de la longrine .....	128
I.4.4. Schéma de ferrailage de longrine .....	130
<b>Conclusion.....</b>	<b>131</b>
<b>Références bibliographiques.....</b>	<b>133</b>
<b>Annexes .....</b>	<b>135</b>

# *Introduction générale*

Le génie civil représente l'ensemble des techniques de construction. Les titulaires d'un master en génie civil s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures 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. Très variées, leurs réalisations se répartissent principalement dans des domaines d'intervention : structures, hydraulique, transport et environnement.

Les dommages dans les structures sont généralement causés par une mauvaise conception. En effet des études basées sur des modèles physique et mathématique sont menés pour limiter et mettre en œuvre une réglementation faible qui régit le domaine de la construction en exigeant des normes à suivre par le concepteur et pour que la sécurité soit assurée.

Pour atteindre un tel objectif, l'ingénieur ne doit pas se contenter d'appliquer simplement les règlements, mais la compréhension des facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure.

Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, ainsi que la capacité portante du sol.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (CBA93.BAEL91, RPA99. v2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée ou génie civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps. Dans le cadre de cette étude, le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment (R+4) a usage d'habitation.

### **Structure de mémoire :**

Pour réaliser ce but, notre travail est composé de 06 chapitres et introduction et conclusion générale.

#### **Chapitre 1 :** Présentation de l'ouvrage

Le projet que nous avons en train d'étudier consiste a un bâtiment a usage d'habitation,

Composé d'un Rez de chaussée plus quatre étages (R+4), en béton armé composé de portiques et de voiles, implanté à BISKRA, qui est une zone de faible sismicité zone I d'après les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003).

#### **Chapitre 2 :** pre-dimensionnement des elements et descente descharges

Le pré dimensionnement a pour but le calcul préliminaire des différents éléments résistants.

En respectant les prescriptions des RPA99/Version 2003, CBA93 et du BAEL 91.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérification dans la phase de dimensionnement.

### **Chapitre 3 : Etude Des Éléments Secondaire**

Ainsi l'escalier, l'acrotère les planchers et enfin le balcon sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisque'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

### **Chapitre 4 : Etude Sismique Et Dynamique**

On entame dans ce chapitre la conception et le calcul dynamique du bâtiment. Ce travail peut être effectué d'une façon simple et rationnelle en utilisant l'un des logiciels d'élément finis existants actuellement. Pour cela nous nous servons du logiciel ROBOT.

### **Chapitre 5 : Etude Des Éléments Structuraux**

Une construction en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armés (ferrailler) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre toutes genres de sollicitations.

### **Chapitre 6 : Etude Des Fondations**

Dans ce chapitre, on va étudier la partie de la structure qui se trouve au-dessous du niveau du sol qui s'appelle l'infrastructure, son objet est de transmettre les charges verticales et les charges sismiques horizontales, et limiter les tassements différentiels et empêcher les déplacements horizontaux relatifs des points d'appuis par solidarisation au moyen de longrine ou autre dispositif équivalent.

# *Chapitre I : Présentation de l'ouvrage*

---

## **I.1. Introduction**

Nous sommes actuellement en train d'étudier un projet de construction d'un immeuble résidentiel à Tebessa. Il sera constitué d'un rez-de-chaussée et de quatre étages (R+4) en béton armé, avec des portiques et des voiles. Cette localisation se trouve dans une zone de sismicité faible de niveau I, conformément aux règles parasismiques algériennes (**RPA 99 version 2003**).

## **I.2. Présentation du projet**

Ce projet actuel implique l'étude d'un immeuble résidentiel de quatre étages (R+4) qui sera construit à Tebessa, une ville classée en zone de faible sismicité de niveau I, en accord avec le règlement parasismique algérien (**RPA 99/version 2003**).

## **I.3. Caractéristiques géométriques**

- Hauteur totale du bâtiment (avec acrotère) : 18.25 m
- Hauteur du bâtiment (sans acrotère) : 16.90 m
- Hauteur du rez-de-chaussée : 3.23 m
- Hauteur de l'étage courant : 3.23 m
- Hauteur de l'acrotère : 0.60m
- La largeur de bâtiment est de : 12.30 m
- La longueur de bâtiment est de : 22.15 m

## **I.4. Description de l'ossature**

### **I.4.1. Ossature et contreventement**

Le bâtiment est érigé en béton armé et est doté de portiques, également connus sous le nom de poteaux-poutres, ainsi que de voiles. La stabilité de la structure doit être principalement garantie par les forces horizontales et verticales induites par les charges permanentes, les charges d'exploitation et les actions sismiques.

### **I.4.2. Planchers**

Nous avons opté pour des dalles en corps creux, pour les raisons suivantes :

Facilité de réalisation.

Les portées de notre projet ne sont pas grandes

Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.

Raison économique.

### **I.4.3. Voiles**

Les voiles sont en béton armé continu sur toute la hauteur du bâtiment

### **I.4.4. Escaliers**

Ils servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements entres étages. Notre structure comporte un seul type d'escaliers : Escalier droit (2palier / volée)

### **I.4.5. Maçonnerie**

- **Murs extérieurs** : sont en doubles parois de briques creuses (la paroi interne et la paroi externe sont de 10 et 15cm d'épaisseur, séparées d'un vide d'air de 5cm d'épaisseur).
- **Murs intérieurs** : sont en briques creuses de 10cm d'épaisseur.

### **I.4.6. Les revêtements :**

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons en contact avec l'eau.
- Revêtement à carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.
- Une couche de peinture claire pour l'extérieur pour réfléchir la lumière du soleil et ainsi diminuer la chaleur

### **I.4.7. Acrotère**

On appelle mur acrotère, en abrégé acrotère, un muret situé en bordure de toitures terrasse pour permettre le relevé d'étanchéité, la hauteur de l'acrotère est de 60 cm.

## **I.5. Données sismiques de la structure**

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de faible sismicité (Zone I)
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2
- Le site est considéré comme site meuble : catégorie S2
- Contrainte admissible du sol  $\sigma = 2$  bars.

## **I.6. Règles et Hypothèses de calcul :**

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément aux règlements ci-après : Le règlement [BAEL91] Basé sur la théorie des états limites.

### **I.6.1. Les Etat limite ultime « ELU »**

Les vérifications à effectuer dans le cas des états limites ultime portent sur :

- L'équilibre statique.
- La résistance de l'élément
- La stabilité de forme des éléments (flambement).
- La combinaison d'action à l'état limite ultime est  $q = 1.35G + 1.5Q$

❖ **Hypothèses de calcul :**

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton
- La résistance à la traction du béton est négligeable.
- Les déformations des sections sont limitées à :  $= 3.5 ‰$  en flexion simple et  $= 2 ‰$  en compression simple.
- L'allongement maximal des aciers est conventionnellement limité à  $= 10 ‰$
- Le diagramme contrainte – déformation du béton est « parabole-rectangle ».
- Le dimensionnement à l'état limite ultime est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B ou C

**Pivot A (région1) :** Allongement de l'acier le plus tendu =  $10 ‰$  : pièces soumises à la traction simple, la flexion simple ou composée

**Pivot B (région2) :** Raccourcissement de la fibre la plus comprimée =  $3.5 ‰$  : pièces soumises à la flexion simple ou composée.

**Pivot C (région 3) :** Raccourcissement de la fibre de béton à la distance  $l$  de la fibre comprimée =  $2 ‰$  : pièces soumises à la flexion composée ou à la compression simple.

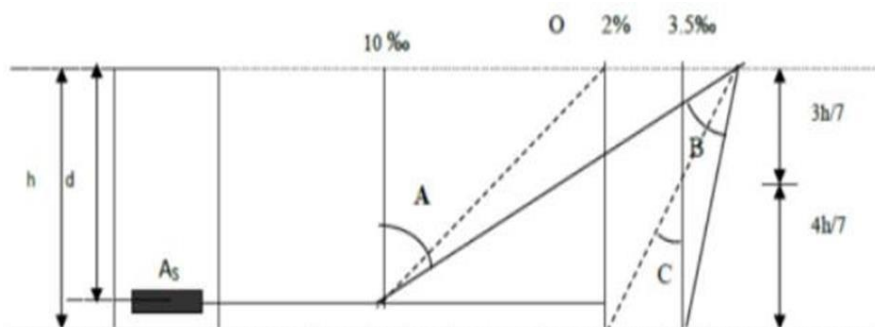


Figure 01 Diagramme de règle des trois pivots

**I.6.2. Etat limite de service « ELS » :**

Les limites au-delà desquelles les conditions ordinaires d'utilisation et de longévité de la construction ou de ses composants ne sont plus remplies sont les suivantes :

- Ouverture des fissures (limité la contrainte de la traction des aciers pour limités l'ouverture des fissures)
- Déformation des éléments porteurs (la flèche maximale ne devrait pas dépasser la flèche limite).
- Résistance à la compression du béton
- La combinaison d'action à l'état limite de service est  $q = G+Q$

❖ **Hypothèses de calcul :**

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier
- Le béton tendu est négligé dans les calculs
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastique et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ( $E_s = 15 E_b ; n = 15$ )

**[RPA99] /version2003 :**

Elles sont applicables à toutes les catégories de construction courantes de configuration simple et régulière.

Le but de règlement est de prévoir les mesures à la conception et à l'exécution des constructions, il prévoit :

- Une classification selon les zones sismique et le groupe d'usage d'une construction, les caractéristiques et les conditions du sol de fondation.
- Une conception sur la catégorie d'ouvrage pour prévoir un système convenable de contreventement.
- Des dimensionnements en vigueur des éléments structuraux.

## **I.7. Les matériaux**

Notre ouvrage sera conçu en béton armé qui est constitué par la réunion de deux matériaux: le béton et l'acier.

### **I.7.1. Béton**

Le béton armé est obtenu en introduisant des armatures en acier dans le béton, disposées de manière à équilibrer les efforts de traction. Le béton armé is un matériau constitué un mélange de granulats de ciment (sable, gravillons) et eau de gâchage.

La composition d'un mètre cube du béton est la suivante :

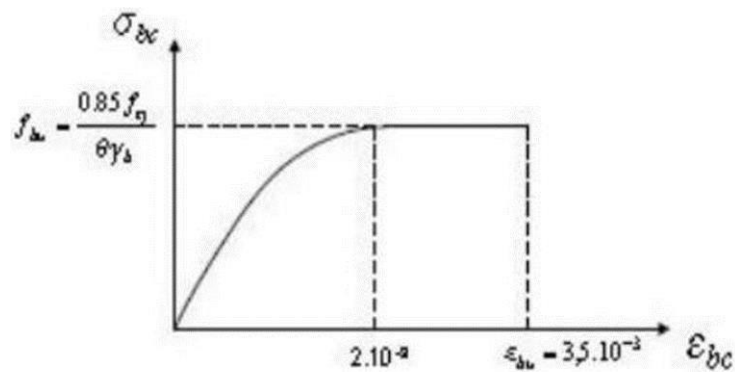
- 350 kg de ciment CEM II/ A 42,5
- 400 L de sable  $C_g \leq 5$  mm
- 800 L de gravillons  $C_g \leq 25$  mm
- 175 L d'eau de gâchage

#### ❖ Caractéristique physique et mécanique du béton

- **Masse volumique** : Elle varie entre 2200 à 2500 Kg/m<sup>3</sup> suivant la qualité d'acier mise Dans le béton, elle est généralement dans les calculs prise pour béton ordinaire égale à 2500Kg/m<sup>3</sup>
- **Résistance caractéristique** : Compte tenu de la durée des réactions chimique qui est de 28 jours (réaction achevée à 90 %), on détermine à cet âge la résistance caractéristique à la traction dite  $f_{t28}$  et à la compression notée  $f_{c28}$  par des essais ; on à été amené à se fixer une valeur de 25 Mpa pour  $f_{c28}$  et par conséquent :  $f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1$  Mpa Un contrôle régulier sur chantier est exigé.

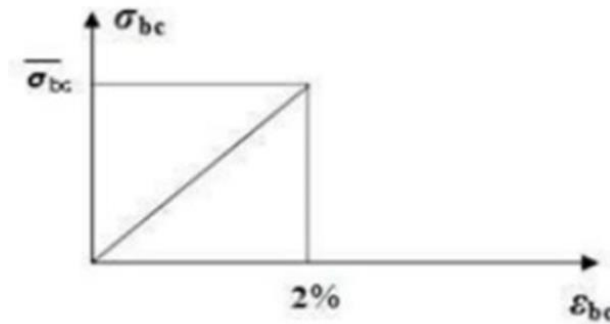
#### Contrainte limite :

- **ELU** : Est notee  $f_{bu}$  que :  $f_{bu} = 0.85/\gamma_b \cdot f_{c28}$
- **Avec** :
- $\gamma_b$ : Coefficient de sécurité du béton, il vaut 1.5 pour les combinaisons et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.
- $\theta$  : Coefficient qui dépend de la durée d'application de la combinaison d'action. Il est fixé à
- **1** : Lorsque la duré probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h,
- **0.9** : Lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h
- **0.85** : Lorsqu'elle elle est inférieur à 1h Le coefficient de la minoration 0.85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligent le fluage du béton.



**Figure 02** : Diagramme contraintes-déformation du béton à l'ELU

- **ELS** : Est donné par  $\sigma_{bc}=0.6f_{c28}$

**Figure 03** : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS**Contrainte ultime de cisaillement de béton :**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par :  $\tau_u \leq \tau_u$

Sachant que :

La contrainte ultime du cisaillement du béton est définie par :  $\tau_u = V_u / bd$

Avec

- **V<sub>u</sub>** : effort tranchant
- **b, d** : Dimensions de la pièce

Les armatures transversales perpendiculaires à la ligne moyenne sont autorisées si  $\tau_u$  ne dépasse pas :

- $\tau_u = \text{Min}(0.13 \cdot f_{c28}; 4\text{Mpa}) = 3.25\text{Mpa}$  .....fissuration peu préjudiciable.
- $\tau_u = \text{Min}(0.1 \cdot f_{c28}; 3\text{Mpa}) = 2.5\text{Mpa}$ .....Fissuration préjudiciable (ou très préjudiciable).

**Module de déformation longitudinal du béton :**

Ils existent deux modules de déformation déterminés d'après [BAEL.91].

**❖ Déformations instantanées**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures on admet a défaut de mesures qu'à l'âge de « j » jour le module de déformation longitudinale instantanée du béton

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{(f_{cj})} \text{ avec : } f_{c28} = 25\text{MPa}, E_{i28} = 32164.2\text{MPa}$$

**❖ Déformations différées**

Les Déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage, Le module de

Déformation longitudinale différée  $E\epsilon_j$  est donné par :

$$E\epsilon_j = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{avec : } f_{c28} = 25 \text{ MPa, } E_{v28} = 10721.4 \text{ MPa}$$

❖ **Module de déformation transversale du béton « Module de cisaillement »**

La valeur du module de déformation transversal est donnée par :

$$G = E / (2(1 + \nu))$$

**E** : Module de Young

$\nu$ : Coefficient de poisson

**ELU** :  $\nu = 0 \rightarrow$  calcul des sollicitations (béton fissuré)

**ELS** :  $\nu = 0.2 \rightarrow$  Calcul des déformations (béton non fissuré)

### I.7.2. L'acier

Acier est un mélange de faible pourcentage de fer et de carbone. Il résiste efficacement à la compression et à la traction. De addition, il ne réagit pas chimiquement avec le béton, a le même coefficient de dilatation thermique que le béton et a une bonne qualité d'adhérence avec lui. Les diamètres utilisés sont de 8-10-12-14-16-20-25-32-40 [mm] et varient selon les nuances et les conditions de surface.

**Table 01:** Caractéristique mécanique des aciers

Type	Nuance	Limite élastique Fe (MPa)	Limite de Rupture (MPa)	Allongement à La rupture (%)
Rond lisses	FeE215	215	480	14
	FeE235	235	550	12
Haute Adhérence	FeE400	400	310 - 490	22
	FeE500	500	390 - 490	25
Treillis soudés	FeE500	500	550	12

**1. Module d'élasticité longitudinale de l'acier :**

Sa valeur est donnée expérimentalement :  $E_s = 2.105 \text{ MPa}$

**2. Coefficient de poisson de l'acier :**

Le coefficient de poisson est pris égal à :  $\nu = 0.3$

### 3. Caractères d'adhérence :

Ils sont définis par le coefficient de fissuration  $\eta$  et le coefficient de scellement  $\psi_s$

Table 02: Caractère d'adhérence des aciers.

Type	Coefficient de fissuration $\eta$	Coefficient de scellement $\psi_s$
Ronds lisses-Treillis soudés	1	1
Barres « HA »	1.6	1.6

#### ❖ Contraintes limites dans les aciers :

##### a) Etat limite ultime ELU :

La contrainte limite de la traction et de compression notée  $\sigma_s$  est donnée par la formule :

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s$$

Avec :

- $f_e$  : Limite d'élasticité garantie
- $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité :
  - $\gamma_s 1.5$  situation transitoire SAT
  - $\gamma_s 1.15$  situation accidentelle SA

##### b) Etat limite ultime ELS :

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état d'ouverture des fissures :

Fissuration peu préjudiciable « FPP » :  $\sigma_s = f_e / \gamma_s = 347.83 \text{ MPa}$

Fissuration préjudiciable « FP » :  $\sigma_s = \min(2/3 f_e; 110 \sqrt{\eta f_t 28}) = 201.63 \text{ MPa}$

Fissuration très préjudiciable « FTP » :

$$\sigma_s = \min(1/2 f_e; 90 \sqrt{\eta f_t 28}) = 164.97 \text{ MPa}$$

Avec :

$\eta$  : coefficient de fissuration :

- 1 Acier rond lisse
- 1.6 aciers haute adhérence

#### ❖ Diagramme contraintes – déformations :

Le diagramme contraintes-déformations à considérer dans le calcul à l'ELU est défini conventionnellement

Comme suit :

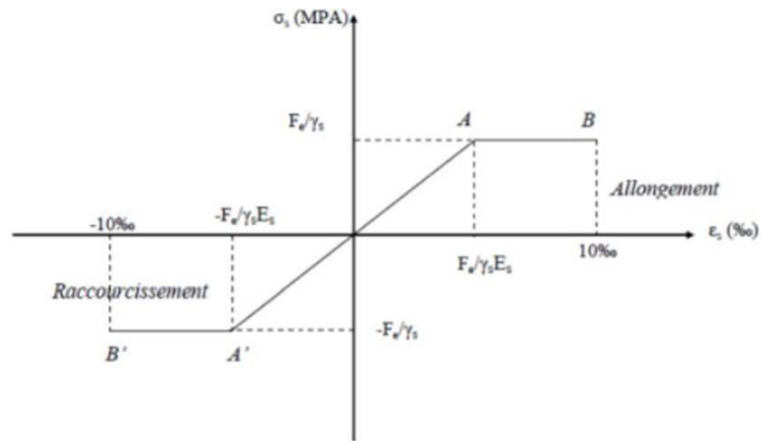


Figure 04 : Diagramme contraintes – déformations de l'acier

**CHAPITRE II:**  
*pre-dimensionnement des  
éléments et descente des  
charges*

## I-Introduction :

Le pré-dimensionnement a pour but le calcul préliminaire des différents éléments résistants. En respectant les prescriptions des RPA99/Version 2003, CBA93 et du BAEL 91. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérification dans la phase de dimensionnement.

## II- Pré-dimensionnement des éléments secondaires et principaux :

### II-1-Les éléments secondaires :

#### II-1-1-Les plancher :

Les planchers, quel que soit leur nature, ils transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux et poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitation. Ils servent aussi à la transmission des efforts horizontaux. Dans notre cas, nous optons pour les planchers à corps creux qui sont constitués : d'hourdis, de poutrelles et d'une dalle de compression en béton armé

Selon les règles du **CBA93 (Art : 6.8.4.2)**, Le pré-dimensionnement d'un plancher à corps creux se fait par satisfaction de la condition de la flèche suivante :

- $e \geq \min (L \times \max, L y \max) / 22.5$
- $e \geq \min (4.40\text{m}, 3.95\text{m}) / 22.5$

Ou

- $e \geq \frac{395}{22.5} = 17.55\text{cm}$

- $h_t$  : Hauteur total du plancher.

- $L_{\max}$  : Longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles adoptées nous avons la longueur maximale de poutrelle entre nus d'appuis :

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

Alors, on adopte  $h_t = 20\text{m}$  soit un plancher (16 + 4)

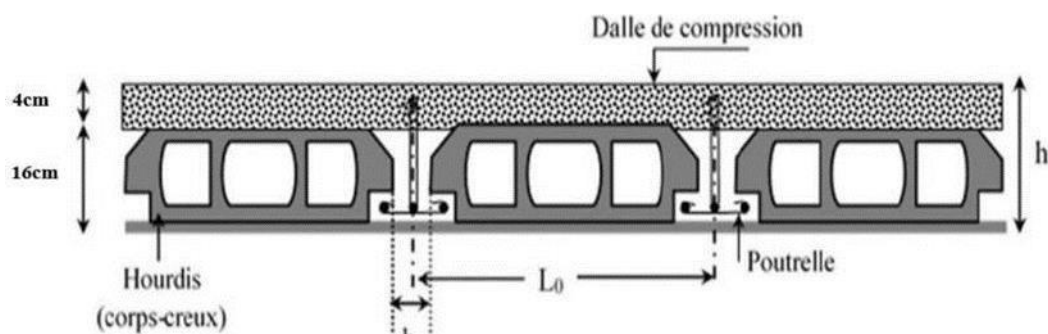


Figure 05 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux

### II-1-2-Les dalle pleines :

Un élément horizontal qui a une épaisseur relativement faible par rapport à ses dimensions en longueur et en largeur.

#### a) Condition de résistance à la flexion (CBA93)

- Dalles reposant sur deux cotés:  $L_x / 35 \leq e \leq L_x / 30$
- Dalles reposant sur trois ou quatre cotés:  $L_x / 50 \leq e \leq L_x / 40$  Dans notre cas les dalles reposant sur deux appuis  $L_x$  : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas défavorable)
- Dans notre cas la dalle reposant sur quatre cotés à une portée égale à :  $L_x = 321\text{cm}$ . Ceci engendre donc

#### ❖ Résistance au feu $\omega$

#### ❖ D'après BEAL 91 :

- $e = 7\text{cm}$  pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11\text{cm}$  pour deux heures de coupe-feu.
- $e = 17,5$  pour un coupe-feu de quatre heures

Selon les règles techniques [CBA93] en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être Supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique. On limite donc notre épaisseur à:  $e = 15\text{cm}$

### II-1-3-Les balcons ;

Le balcon est constitué d'une dalle pleine, il travaille comme une console encastré au niveau de la poutre de rive. L'épaisseur de la dalle de balcon est donnée par la formule suivante : Selon le BAEL91  $e \geq \frac{L}{10}$

$L$  : largeur de balcon

$$e \geq \frac{140}{10} \rightarrow e = 14\text{cm}$$

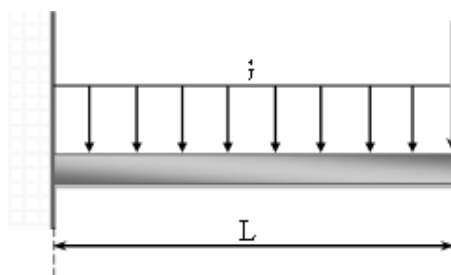


Figure 06 : schéma de balcon

**II-1-4-L'acrotère :**

L'acrotère est un élément non structural entourant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection contre l'infiltration des eaux pluviales et il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments.

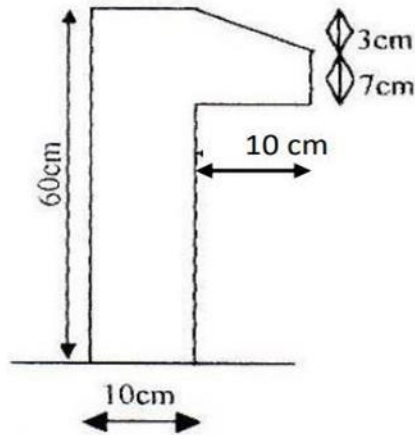


Figure 07 : forme d'un l'acrotère

$$- \mathbf{G_{acr} = \gamma_{beton} \times S_{acro} + G_{enduit}}$$

La surface totale de l'acrotère est donnée par :

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.08 \times 0.1) + (0.02 \times \frac{0.1}{2})$$

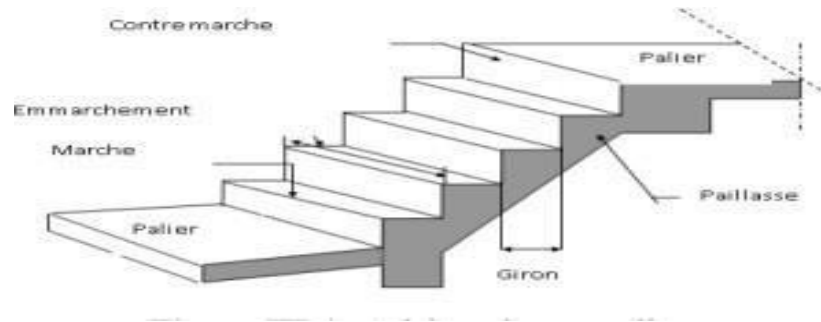
$$- \mathbf{S=0.0690m^2}$$

$$G = (0.0690 \times 2500) = 1.72 \frac{kN}{ml}$$

$$\text{Charge permanente : } G_{acr} = 1.72 \frac{kN}{ml}$$

**II-1-5-Les escaliers :**

L'escalier se présente comme un escalier traditionnel en béton armé de largeur 1.4 m et longueur de volée 1.95 m et avec un palier (poser sur une poutre palière). Les escaliers constituant le bâtiment sont en béton armé coulé sur place.



**Soit :**

- H : Hauteur de la volée.
- L : Longueur de la volée
- n': Nombre de contre marche.
- n : Nombre de marche
- g : Giron
- h : Hauteur de la contre marche
- Caractéristique technique

**a)-Pour étage courant**

Hauteur d'étage : = H = 3.06m

Giron : g = 30cm

Hauteur de la marche à partir de la formule de BLONDEL:

On a:  $59 < 2h + g < 66 \Rightarrow 14,5 < h < 18$

h: varié de 14 cm à 20 cm.

g: varié de 22 cm à 33 cm.

Pour: h = 17cm

► **Nombre de contre marche:**

$$n = H/h = 306/17 = 18$$

Il y a deux volées, on aura 18 contre marche, Donc il y a 9 contre marches dans chaque volée.

► **Nombre des marches dans chaque volée**

$$n = n - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches.}$$

► **Palier**

La longueur de palier L = 1.2m

La hauteur de volée il y a deux volées donc:  $L = H / 2 = 3.06/2 = 1.53\text{m}$

► **Paillasse**

$$\text{Tg } \alpha = H'/L'$$

$$H' = n \times h = 9 \times 17 = 1.53 \text{ m}$$

$$L' = (n-1) \times g \Rightarrow L' = (9-1) \times 30 \Rightarrow L' = 2.4 \text{ m}$$

$$\text{tg} \alpha = 1.53 / 2.4 = 0.637 \quad \alpha = 32.52^\circ$$

$$\text{La longueur de la volée est : } L = 1.53 / \sin \alpha \Rightarrow L = 2.85 \text{ m}$$

$$\text{L'épaisseur de la paille est : } L/30 \leq e \leq L/20 \Rightarrow 9.5 \leq e \leq 14.25 \\ \Rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

**II-2-Les éléments principaux :****II-2-1-Les poutres :**

Une poutre est un solide à ligne moyenne droite, de section rectangulaire en I ou T dont la portée est prise entre deux appuis sauf cas inhabituels. D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux. On a deux types de poutres :

- **Les poutres principales** : Elles reçoivent les charges transmises par les solives (Poutrelles) et les répartissent aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent, elles relient les poteaux, elles supportent la dalle.
- **Les poutres secondaires (Châinages)** : Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

Selon le **BAEL 91** et les **RPA 2003** les dimensions de la poutre  $h$  et  $b$  sont déterminées comme suit :

- ❖ Les poutres principales ;
  - Détermination de h ;
  - **L<sub>max</sub>** : portée entre nus.
  - **h<sub>p</sub>** : Hauteur de la poutre.
  - **b**: Largeur de la poutre.

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{l_{max}}{10} \leftrightarrow h \leq \frac{l_{max}}{12.5}$$

$$l_{max} = 440\text{cm}$$

$$h \leq \frac{440}{12.5} = 35.2\text{cm} \rightarrow h = 35\text{cm}$$

#### Détermination de b :

$$0.3 \times h \leq b \leq 0.7 \times h$$

$$10.5 \leq b \leq 24.5 \rightarrow b = 25\text{cm}$$

**Soit** : RPA 2003 : (Art 7-5) :

- Les poutres doivent respectées les dimensions ci-après ;

- $b \geq 20\text{cm}$
- $h \geq 30\text{cm}$
- $\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{25}{35} = 1.4 \leq 4$

**Conditions vérifiées.**

❖ Les poutres secondaires :

- Détermination de h :

$$\frac{l_{max}}{15} \leq h \leq \frac{l_{max}}{10} \rightarrow h \leq \frac{l_{max}}{12.5} = \frac{395}{12.5} = 31.6 \text{ cm}$$

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

- Détermination de b :

$$0.3 \times h \leq b \leq 0.7 \times h$$

$$9.0 \leq b \leq 21$$

**Soit** : b=30 cm

### Conclusion

Ont adopté pour les dimensions suivantes :

- Les poutres principales :  $h = 35\text{cm}$  et  $b = 30\text{cm}$
- Les poutres secondaires :  $h = 30\text{cm}$  et  $b = 30\text{cm}$

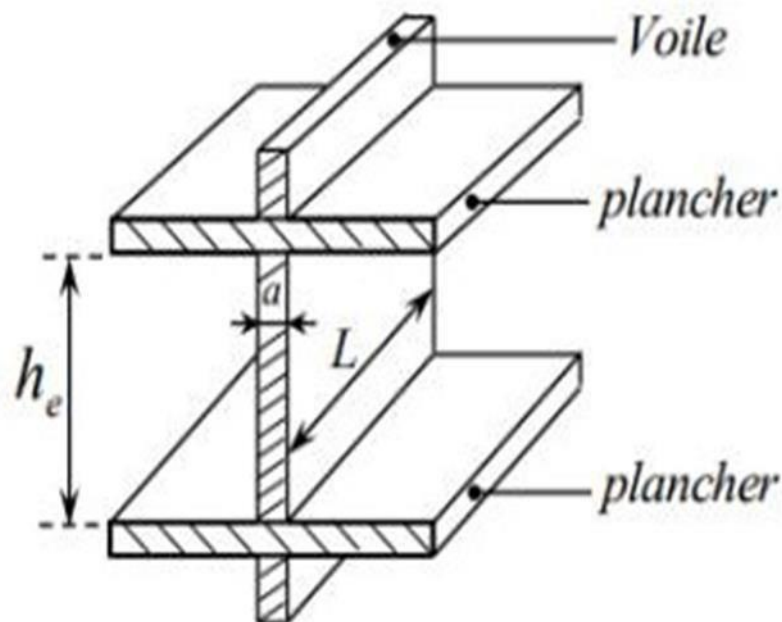
### II-2-2-Les voiles :

Les voiles contrevent le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et en transmettant une partie des efforts verticaux aux fondations.

#### ❖ Prédimensionnement des voiles :

D'après le l'article 7.7.1 RPA99/Version2003. Illes éléments satisfaisants la condition  $L \geq 4a$  sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. Avec :

- $L$  : portée des voiles ;
- $a$  : Epaisseur du voile ;



**Figure 07.** : Coupe des voiles en élévation

L'épaisseur minimale du voile est de **15cm** selon le **RPA99/V2003**. De plus, l'épaisseur doit être déterminé en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique sur la figure

A partir de la hauteur d'étage  $h = 3,06 \text{ m}$  et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

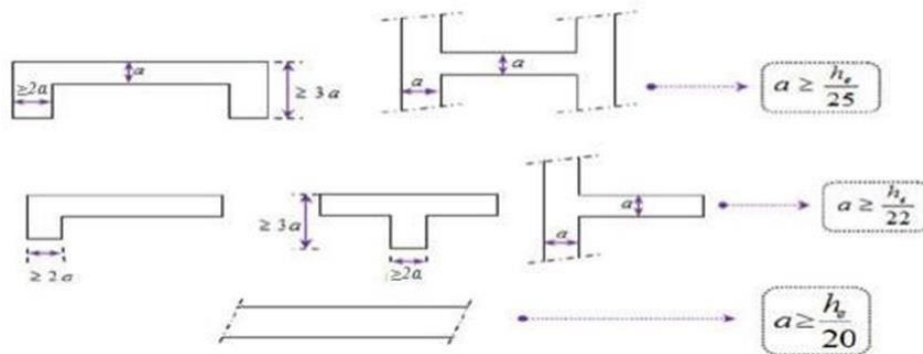
$$e \geq \frac{h}{25} \rightarrow e \geq 12.24 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{h}{22} \rightarrow e \geq 13.92 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{h}{20} \rightarrow e \geq 15.3 \text{ cm}$$

$$e \geq \max(e_{\min}, 12.24; 13.92; 15.3)$$

On adopte que :  $e=15 \text{ cm}$



### II-2-3-Poteaux :

Le calcul de la section du béton se fera au flambement sous l'action de la compression centrée. Les règles du CBA93 préconisent de prendre la section réduite (en enlevant une bande de largeur de «1cm» sur toute la périphérie de la section droite) afin de tenir compte de la ségrégation du béton. En outre, l'effort normal agissant ultime «Nu » d'un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$\frac{N}{f_{c28}} \leq \alpha \left( \frac{B_r}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{BAEL (article b.8.4.1)}$$

Avec :

- $B_r$  : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie
- $A_s$ : La section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul
- $f_e$ : limite d'élasticité de l'acier utilisé
- $f_{c28}$ : résistance à la compression de béton.
- $\gamma_b = 1.5$  : Coefficient de sécurité du béton (cas durable) ;
- $\gamma_s = 1.15$  : Coefficient de sécurité d'acier ;
- $\alpha$  : Coefficient réducteur, fonction de l'élanement mécanique ( $\lambda$ ) qui prend la valeur :

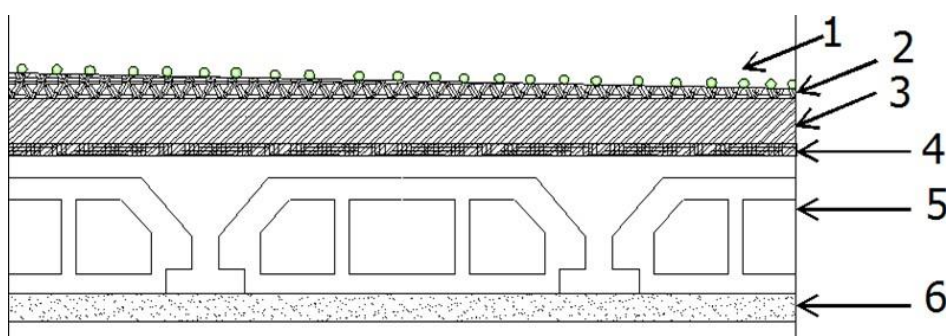
### III-Evaluation des charges et surcharges :

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher et ce jusqu'à la fondation.

Les différents charges et surcharges existantes sont :

- Les charges permanentes (G).
- Les surcharges d'exploitation (Q)

#### ❖ Plancher terrasse inaccessible :



Matériaux	Epaisseur (m)	D (KN/m <sup>2</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
-Protection en gravillons roulés	0.05	15	0.75
Etanchéité multicouches	0.05	2	0.1
Béton forme de pente	0.10	22	2.2
Isolation thermique en liège	0.04	4	0.16
-Plancher en corps creux	0.20	13.6	2.72
Enduit plâtre	0.02	10	0.2
		$Q=1\text{KN}/\text{m}^2$	$6.13\text{kN}/\text{m}^2$

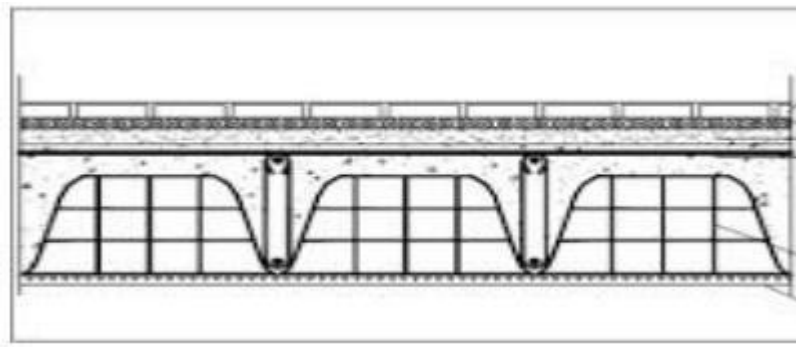
Tableau 03 : Évaluation des charges de plancher terrasse.

Planchers : RDC et étage courant

Les plancher en étages courants sont en corps creux :

**Tableau05:** Evaluation des charges permanentes du Planchers : RDC et étage courant

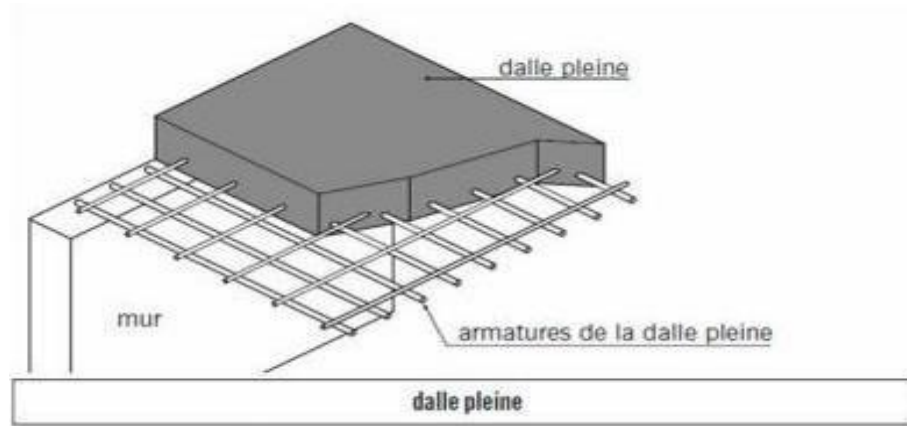
Matériaux	Epaisseur (cm)	D(KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/ )
Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Plancher en corps creux	0.20	13.6	2.72
-Enduit plâtre	0.02	10	0.2
-Cloisons légères	0.10	10	1
<b>TOTALE</b>	<b>Q=1.5kN/m<sup>2</sup></b>		<b>G=5.12kN/m<sup>2</sup></b>



**Balcon :** Les balcons sont une dalle pleine :

**Tableau 06:** Evaluation des charges permanentes du balcon

Matériaux	Epaisseur (m)	D(KN/m <sup>2</sup> )	G (KN/ )
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle en béton armé	0.15	25	3.75
Enduit ciment	0.02	20	0.4
	<b>Q=3.5kN/m<sup>2</sup></b>		<b>G=5.35kN/m<sup>2</sup></b>

**Figure09:** plancher dalle pleine.**Les Maçonnerie :**

- Mur extérieur

**Tableau07:** Evaluation des charges permanente de murs extérieurs

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Brique creuse	0.15	9	1.35
Brique creuse	0.1	9	0.90
Enduit plâtre	0.02	10	0.2
G (total)			2.81

- Mur intérieur

**Tableau08:** Evaluation des charges permanente de murs intérieurs

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit plâtre	0.2	10	0.2
Brique creuse	0.10	9	0.90
Enduit plâtre	0.02	10	0.2
G (total)			1.3

- Escalier :
- Palier :

**Tableau10:** Evaluation des charges permanente de palier de repos

Matériaux	Epaisseur (cm)	D(KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle pleine	0.15	25	3.75
Enduit de ciment	0.02	20	0.40
G (total)	$Q=2.5kN/m^2$		5.35

- Paillasse :

**Tableau11:** Evaluation des charges permanente de paillasse de repos

Matériaux	Epaisseur (m)	d (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Poids de marche	0.17/2	22	1.87
Paillasse	0.15	25	$\frac{0.15 \times 25}{\cos 32.52} = 4.46$
Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Garde corps	/	/	0.15
$G= 7.52 \text{ KN/m}^2$		$Q=2.5\text{KN/m}^2$	

### III-1-Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux leurs rôles c'est de reprendre les charges

Verticales, et horizontales et les transmettent aux fondations.

Selon les règles **BAEL 91, (article B.8.4.1)**, l'effort normal ultime  $N_u$  agissant dans le poteau.

**Doit vérifier que :**

$$N_u \leq \alpha \left( \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \gamma_b} \right) + \left( \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right)$$

$A_s$  : La section d'acier minimale.

$f_e$  : limite d'élasticité de l'acier utilisé  $f_e=400\text{MPa}$

$B_r$  : La section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre

D'épaisseur sur toute sa périphérie tel que :

$$B_r = (a-2) \cdot (b-2) \dots \text{ cm}^2$$

$f_{c28}$  : résistance à la compression de béton  $f_{c28}=25\text{MPa}$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$\gamma_b = 1.5$$

Le calcul est basé en premier lieu sur la section du poteau le plus sollicité (central)

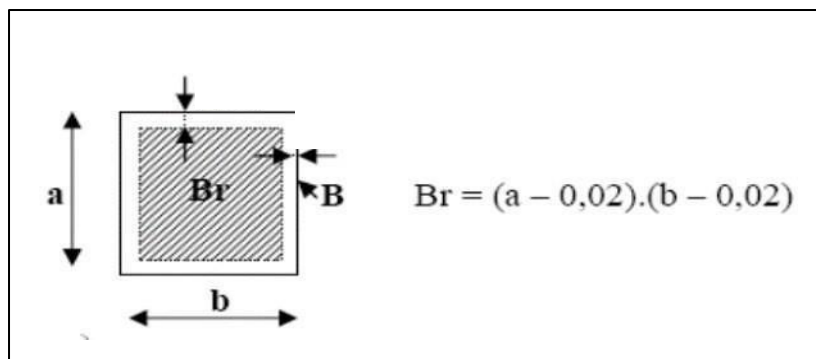
❖ Méthode de calcul :

Leur pré dimensionnement doit respecter les trois conditions suivantes : Condition de résistance, condition de stabilité et condition imposée par le RPA99

❖ Condition de résistance :

D'après le BAEL91 :  $\beta_r \geq \frac{K \cdot \beta \cdot N_u}{\left[ \theta \cdot \left( \frac{\sigma_{bc}}{0.9} \right) + 0.85 \left( \frac{A}{\beta_r} \right) \cdot \sigma_s \right]} \dots \dots \dots (*)$

$B_r$  : section réduite obtenue en retirant 2 cm d'épaisseur du béton sur toute la périphérie du Poteau :



**Figure 10 : Détermination de la section  $B_r$ .**

Tel que :

$$\begin{cases} \theta = 1 \\ K = 1 \end{cases}$$

$$\beta = \begin{cases} 1 + 0,2(\lambda/35)^2 & \text{si } \lambda \leq 50 \\ 0,85\lambda^2/150 & \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Pour que toutes les armatures participent à la résistance on prendra ( $\lambda = 35$ )

$$\beta=1,2$$

Selon le **RPA99 V2003** le pourcentage minimal des armatures est de **0.7 %** en zone I.

$$\Rightarrow \frac{A}{B_r} = 0.7\% = 0.007$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2\text{MPa} \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa} \end{cases}$$

La formule (\*) est simplifiée et devient :

$$\beta_r = ((1.2 \times N_u \times 10^3) / [(14.20/0.90) + 0.85(0.7/100).348]) 10^{-4}$$

$$N_u = 1.35N_g + 1.5N_q$$

- { Ng: Effort normal du aux charges permanente
- { Nq : Effort normal du aux charges d'exploitations

❖ **Le calcul de Nu à partir de la descente de charge.**

– **Condition de stabilité :**

Pour éviter le flambement il faut qu'il soit  $\lambda \leq 35$   $\lambda = \frac{L_f}{i}$

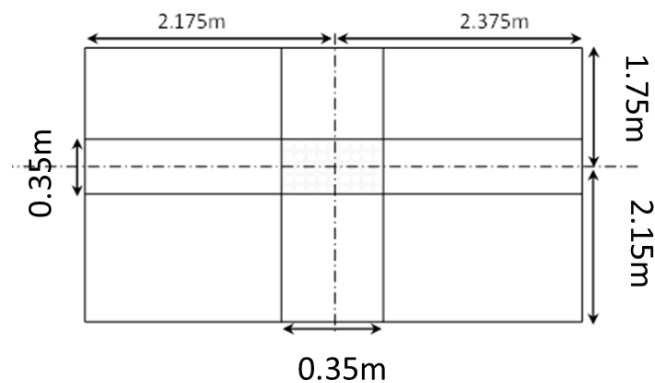
$$i = b / \sqrt{12} \Rightarrow \lambda = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{b}, L_f = 0.7L_0$$

$$\Rightarrow \lambda = 3.46 \times 2,14 / 0,35 = 21.16 < 35 \dots \dots \text{CV}$$

Condition imposée par le RPA99 (version2003) [article7.4.1 P60] :

$$\begin{cases} \min(h_1, b_1) \geq 25\text{cm} \\ \Rightarrow \min(h_1, b_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{cases} \quad \begin{cases} \min(35,35) \geq 25\text{cm} \dots \dots \text{CV} \\ \min(35,35) \geq \frac{306}{20} = 15.5 \dots \dots \text{CV} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{35}{35} = 1 \leq 4 \dots \dots \text{CV} \end{cases}$$

Le poteau le plus sollicité est le poteau central



**Figure 11 : Poteau central.**

**III-2-Calcul des charges et surcharges****III-2-1-revenant aux poteaux Tableau II.8 : charge et surcharges revenant aux poteaux**

Niveaux	Élément	G(KN)
4-4	Plancher terrasse	$14.91 \times 6.13 = 91.398$
	Poutre principale	$(0.30 \times 0.35) \times 4.20 \times 25 = 12.60$
	Poutre secondaire	$(0.30 \times 0.30) \times 3.55 \times 25 = 9.318$
Totale		G=113.316 KN
3-3	Plancher étage courant	$14.91 \times 5.12 = 76.339$
	Poutre principale	$(0.30 \times 0.35) \times 4.20 \times 25 = 12.6$
	Poutre secondaire	$(0.30 \times 0.30) \times 3.55 \times 25 = 9.318$
	Poteau	$(0.35 \times 0.35) \times 3.06 \times 25 = 9.371$
Totale		G=107.629 KN
Totale		G=220.945 KN
2-2	Plancher étage courant	$14.91 \times 5.12 = 76.339$
	Poutre principale	$(0.30 \times 0.35) \times 4.20 \times 25 = 12.6$
	Poutre secondaire	$(0.30 \times 0.30) \times 3.55 \times 25 = 9.318$
	Poteau	$(0.35 \times 0.35) \times 3.06 \times 25 = 9.371$
Totale		G=107.626 KN
Totale		G=328.571 KN
1-1	Plancher étage courant	$14.91 \times 5.12 = 76.339$
	Poutre principale	$(0.30 \times 0.35) \times 4.20 \times 25 = 12.6$
	Poutre secondaire	$(0.30 \times 0.30) \times 3.55 \times 25 = 9.318$
	Poteau	$(0.35 \times 0.35) \times 3.06 \times 25 = 9.371$
Totale		G=107.626KN
Totale		G=436.197 KN
RDC	Plancher étage courant	$14.91 \times 5.12 = 76.339$
	Poutre principale	$(0.30 \times 0.35) \times 4.20 \times 25 = 12.6$
	Poutre secondaire	$(0.30 \times 0.30) \times 3.55 \times 25 = 9.318$
	Poteau	$(0.35 \times 0.35) \times 3.06 \times 25 = 9.371$
Totale		G=107.626 KN
Total		G=543.823 KN

**III-2-2-Dégression des Surcharges d’Exploitation**

D’après le **DTR B.C.2.2.5** comme il est rare que toutes les charges d’exploitation Agissent Simultanément, on applique, pour leur détermination, la loi de dégression. Cette loi consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% par étage jusqu’à 0.5×Q sauf le dernier et l’avant-dernier niveau.

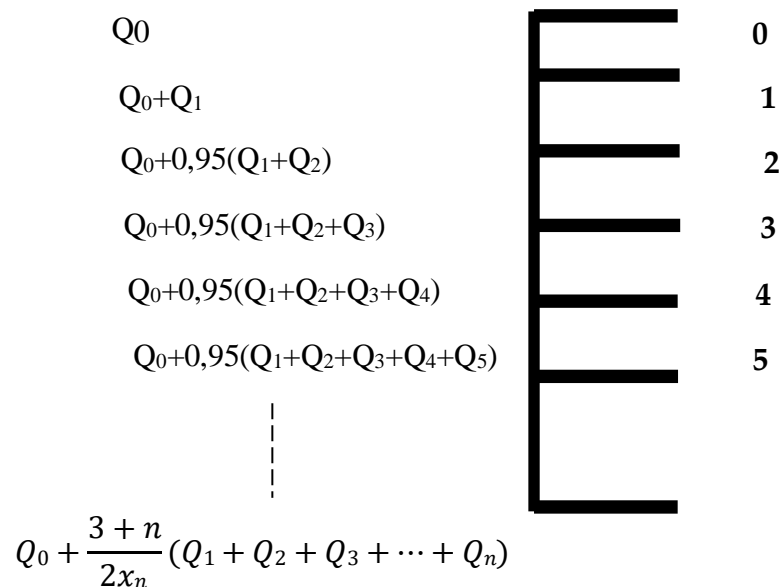
$$Q_0 + \frac{3 + n}{2x_n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$$

**n** : Nombre d’étage on démarre de haut en bas.

**Q<sub>0</sub>** : la charge d’exploitation sur la terrasse.

**Q<sub>1</sub> , Q<sub>2</sub> , Q<sub>3</sub>..... Q<sub>n</sub>**: les charges d’exploitations des planchers respectifs.

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



**Figure 12:** Loi de dégression.

**❖ Dégression des charges :**

$Q_{\text{terrace}}=1 \times 17.745=17.745 \text{ KN}$

$Q_4=17.745+1.5 \times 17.745=44.362 \text{ KN}$

$Q_3=17.745+0.95 (2 \times 26.617) =68.317 \text{ KN}$

$Q_2=17.745+0.90 (3 \times 26.617) =89.610 \text{ KN}$

$Q_1=17.745+0.85 (4 \times 26.617) =108.242 \text{ KN}$

$Q_{\text{total}}=108.242 \text{ KN}$

$N_U=1,35 \times 543.823 +1,5 \times 108.242= 896.52 \text{ KN}$

$$B_r \geq \frac{1.2 \times 896.52 \times 10^3}{\frac{14.2}{0.9} + \frac{0.7 \times 0.85}{100} \times 348} 10^{-4} = 6.027 \text{ cm}^2$$

- $B_r \geq 6.027 \text{ cm}^2$
- $B_r = (a \times b) = 6.027 \text{ cm}^2$

$$B_r = (a - 2)^2 \rightarrow a = \sqrt{B_r} + 2$$

❖ Vérification spécifique

$$v = \frac{N_u}{B \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

B : section brute considérée (art 7.4.3.1 RPA9/2003)

Exemple de calcul Pour le poteau

$$V = 896.52 / (0.35 \times 0.35 \times 25) \leq 0.3 \dots \quad \text{Vérifiée}$$

On refait le même calcul pour tous les niveaux.

Les résultats du calcul sont groupés dans le tableau suivant :

**Tableau 12 : Pré-dimensionnement des poteaux.**

Niveau	G(KN)	G <sub>cumulé</sub>	Q(KN)	Q <sub>cumulé</sub>	N <sub>u</sub>	B <sub>r</sub> (cm <sup>2</sup> )	a(cm)	a × b	V ≤ 0.3
Terrasse	113.316	113.316	17.745	17.745	179.594	1.20	3.09	/	/
N4	107.626	220.945	26.617	44.362	185.220	1.24	3.11	35*35	vérifier
N3	107.626	328.571	23.955	68.317	181.227	1.21	3.1	35*35	vérifier
N2	107.626	436.197	21.293	89.610	177.234	1.19	3.09	35*35	vérifier
N1	107.626	543.823	18.632	108.242	173.243	1.16	3.07	35*35	vérifier

## Conclusion

Le pré-dimensionnement des éléments principaux et secondaires nous permet d'avoir les Différentes charges qui seront appliqués au différent de la structure.

Après que nous avons fini le pré-dimensionnement des éléments structuraux et que nous Avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté pour les éléments les Sections suivantes :

- Poutres principales :  $b \times h = (30 \times 35) \text{ cm}^2$ .
- Poutres secondaires :  $b \times h = (30 \times 30) \text{ cm}^2$ .
- Balcon :  $e = 15 \text{ cm}$ .
- Poteaux :  $(35 \times 35) \text{ cm}^2$ .
- Voile :  $e = 15 \text{ cm}$ .

*Chapitre III: Etude Des  
Éléments Secondaire*

## I.1. Introduction :

Ce chapitre se concentre exclusivement sur l'analyse des éléments non-structuraux (tels que les différents types de planchers, les escaliers, les acrotères et les balcons). Cette analyse suit une démarche consistant à évaluer les conditions, à calculer les sollicitations les plus critiques, puis à déterminer la section d'acier requise pour supporter ces charges, tout en respectant les réglementations en vigueur.

## I.2. Etude de L'acrotère :

### I.2.1. Définition :

L'acrotère, un composant secondaire en béton armé, est exposé aux conditions météorologiques. Sa construction revêt une importance cruciale pour garantir la sécurité et l'étanchéité. Il se présente comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse. En raison de son exposition directe au soleil, le renforcement de l'acrotère est souvent dimensionné de manière standardisée.

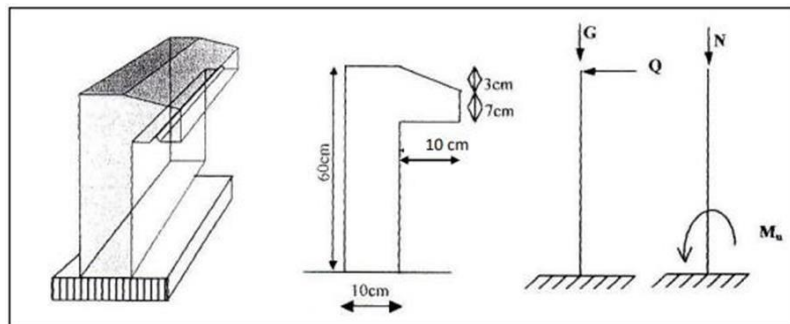


Figure 13: schéma de L'acrotère

### I.2.2. Hypothèse de calcul :

- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande d'un mètre linéaire.
- Le calcul se fait à la flexion composée.

### I.2.3. Action sismique :

Selon l'article 6.2.3 du RPA99, l'acrotère est considéré comme étant un élément non structural sur lequel agit une force horizontale  $F_p$  due au séisme, calculé comme suit :

$$F_p = 4.A.C_p.W_p$$

Avec :

**A** : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) du RPA suivant la Zone Sismique (zone I) et le groupe d'usage du bâtiment (groupe2),  $A=0.08$

**C<sub>p</sub>** : facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 dans le tableau (6.1),  $C_p = 0,80$   
(élément en console)

**W<sub>p</sub>**: poids de l'acrotère,  $W_p = 1.72 \text{ Kn/ml}$

**F<sub>p</sub>** =  $4 \times 0,8 \times 0,08 \times 1.72$

$F_p = 0.440 \text{ KN/ml} < Q = 1.5 \text{ KN/ml}$  (condition vérifiée)

Selon le **DTR B.C.2.2** :  $Q = 1 \text{ KN/ml}$

### I.2.4-Détermination des sollicitations :

#### ❖ Les charges :

- Poids propre de l'acrotère :  $G = 1.72 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation :  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$
- Force sismique :  $FP = 0.440 \text{ KN/ml}$

#### ❖ Sollicitations :

- **G** : Crée un effort normal :  $NG = G = 1.72 \text{ KN/ml}$

Crée un Moment :  $MG = 0$

- **Q** : Crée un effort normal :  $NQ = 0 \text{ KN}$

Crée un Moment :  $MQ = Q \times H = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$

**F<sub>p</sub>** : Crée un effort normal :  $NF_p = 0 \text{ KN}$

Crée un Moment :  $MF_p = F_p \cdot h = 0.440 \times 0.6 = 0.264 \text{ KN.m}$

$Q = \max \{F_q, F_p\} \square Q = 1 \text{ KN/ml}$ .

#### ❖ Combinaison des sollicitations :

A l'ELU :

- L'effort normal :  $N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 1.72 = 2.322 \text{ Kn}$
- Moment d'encastrement :  $M_u = 1.5 \times Q \times h = 1.5 \times 1 \times 0.6 = 0.9 \text{ Kn}$
- L'effort tranchant :  $T_u = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ Kn}$

A l'ELS :

- L'effort normal :  $N_u = G = 1.72 \text{ KN}$
- L'effort tranchant :  $T_u = Q = 1 \text{ KN}$
- Moment d'encastrement :  $M_u = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN}$

### I.2.5-Ferraillage de l'acrotère :

Le travail consiste à étudier une section rectangulaire avec :

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

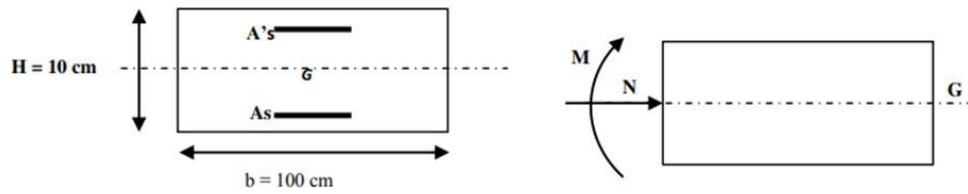


Figure 14: Schéma de calcul de l'acrotère

❖ **Position de centre de pression (l'excentricité):**

$$eu = Mu / Nu = 0.9 / 2.322 = 0.38 \text{ m}$$

$$h/2 - d' = 5 - 2 = 3 \text{ cm} \Rightarrow eu = 38 \text{ cm} > h/2 - d' = 3 \text{ cm}$$

Ainsi, le centre de pression se situe à l'extérieur de la section délimitée par les armatures, et la force normale (N) agit comme une force de compression ( $Nu > 0$ ), indiquant une compression partielle de la section. Par conséquent, la section sera analysée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif  $M_f$  avant de passer à la flexion composée. Calcul en flexion simple :

❖ **Moment fictive**

Calcul en flexion simple :

$$eA = e_0 + (h/2 - d') = 0.38 + (0.1/2 - 0.02) = 0.41 \text{ m}$$

$$M_f = Nu \times eA = 2.322 \times 0.41 = 0.952 \text{ KN.m}$$

Calcul du Moment réduit :

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{f_{bu} \cdot d^2 \cdot b_0}$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14.20 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{0.952 \times 10^{-3}}{14.2 \times (0.08)^2 \times 1} = 0.010$$

Calcul des moments réduit limite :

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

$$\gamma = \frac{M_f}{M_s} = \frac{0.952}{0.6} = 1.58$$

$$\mu_{lu} = (3440 \times 1.58 + 49 \times 25 - 3050) \times 10^{-4} = 0.36$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \quad \text{Alors } A' = 0 \quad (\text{pas d'armature comprimée})$$

$$\mu_{bu} < 0.275 \quad \text{on utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d(1 - 0.4 \times \mu_{bu})$$

$$Z_b = 0.08(1 - 0.4 \times 0.010) = 0.079 \text{ m}$$

## ❖ Armatures fictives :

$$A = \frac{M_f}{(z_b \times f_{ed})}$$

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

$$A = \frac{(0.952 \times 10)}{(0.079 \times 348)} = 0.34 \text{ cm}^2$$

## Armatures réelles (flexion composée) :

$$A' = A'_{fs} = 0$$

$$A = A_{fs} - \frac{N_u}{f_{ed}} = 0.34 - \frac{2.322 \times 10}{348} = 0.27 \text{ cm}^2$$

$$A = 0.27 \text{ cm}^2$$

## I.2.6. Vérifications a l'E.L. U

## ❖ Condition de non-fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL91 modifiés 99)

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}, f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 (1 \times 0.08) \times \frac{2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2$$

On remarque que  $A_u < A_{\min}$

Donc le ferrailage se fera avec **Amin**

Soit **As= 4HA8** avec un espacement **St=100/4=25cm**

## ❖ Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que  $\tau_{u \max} > \tau_u^-$  tel que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{1.5 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.019 \text{ MPa} \quad \text{avec } T_u = 1.5 \times Q = 1.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^- = \min \left( \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_u^- = \min \left( \frac{0.15 \times 25}{1.5}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

**donc condition vérifie**

### ❖ Vérification d'adhérence des barres au cisaillement

La contrainte d'adhérence doit être inférieure à la valeur limite ultime.

$$\tau_{se} < \tau_s^- = \psi_s \cdot f_{t2s}$$

$\psi_s$ : Coefficient de scellement

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i}$$

$\psi_s = 1.5$  (acier Fe400, haute adhérence)

$\tau_{se}$ : Contrainte d'adhérence

$\tau_s^-$ : Contrainte d'adhérence

$\sum u_i = n\pi\phi$ : Somme du périmètre utile des barres

n: nombre des barres

$\phi$ : Diamètre des barres ( $\phi=8\text{mm}$ )

$$\tau_{se} = \frac{1500}{0.9 \times 0.08 \times 4\pi \times 0.08 \times 10^{-6}} = 0.21\text{MPa}$$

$$\tau_s^- = \psi_s \cdot f_{tj} = \psi_s \cdot f_{t2s}$$

$$\tau_{se} = 0.21\text{MPa} < \tau_s^- = 3.15\text{MPa}$$

Condition vérifiée.

Il n'est pas de risque d'entraînement des barres

### I.2.8 calculs des armatures ont l'E.L. S

On applique la méthode simplifiée :

$$Z_{ser} = \frac{15}{16} d \frac{40\mu_s + 1}{54\mu_s + 1} = \frac{15}{16} \times 8 \times \frac{(40 \times 0.00047) + 1}{(54 \times 0.00047) + 1} = 7.45\text{cm}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z_{b1} \times \sigma_s} = \frac{0.6 \times 10^5}{7.45 \times 201.63} = 0.40\text{cm}^2$$

$$A_{ser} = 0.40\text{cm}^2$$

Conclusion de ferrailage

$$A_s = \max(A_{ser}, A_u, A_{min}) = (0.4; 0.27; 0.966) = 0.996\text{cm}^2$$

On prend 4HA8 (2.01cm<sup>2</sup>) avec espacement de 25cm

#### Armature de repartition

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

On prend que : 3Φ6 (0.84cm<sup>2</sup>) avec espacement St=15cm

### I.2.9. Vérification a l'ELS

La contrainte dans le béton :  $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^-$

La contrainte dans l'acier :  $\sigma_s \leq \sigma_s^-$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{1.72} = 0.34m \geq 0.03m \quad \text{la section est partiellement comprimée}$$

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^- = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$$

On a :

$$\frac{b \times y^2}{2} + \eta(A + A') \times y - \eta(A \cdot d + A' \cdot d') = 0 \quad \text{avec } (A' = 0 \quad \eta = 15)$$

$$50y^2 + (15 \times 2.01 \times y) - (15 \times 8 \times 2.01) = 0 \quad \Rightarrow y = 1.92cm$$

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d - y)^2 + nA'_s(y - d')^2$$

$$I = \frac{100}{3}(1.92)^3 + 15 \times 2.01(8 - 1.92)^2 = 1350.47cm^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{0.6}{1350.47 \times 10^{-8}} = 4.44 \frac{10^4 KN}{m^3}$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot y = 0.0444 \times 19.2 = 0.85 MPa \leq \sigma_{bc}^- = 15MPa \dots \dots \dots CV$$

- Vérification des contraintes maximales dans l'acier

On doit vérifier que

$$\sigma_s^- = \min\left(\frac{2}{3}f_s, 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right) = 201.63MPa$$

$$\sigma_s = \eta \times k \times (d - y) = 15 \times 0.0444(80 - 19.2) = 40.49MPa$$

$$\sigma_s = 40.49MPa \leq \sigma_s^- = 201.63MPa \dots \dots \dots CV$$

### I.2.10. Schéma de ferrailage de l'acrotère

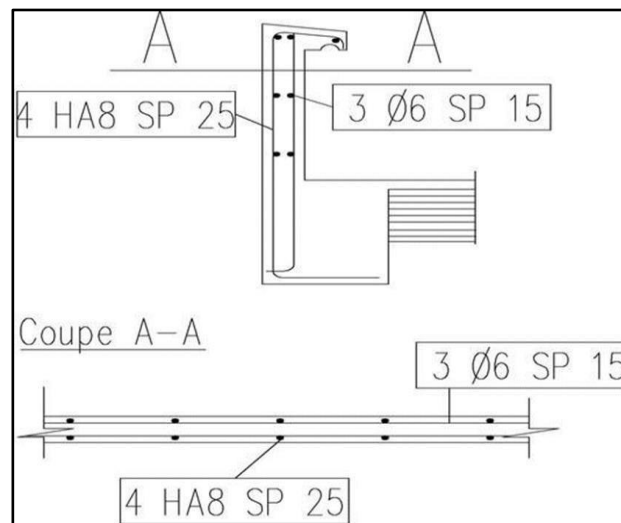


Figure 15: Schéma de ferrailage de l'acrotère

### I.3- Etude de Balcons :

#### III.3.1-Définition

C'est une structure architecturale constituée d'une étroite plateforme en béton armé, équipée de garde-corps, dépassant de la façade et positionnée devant une ou plusieurs ouvertures.

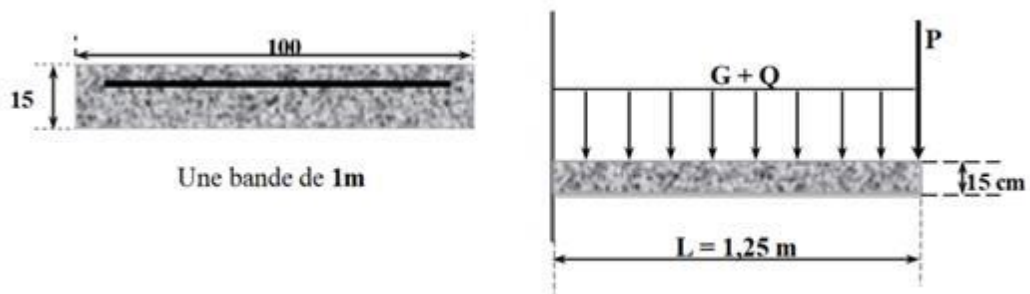


Figure 16: les balcon

#### I.3.2. Détermination des charges et surcharges :

##### ❖ Charges et surcharges :

D'après la descente de charge :

- Charge permanente due au poids propre :  $G = 5.35 \text{ KN/ml}$ .
- Surcharge d'exploitation :  $Q = 3.5 \text{ KN/ml}$ .
- Force concentrée due aux poids de mur (1m) :  $P = 1.3 \text{ KN}$ .

##### ❖ Calcul des sollicitations :

##### ELU

$$\begin{cases} q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 5.35) + (1.5 \times 3.5) = 12.472 \text{ KN/ml.} \\ p_u = 1.35P = 1.35 \times 1.3 = 1.755 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

##### ELS

$$\begin{cases} q_{ser} = G + Q = 5.35 + 3.5 = 8.85 \text{ KN/ml.} \\ p_{ser} = P = 1.3 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

#### I.3.3. Calcul des sollicitations:

La formule ci-dessous est utilisée pour calculer le moment isostatique :

##### ELU :

$$\begin{cases} M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} + (p_u \times L) = \frac{12.472 \times (1.25)^2}{2} + (1.755 \times 1.25) = 11.937 \text{ KN m/ml.} \\ V_u = q_u \times L + P_u = (12.472 \times 1.25) + 1.755 = 17.345 \text{ KN.} \end{cases}$$

**ELS :**

$$\begin{cases} M_{ser} = \frac{q_{ser} \times L^2}{2} + (p_{ser} \times L) = \frac{8.85 \times (1.25)^2}{2} + (1.3 \times 1.25) = 8.539 \text{ KN m/ml.} \\ V_{ser} = q_{ser} \times L + p_{ser} = (8.85 \times 1.25) + 1.3 = 12.362 \text{ KN.} \end{cases}$$

**I.3.4-Ferraillage à l'ELU :**

On a :

$$b=100\text{cm} ; \quad d=0.9 \times h=13\text{cm} ; \quad h=15\text{cm} ; \quad f_{bu}=14.2\text{MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{11.937 \times 10^{-3}}{1 \times (0.13)^2 \times 14.2} = 0.049$$

D'après **BAEL** :

$$\varepsilon_{bc} = 3.5\text{‰}$$

$$\varepsilon_{se} = 2\text{‰}$$

$$\alpha_1 = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_{se}} = \frac{3.5}{3.5 + 1.74} = 0.667$$

$$\varepsilon_{se} = \frac{f_e}{E \times \gamma_s} = \frac{400}{1.15 \times 200000} = 0.00174$$

$$\varepsilon_{se} = 1.74\text{‰}$$

$$\mu_L = 0.8 \alpha_1 (1 - 0.4 \alpha_1) = 0.8 \times 0.667 \times (1 - 0.4 \times 0.667)$$

$$\mu_L = 0.391$$

$$\mu_{bu} < \mu_L A'_s = 0 \text{ (pas d'armature comprimée)}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.049}) = 0.062$$

$$Z_b = d \times (1 - 0.4\alpha)$$

$$Z_b = 0.13 (1 - 0.4 \times 0.062) = 0.126\text{m}$$

$$\tau_{ser} = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i} \leq \tau_{se}^- = \psi_s^- \cdot f_{t28} = 3.15\text{MPa}$$

$$A = \frac{M_u}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{11.937 \times 10}{0.126 \times 348} = 2.72 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5\text{HA}10/\text{ml} = 3.93\text{cm}^2 ; \quad A_u = 3.93\text{cm}^2 \text{ avec } S_t = 20\text{cm}$$

Armature de répartition

$$A_r = A_s / 4 = 3.93/4 = 0.98\text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}10 = 3.14\text{cm}^2 \quad \text{avec } A_r = 3.14\text{cm}^2 \quad S_t = 25\text{cm}$$

### I.3.5. Vérifications

#### ❖ Condition de non fragilité

$$\begin{cases} A_s \geq A_{\min} \\ A_r \geq A_{\min} \end{cases}$$

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_c} = \frac{0.23 \times 1 \times 0.13 \times 2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2 \quad \begin{cases} A_s = 3.93 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{cv} \\ A_r = 3.14 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{cv} \end{cases}$$

#### ❖ Vérification de disposition d'armature

#### ❖ Armature longitudinale :

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

$$\text{Avec } h : \text{ épaisseur du balcon} \quad h=15 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{cv}$$

#### ❖ Armature de répartition :

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

$$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{cv}$$

#### ❖ Vérification de l'effort tranchant (Art III.2/BAEL 91)

Il faut vérifier que  $\tau_u < \tau_u^-$  FP

$$\tau_u^- = \min \left\{ 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u^- = \min \{ 2.5 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa} \} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{17.345 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.133 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.133 \text{ MPa} < \tau_u^- = 2.5 \text{ MPa}$$

#### ❖ Vérification d'adhérence

$$\tau_{ser} < \tau_{se}^-$$

$$\tau_{ser} = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i} \leq \tau_{se}^- = \psi_s^- \cdot f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\psi_s = 1.5 (\text{acier Fe400, haute adhérence})$$

$$\sum u_i = n\pi\Phi = 5 \times 3.04 \times 1 = 15.7 \text{ cm}$$

n: nombre des barres

$\Phi$  : Diamètre des barres (=10mm)

$$\tau_{ser} = \frac{17.345 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13 \times 15.7} = 0.944 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = 0.944 \text{ MPa} < \tau_{se}^- = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

#### ❖ Vérification de la contrainte à l'ELS

#### ❖ Contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^- = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = Ky \quad \text{avec } k = \frac{M_{ser}}{I}$$

Position de l'axe neutre :

$$\text{avec } (A' = 0 \quad \eta_l = 15)$$

$$y = n \frac{A_s + A'_s}{b} \left( \sqrt{1 + \frac{b \cdot d \cdot A_s + d \cdot A'_s}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right)$$

$$y = 15 \frac{3.93}{100} \left( \sqrt{1 + \frac{100 \times 13}{7.5 \times 3.93}} - 1 \right)$$

$$y = 3.93 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d - y)^2 + nA'_s(y - d')^2$$

$$I = \frac{100}{3}(3.37)^3 + 15 \times 3.93(13 - 3.37)^2 = 6742.6 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{8.539 \times 10^6}{6742.6 \times 10^4} = \frac{0.1266 \text{ KN}}{\text{m}^3}$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot y = 0.1266 \times 33.7 = 4.266 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc}^- = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots C \ V$$

❖ **Vérification de la contrainte maximale de l'acier**

$$\sigma_s \leq \sigma_s^-$$

$$\sigma_s^- = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta} f_{c28} \right\} =$$

$$\sigma_s^- = \min \{ 267.67 \text{ MPa}; 201.63 \text{ MPa} \} = 182.837 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 182.873 \text{ MPa} < \sigma_s^- = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots cv$$

❖ **Vérification de la fleche**

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{0.15}{1.25} = 0.12 > 0.0625 \text{ (cv)}$$

$$\frac{l}{h} > \frac{1M_t}{10M_0} \Leftrightarrow \frac{0.15}{1.25} = 0.12 > 0.10 \text{ (cv)}$$

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \text{ MPa} \Leftrightarrow \frac{3.93}{100 \times 13} = 0.003 \leq 0.0105 \text{ MPa (cv)}$$

**I.3.6. Schéma de ferrailage**

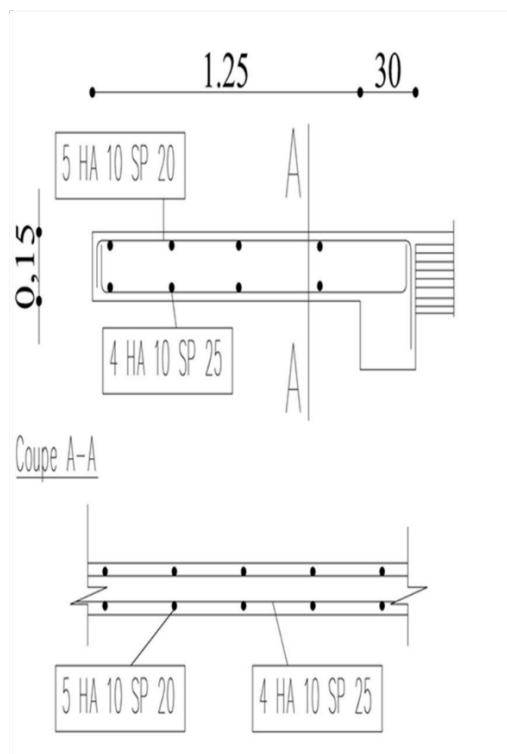


Figure 17: Schéma de ferrailage de balcon

## I.4. Etude d'escalier

### I.4.1. Introduction

Les escaliers sont une série de marches qui permettent de passer d'un niveau à un autre. Dans votre cas, ils sont réalisés en coulant du béton sur place.

Notre bâtiment comporte un type d'escaliers de deux volées composées d'une paillasse en béton armé et de marches rectangulaires.

- Hauteur de l'étage  $H_e=3,06\text{m}$
  - Hauteur de marche  $h=17\text{cm}$
  - Nombre des marches  $n=18$
  - Largeur de la marche  $g = 30 \text{ cm}$
- D'où on adopte 9 marches par volée

### I.4.2. Principe de calcul

Il faut déterminer les moments de flexion en fonction du type d'escalier et des conditions d'appuis.

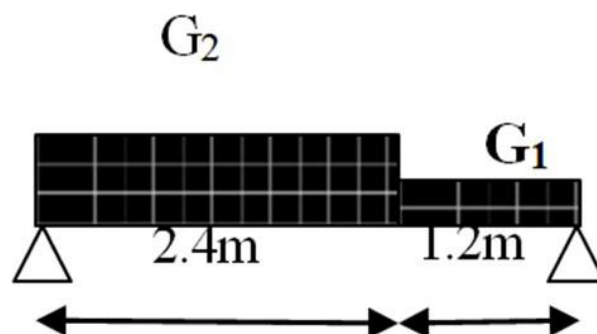
### I.4.3. Charge et surcharge (les escaliers d'habitation) :

La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et l'escalier adopté est du type coule en place. Le chargement est donné pour une bande de 1 ml de largeur.

Evaluation des charges :

La paillasse :  $G=7.52\text{KN/ml}$      $Q=2.5\text{KN/ml}$

Le palier :  $G=5.35\text{KN/ml}$      $Q=2.5\text{KN/ml}$



**I.4.4. Combinaisons des charges**❖ **Palier :**

$$Q_u = 1,35 G + 1,5 q = (1,35 \times 5.35) + (1,5 \times 2.5) = 10.972 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ser} = G + q = 5.35 + 2.5 = 7.85 \text{ KN/ml}$$

❖ **La paillasse :**

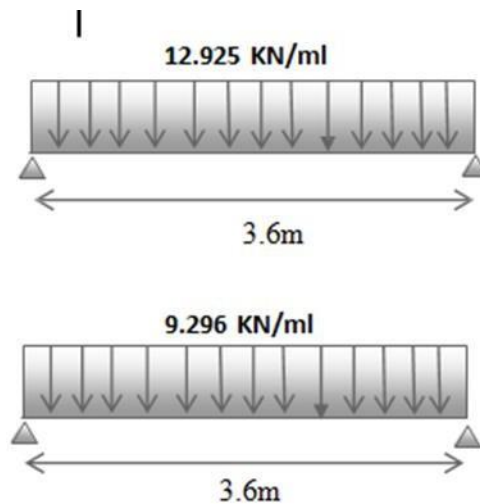
$$Q_u = 1,35 G + 1,5 q = (1,35 \times 7.52) + (1,5 \times 2.5) = 13.902 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ser} = G + q = 7.52 + 2.5 = 10.02 \text{ KN/ml}$$

❖ **La charge équivalente :**

$Q_u = Q_s = Q_1$  : La charge du paillasse.

$Q_u = Q_s = Q_2$  : La charge du palier.

❖ **A l'ELU**

$Q_u = Q_s = Q_2$  : La charge du palier

❖ **A l'ELS**

$Q_u = Q_s = Q_2$  : La charge du palier

**III.4.5. Calcul des moments :**❖ **Moments isostatiques :****Sur appuis :****A l'ELU :**

$Q_u = Q_s = Q_2$  : La charge du palier

**A l'ELS :**

$Q_u = Q_s = Q_2$  : La charge du palier

## ❖ Moments fléchissant :

## 1. Sur appuis :

A l'ELU :

$$M_{ua} = 0.3M_0 = 0.3 \times 20.938 = 6.281 \text{KN.m}$$

A l'ELS :

$$M_{as} = 0.3M_0 = 0.3 \times 15.059 = 4.517 \text{KN.m}$$

## 1. En travée:

A l'ELU :

$$M_{tu} = 0.85M_0 = 0.85 \times 20.938 = 17.797 \text{KN.m}$$

A l'ELS :

$$M_{ts} = 0.85M_0 = 0.85 \times 15.059 = 12.800 \text{KN.m}$$

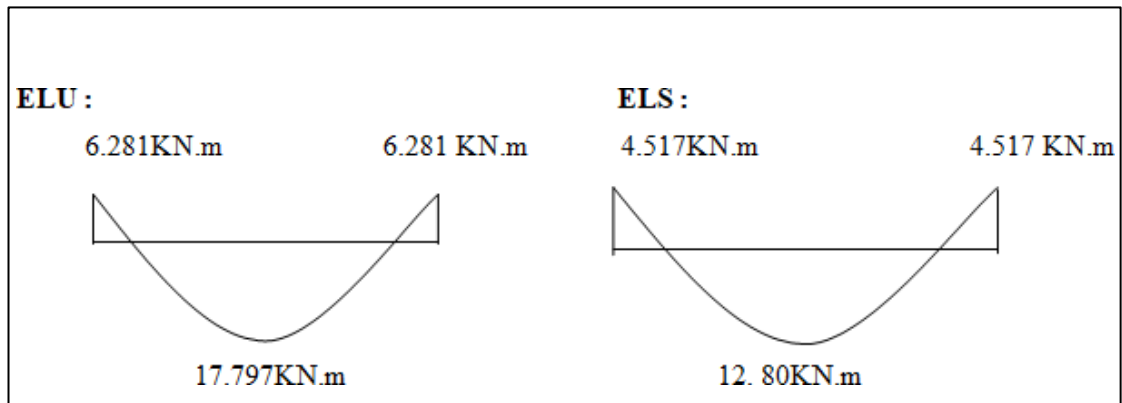


Figure 17: Diagrammes des moments fléchissant en travées et en appuis.

## I.4.6. Calcul de ferrailage :

Nous examinons une section rectangulaire qui subit une flexion simple, en prenant une bande de largeur  $b=1\text{m}$ .

b(cm)	d(cm)	$F_{t28}(\text{MPa})$	h (cm)	$\sigma_{sm}(\text{MPa})$	$F_{c28}(\text{MPa})$	$F_e(\text{MPa})$	$F_{bc}(\text{MPa})$	d'(cm)
100	13	2.1	15	348	25	400	14.2	2

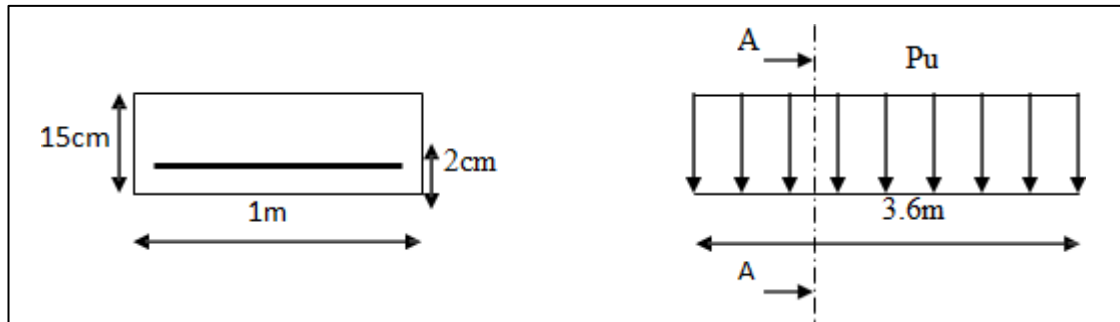


Figure 18: Coup A-A de paillasse

**En travée:**

$$M_i = 17.797 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{17.797 \times 10^{-3}}{1 \times 0.14^2 \times 14.2} = 0.074$$

$$\mu_{lu} = 391$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.074}) = 0.096$$

$$Z_d = d(1 - 0.4\alpha) = 13(1 - 0.4 \times 0.096) = 12.5 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_u}{Z_s \sigma_s} = \frac{17.797 \times 10}{0.125 \times 348} = 4.09 \text{ cm}^2$$

On va adopter en travée 6HA12/ml avec :  $A_t = 6.79 \text{ cm}^2$        $St = 15 \text{ cm}$

**En Appuis :**

$$M_a = 6.281 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{6.281 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.2} = 0.026$$

$$\mu_{lu} = 391$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.026}) = 0.032$$

$$Z_d = d(1 - 0.4\alpha) = 13(1 - 0.4 \times 0.032) = 12.8 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_u}{Z_s \sigma_s} = \frac{6.281 \times 10}{0.128 \times 348} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On va adopter en appuis 4HA12/ml avec :  $A_a = 4.52 \text{ cm}^2$        $St = 25 \text{ cm}$

**❖ Armateur de répartition :****En travée :**

$$A_{rt} = \frac{A_t}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.7 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 ; Avec :  $A_t = 3.14 \text{ cm}^2$  ;  $S_t = 25 \text{ cm}$

**I.4.7. Vérification A l'ELU :**❖ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 6.79 \text{ cm}^2 > A_{\min} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$A_a = 4.52 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

❖ **Vérification de la disposition des armatures (Art824BAEL91):**

- Armatures longitudinales

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

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

- Armatures de répartitions

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

$$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

- Vérification de la longueur d'ancrage

$$L_s = \frac{\sigma}{4\tau_{su}} \cdot f_e \psi = 1.5 \text{ pour FeE400}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.25 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratiques, on adoptera un crochet normal.

La longueur de recouvrement d'après le **BAEL** est fixée parfaitement pour les aciers à haute adhérence à  $L_r = 0,4 L_s$  ( $L_r$  : longueur d'ancrage)

$$D'où : L_r = 0.4 \times 42.25 = 16,9 \text{ cm} ; \quad \text{Soit : } L_r = \mathbf{20 \text{ cm}}$$

❖ **Vérification de l'effort tranchant :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira le cas le plus défavorable

$$T_u = q_{eq} \frac{l}{2} = 12.925 \times \frac{3.6}{2} = 23.265 \text{ KN}$$

( $T_{u \max} = 23.265 \text{ KN}$ ). donc il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{23.265 \times 10^3}{130 \times 1000} = 0.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^- = \min\left(\frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.17 \text{ MPa} < \tau^- = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

❖ **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

- **Influence sur le béton : ( Art .A.5.1.3.21BAEL.91version 99).**

$$T_u < 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times b \times a \Leftrightarrow \text{avec : } a = 0.9d$$

$a$  : longueur d'appuis

$$0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 1000 \times 117 \times 10^{-3} = 780 \text{ KN}$$

$$T_u = 23.265 \text{ KN} < 780 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{cv}$$

❖ **Influence sur l'acier :**

$$\text{On doit vérifier que : } A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left[ T_u + \frac{M_u}{0.9d} \right]$$

$$A_a = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$\frac{1.15}{400} \left[ 23.265 + \frac{6.281 \times 10^2}{0.9 \times 13} \right] = 2.21 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4.52 \text{ cm}^2 > 2.21 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

❖ **Vérification de l'adhérence aux appuis :**

$$\tau_u < \tau_u^-$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i} \leq \tau_u^- = \psi_s^- \cdot f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{23.265}{0.9 \times 0.13 \times 6\pi \times 12} = 0.87 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.87 \text{ MPa} < \tau_u^- = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifier}$$

**I.4.8. Vérification A L'ELS :**

❖ **Contrainte de compressions dans le béton :**

La fissuration est peu nuisible, on doit vérifier que :  $b = 1\text{m}$ ;  $h = 15\text{cm}$ ;  $d = 0.9h = 13\text{cm}$

**En travée :**

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^- = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \text{Kyaveck} = \frac{M_{ser}}{I}$$

Position de l'axe neutre :

On a avec ( $A' = 0$   $\eta = 15$ )

$$y = n \frac{A_s + A'_s}{b} \left( \sqrt{1 + \frac{b \cdot d \cdot A_s + d \cdot A_s}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right)$$

$$y = 15 \frac{6.79}{100} \left( \sqrt{1 + \frac{100 \times 13}{7.5 \times 6.79}} - 1 \right)$$

$$y = 4.22 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d - y)^2 + nA'_s(y - d')^2$$

$$I = \frac{100}{3} (4.22)^3 + 15 \times 6.79 (13 - 4.22)^2 = 10356.501 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{12.80 \times 10^6}{10356.501 \times 10^4} = 0.123 \text{ N/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot y = 0.123 \times 42.2 = 5.120 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc}^- = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

**En Appuis :**

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^- = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$y = 15 \frac{4.52}{100} \left( \sqrt{1 + \frac{100 \times 13}{7.5 \times 4.52}} - 1 \right) = 3.57 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3} (3.57)^3 + 15 \times 4.52 (13 - 3.57)^2 = 7545.751 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{4.517 \times 10^6}{7545.751 \times 10^4} = 0.059 \text{ N/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot y = 0.059 \times 35.7 = 2.10 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc}^- = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

**Etat limite d'ouverture des fissures :**

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, aucune vérification n'est requise.

**Etat limite déformation (vérification de la flèche) :**

Il est possible d'affirmer que si ces trois conditions suivantes sont remplies ou observées, le calcul de la flèche n'est pas réellement nécessaire.

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \quad 2) \frac{1}{h} > \frac{1M_t \cdot A}{10M_o b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \text{ MPa}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{360} = 0.041 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{ CNV}$$

$$2) \frac{1}{h} = 0.041 > \frac{1M_t}{10M_o} = \frac{17.797}{20.938} = 0.084 \dots \dots \dots \text{ CNV}$$

$$\frac{A}{b \cdot d} = \frac{6.79}{100 \times 13^2} = 0.00401 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \text{ MPa} \dots \dots \text{ CV}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} < f^-$$

$$I_o = \frac{b \cdot h^2}{12} + 15 \left[ A_s \left[ \frac{h}{2} - h'' \right]^2 \right]$$

**Etat limite d'ouverture des fissures :**

$$I_o = \frac{100 \cdot 15^2}{12} + 15 \left[ 6.79 \left[ \frac{15}{2} - 2 \right]^2 \right] = 31205.96 \text{ cm}^2$$

$$I_o = \frac{b \cdot h^2}{12} + 15 \left[ A_s \left[ \frac{h}{2} - h'' \right]^2 \right]$$

$$p_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \frac{0}{b}) \times \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3.1) \times 0.00522} = 4.022$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_l = 0.4 \times 4.022 = 1.608$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \cdot Z} \quad \text{et} \quad Z = d - \frac{y}{3}$$

$$y = \frac{b \cdot \frac{h^2}{2} + 15 \cdot A_s \cdot d}{b \cdot h + 15 A_s} = \frac{(100 \times \frac{15^2}{2}) + (15 \times 6.79 \times 13)}{(100 \times 15) + (15 \times 6.79)}$$

$$y = 7.84 \text{ cm}$$

$$Z = 13 - \frac{7.84}{3} = 10.38 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{4.517 \times 10^4}{10.38 \times 6.79} = 640.88 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.00522 \times 640.88) + 2.1} = 0.762$$

$$I_i = \frac{1.1 \times I_o}{1 + (\mu \times \lambda_i)} = \frac{1.1 \times 31205.96}{1 + (0.762 \times 4.022)} = 8444.907 \text{ cm}^4$$

$$I_v = \frac{I_o}{1 + (\mu \times \lambda_v)} = \frac{31205.96}{1 + (0.762 \times 1.608)} = 14023.284 \text{ cm}^4$$

$$E_v = 10818.86 \text{ MPa}$$

$$E_i = 32164.20 \text{ MPa}$$

$$f_i = \frac{M_{ser}}{10 E_i I_i} = \frac{4.517 \times 10^6}{10 \times 32164.20 \times 8444.907 \times 10^4} = 2.15 \text{ mm}$$

$$f_v = \frac{M_{ser}}{10E_v I_v} = \frac{4.517 \times 10^6}{10 \times 10818.86 \times 14023.284 \times 10^4} = 3.85 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = 2.15 + 3.85 = 6 \text{ mm}$$

$$f^- = \frac{L}{500} = \frac{3600}{500} = 7.2 \text{ mm}$$

$\Delta f_t < f^-$  (condition vérifiée)

#### I.4.9. Schéma de ferrailage

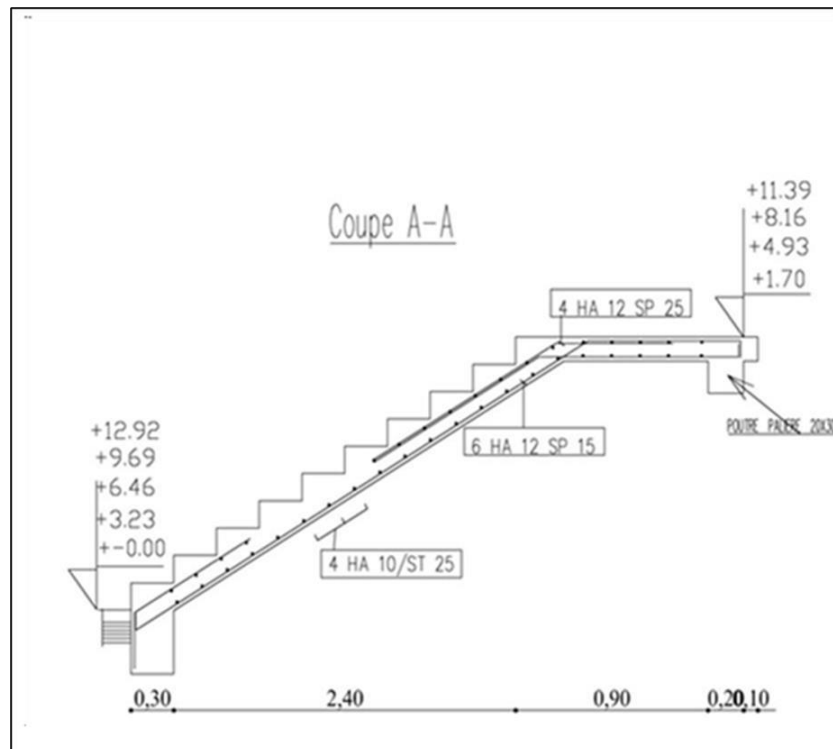


Figure 19: Schéma de ferrailage

### I.5. Etude du plancher

#### I.5.1. Introduction

Les planchers sont des surfaces plates horizontales utilisées pour diviser et délimiter les divers niveaux d'un bâtiment, fournissant ainsi les espaces où les occupants peuvent se déplacer et où les activités peuvent se dérouler.

Les planchers de notre bâtiment sont en corps creux (**16+4**) associés à des poutrelles préfabriquées.

Le plancher à corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en **T**, elles assurent la fonction de portance, la distance entre axes des poutrelles est de **65cm**
- Remplissage en corps creux sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur est de **16cm**

- Une dalle de compression en béton de **4cm** d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :
  - Limiter les risques de fissuration dus au retrait.
  - Résister aux efforts dus charges appliquées sur des surfaces réduites.

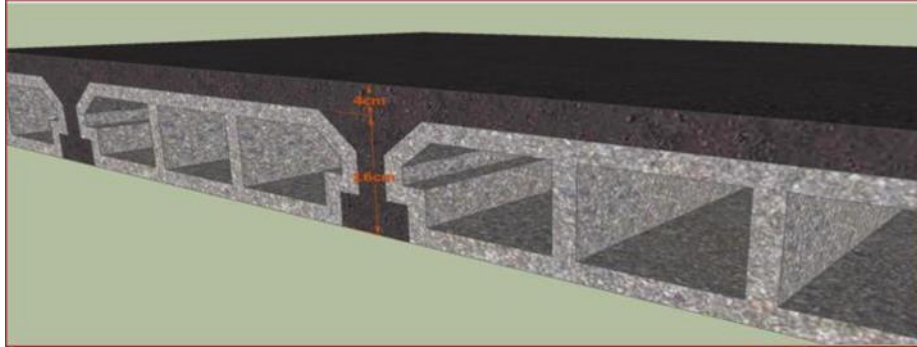


Figure 20: Plancher en corps creux

### I.5.2. Etude des poutrelles

Les poutrelles supportent les charges suivantes :

- Plancher terrasse  $G = 6.13 \text{Kn/m}^2$ ;  $Q = 1 \text{Kn/m}^2$
- Etage courants  $G = 5.12/\text{m}^2$ ;  $Q = 1.5 \text{Kn/m}^2$

Le ferrailage est généralement standardisé pour les autres planchers des niveaux en se basant sur le calcul du plancher le plus critique.

Le cas le plus défavorable c'est le cas de terrasse :  $G=6.13\text{KN/m}^2$ ;  $Q=1 \text{KN/m}^2$  Si les poutres dans les deux directions sont identiques, alors on choisit la direction où il y a le plus d'appuis (selon le critère de continuité) car ces appuis réduisent les moments de travée et diminuent la flèche.

On a :

$b$  : largeur totale de compression  $h$  : épaisseur du plancher.

$L_x$  : distance maximale entre nus de deux poutrelles.

$L_y$  : distance maximale entre nus des poutres perpendiculaires a  $L_x$ .

Donc :  $0.4h \leq b_0 \leq 0.6h$  ;  $8\text{cm} \leq b_0 \leq 12\text{cm}$

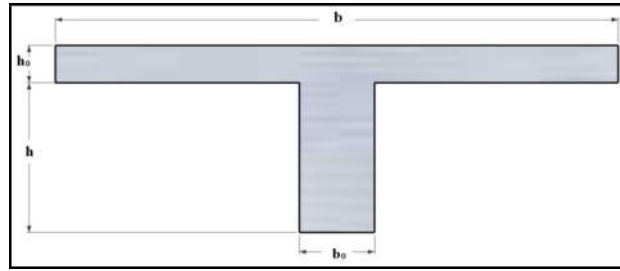
En prend :  $b_0=12\text{cm}$

On aura :

$$b = \frac{b-b_0}{2} \leq \min \left\{ \frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10} \right\} \Rightarrow b = 2 \min \left\{ \frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10} \right\} + b_0$$

$$l_x = 65 - 12 = 55\text{cm}, l_y = 384\text{cm} \Rightarrow b \leq 2b_1 + b_0 = 2(26.5) + 12 = 65\text{cm}$$

$b=65\text{cm}$



**I.5.3. Détermination des sollicitations des poutrelles**

D’après le **B.A.E.L.91** pour la détermination des efforts tranchants et des moments fléchissant dans le cas des poutrelles, on utilise l’une des 02 méthodes simplifiées :

- Méthode forfaitaire
- Méthode de Caquot
- ❖ Méthode forfaitaire

Cette méthode est applicable si les quatre hypothèses suivantes sont vérifiées :

- $Q \leq \max (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$
- Les moments d’inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différents Travées.
- Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

$$\begin{cases} 0.8 \leq \frac{l_n}{l_{n+1}} \leq 1.25 \\ 0.8 \leq \frac{l_n}{l_{n-1}} \leq 1.25 \end{cases}$$

- Fissuration peu nuisible.

Si l’une des conditions vérifiée la méthode forfaitaire applicable

❖ Application :

- Plancher terrasse

$Q = 1 \text{ KN/m}^2 < 2G = 12.26 \text{ KN/m}^2$  (condition vérifié)

- Plancher Etage courant

$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 < 2G = 10.24 \text{ KN/m}^2$  (condition vérifié)

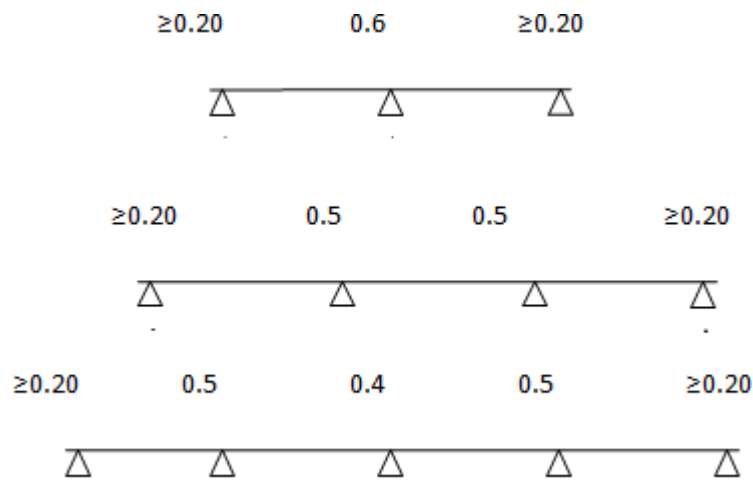
- Les moments d’inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées.
- La fissuration est peu préjudiciable.

4)  $\begin{cases} 0.8 \leq \frac{l_n}{l_{n+1}} \leq 1.25 \Rightarrow 0.8 \leq 1.22 \leq 1.25 \\ 0.8 \leq \frac{l_n}{l_{n-1}} \leq 1.25 \Rightarrow 0.8 \leq 0.81 \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{condition vérifier} \end{cases}$

- Application de la méthode

-  $\alpha$  : Le rapport des charges d’exploitation à la somme des charges permanent et d’exploitation ; en valeur non pondérées :  $\alpha = Q / G + Q$ .

- **M<sub>0</sub>** : La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de compression, avec  $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$
- **M<sub>w</sub>, M<sub>e</sub>** : Sont des moments sur appuis.
- **M<sub>t</sub>** : Moment sur travée avec :
  - $M_t \geq \max \{1.05 \cdot M_0 ; (1 + 0.3 \alpha) \cdot M_0 - (M_w + M_e) / 2\}$ .
  - $M_t \geq (1 + 0.3 \alpha) \cdot M_0 / 2$  : dans une travée intermédiaire.
  - $M_t \geq (1.2 + 0.3 \alpha) \cdot M_0 / 2$  : dans une travée de rive.
- Le moment sur appuis à corde de nombre de travées.



- **Calcul de M<sub>0</sub>** :

ELU :

$$M_{0u} = \frac{p_u \times l^2}{8}$$

ELS :

$$M_{0s} = \frac{p_s \times l^2}{8}$$

- Calcul de l'effort tranchant isostatique :

ELU :

$$T_{0u} = \frac{p_u \times l}{2}$$

ELS :

$$T_{0s} = \frac{p_s \times l}{2}$$

- L'effort tranchant :

$$V_1 = T_0 + (M_e - M_w) / l$$

$$V2 = -T0 + (Me - Mw) / 1$$

- **Plancher terrasse :**

Charge permanentes :  $G = 6.13 \text{ KN/m}^2$ .

Charge d'exploitations  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

- **Charges sur 0.65 m (distances entre poutrelles) :**

$G = 6.13 \times 0.65 = 3.984 \text{ KN/ml}$ .

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

- Calcul statique

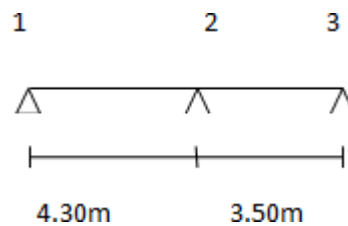
ELU :

$P_u = 1.35 \times 3.984 + 1.5 \times 0.65 = 6.353 \text{ KN/ml}$ .

ELS :

$P_u = 3.984 + 0.65 = 4.634 \text{ KN/ml}$

- Plancher 1er type



ELU :

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{0.65}{3.984 + 0.65} = 0.14$$

$$1 + 0.3\alpha = 1 + 0.3 \times 0.14 = 1.04$$

$$\text{Max}(1.05; 1 + 0.3\alpha) = 1.05$$

- ❖ Calcul les moments en travée et sur appuis à l'ELU

- Moment isostatique :

Travée01 :

$$M_{01} = \frac{q_u l_1^2}{8} = \frac{6.353 \times 4.30^2}{8} = 14.683 \text{ KN.m}$$

Travée02 :

$$M_{01} = \frac{q_u l_2^2}{8} = \frac{6.353 \times 3.50^2}{8} = 9.728 \text{ KN.m}$$

Les moments des appuis :

$$\text{Appui A : } M_{aA} = 0.20 \times M_0 = 0.20 \times 14.683 = 2.936$$

$$\text{Appui B : } M_{AB} = 0.6 \times \max(M_{01}; M_{02}) = 0.6 \times 14.683 = 8.809 \quad \text{Appui C : } \\ M_{AC} = 0.20 \times M_{02} = 0.20 \times 19.728 = 1.945$$

Les moments de la travée :

Travée de rive AB :

$$M_t \geq (1.2 + 0.3 \alpha) \cdot M_0 / 2$$

$$M_t \geq (1.2 + (0.3 \times 0.14)) \cdot 14.683 / 2 = 9.118$$

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

$$M_t \geq \max \{ 15.417 ; 9.427 \} = 15.417$$

Travée de rive AB :

$$M_t \geq (1.2 + 0.3 \alpha) \cdot M_0 / 2$$

$$M_t \geq (1.2 + (0.3 \times 0.14)) \cdot 9.728 / 2 = 6.041$$

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

$$M_t \geq \max \{ 10.214 ; 4.759 \} = 10.214$$

Table 13: Les valeurs des moments en travée et sur appuis à l'ELU

Travée	01		02	
L (m)	4.30		3.50	
M <sub>0u</sub> (N.m)	14.683		9.728	
Appui	01	02	03	
Coef. Forfaitaire	0.20	0.6	0.20	
M <sub>A</sub> (KN.m)	2.936	8.809	1.945	
M <sub>t</sub> (KN.m) (c.1)	15.417		10.214	
M <sub>t</sub> (T.de rive)	9.118		6.041	
M <sub>t</sub> (resultant)	15.417		10.214	

- Calcul de l'effort tranchant

ELU :

$$T_{ou} = P_u \cdot l / 2 = 13.658 \text{KN.}$$

E.L.S :

$$T_{os} = p_s \times \frac{1}{2} = 11.117 \text{KN}$$

$$V_1 = T_0 + (M_e - M_w) / l$$

$$V_2 = -T_0 + (M_e - M_w)$$

Table 14: Les valeurs de l'effort tranchant sur appuis à l'ELU

Section	M <sub>e</sub> (KN.m)	M <sub>w</sub> (KN.m)	T <sub>0</sub> (KN)	L(m)	V <sub>1</sub> (KN)	V <sub>2</sub>
1-2	2.936	8.809	13.685	4.30	12.292	-15.023
2-3	8.809	1.945	11.117	3.50	13.087	-9.115

- ❖ Calcul les moments en travée et sur appuis à l'ELS

**Moment isostatique**

Travée01 :

$$M_{01} = \frac{q_s l_1^2}{8} = \frac{4.634 \times 4.30^2}{8} = 10.710 \text{ KN.m}$$

Travée02 :

$$M_{02} = \frac{q_s l_2^2}{8} = \frac{4.634 \times 3.50^2}{8} = 7.095 \text{ KN.m}$$

**Les moments des appuis**

$$\text{Appui A : } M_{\alpha A} = 0.20 \times M_0 = 2.142$$

$$\text{Appui B : } M_{\alpha B} = 0.6 \times \max(M_{01}; M_{02}) = 6.426$$

$$\text{Appui C : } M_{\alpha C} = 0.20 \times M_{02} = 1.419$$

**Les moments de la travée****Travée de rive AB**

$$M_t \geq (1.2 + 0.3 \alpha) \cdot M_0 / 2$$

$$M_t \geq 6.650$$

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

$$M_t \geq \max \{ 11.245; 6.875 \} = 11.245$$

**Travée de rive AB**

$$M_t \geq (1.2 + 0.3 \alpha) \cdot M_0 / 2$$

$$M_t \geq 4.405$$

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

$$M_t \geq \max \{ 7.449; 3.470 \} = 7.449$$

Table 15: Les valeurs des moments en travée et sur appuis à l'ELS

Travée	1		2	
L (m)	4.30		3.50	
$M_{0u} = P_s \cdot L^2 / 8$ (KN.m)	10.710		7.095	
Appui	1	2		3
Coef. Forfaitaire	0.20	0.6		0.20
$M_A$ (KN.m)	2.142	6.426		1.419
$M_t$ (KN.m)	11.245		7.479	
$M_t$ (T.de rive)	6.650		4.405	
$M_t$ (resultant)	11.245		7.479	

**Calcul de l'effort tranchant :**

ELS :

$$T_{ou} = P_u \frac{1}{2} = 9.963 \text{ KN}$$

ELU :

$$T_{os} = P_s \frac{1}{2} = 8.109 \text{ KN}$$

$$V_1 = T_0 + (M_e - M_w) / l$$

$$V_2 = -T_0 + (M_e - M_w) / l$$

Table 16: Les valeurs de l'effort tranchant sur appuis à l'ELS

Section	$M_e$ (KN.m)	$M_w$ (KN.m)	$T_0$ (KN)	L (m)	$V_1$ (KN)	$V_2$ (KN)
1-2	2.142	6.426	9.963	4.30	8.966	-10.959
2-3	6.426	1.419	8.109	3.50	9.539	-6.678

**I 5.4. Calcul des armatures longitudinales**

nous avons coffrage de la poutrelle suivant :

$$b = 0.65 \text{ m} ; b_0 = 0.12 \text{ m} ; h_0 = 0.04 \text{ m} ; h = 0.2 \text{ m} ; d = 0.9h = 0.18 \text{ m}$$

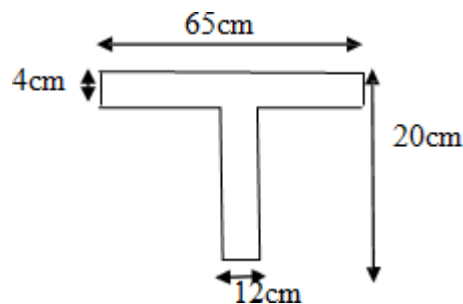


Figure 21: Coffrage de la poutrelle.

D'après l'organigramme de la flexion simple nous trouverons les résultats suivants :

**Table 17:** Récapitulatif des résultats.

$M_{au}(\text{max})$ (KN.m)	$M_{tu}$ (max) (KN.m)	V (max) (KN)
8.809	15.417	-15.023

❖ Moment de référence

- En travée:

Les calculs des armatures sont réalisés de manière similaire à une poutre de section en T, où le moment est équilibré par la table de compression :

$$M_{tab} = \sigma_{bc} \times b \times h_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right) 10^3 = 59.07 \text{KN.m}$$

$M < M_t$ , donc L'axe neutre s'aligne avec la surface de la table, exerçant une compression sur une partie spécifique de celle-ci. Puisque la contrainte du béton tendu est négligée dans ces calculs, la section en forme de T sera évaluée comme un rectangle avec des dimensions de (b\*h), où b = 65cm et h = 20cm.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{15.417 \times 10^{-3}}{0.65 \times (0.18)^2 \times 14.2} = 0.051$$

$$\mu_L = 0.302$$

$$\mu_{bu} < \mu_L A'_s = 0 \text{ (pas d'armature comprimée)}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.051}) = 0.065$$

$$Z_b = d \times (1 - 0.4\alpha)$$

$$Z_b = 0.13(1 - 0.4 \times 0.065) = 0.12 \text{m}$$

$$A = \frac{M_u}{Z_b \times f_{sd}} = \frac{15.417 \times 10}{0.12 \times 348} = 3.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Et : } 3\text{HA}12/\text{ml} = 3.39 \text{cm}^2; A_u = 3.39 \text{cm}^2$$

❖ Condition de non fragilité :(Art. A.4.2.1/BAEL91 modifiés 99)

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_c}, f_{t28} = 2.1 \text{MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23(65 \times 18) \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{cm}^2$$

$$\text{Remarque que : } A_{\min} < A_u = 3.39 \text{cm}^2$$

Sur appuis, la table est complètement tendue, donc la section à prendre en compte pour le calcul est un rectangle avec des dimensions (b × h) = (12×20) cm<sup>2</sup>.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8.809 \times 10^{-3}}{0.12 \times (0.18)^2 \times 14.2} = 0.159$$

$$\mu_L = 0.302$$

$$\mu_{bu} < \mu_L A'_s = 0 \text{ (pas d'armature comprimée)}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.159}) = 0.217$$

$$Z_b = d \times (1 - 0.4\alpha)$$

$$Z_b = 0.13(1 - 0.4 \times 0.217) = 0.11\text{m}$$

$$A = \frac{M_u}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{8.809 \times 10}{0.11 \times 348} = 2.3\text{cm}^2$$

$$\text{Et : } 2\text{HA}12/\text{ml} = 2.26\text{cm}^2; \quad A_u = 2.26\text{cm}^2$$

- ❖ Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL91 modifiés 99)

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_s}, \quad f_{t28} = 2.1\text{MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23(20 \times 18) \times \frac{2.1}{400} = 0.26\text{cm}^2$$

$$\text{Remarque que : } A_{\min} < A_u = 2.26\text{cm}^2$$

### III.5.5. Les vérifications

- ❖ Vérification à l'ELU

- En travée :
- Vérification de l'effort tranchant (Art III.2/BAEL 91)

$$T = 15.023 \text{ KN}$$

Il est nécessaire de vérifier que  $\tau_u < \tau_u^-$

$$\tau_u^- = \min \left\{ 0.15 \times \frac{f_{cs}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\}$$

$$\tau_u^- = \min \{ 2.5\text{MPa}; 5\text{MPa} \} = 2.5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \cdot d} = \frac{15.023 \times 10^3}{650 \times 180} = 0.12\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.12\text{MPa} < \tau_u^- = 2.5\text{MPa} \text{ (condition vérifiée)}$$

- Vérification d'adhérence

$$\tau_{ser} < \tau_{se}^-$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i} \leq \tau_{se}^- = \psi_s^- \cdot f_{t28} = 3.15\text{MPa}$$

$$\psi_s = 1.5 \text{ (acier Fe400, haute adhérence)}$$

$$\sum u_i = n\pi\Phi = 3 \times 3.14 \times 12 = 113.03\text{mm}$$

**n**: nombre des barres

**Φ**: Diamètre des barres (Φ=12mm)

$$\tau_{ser} = \frac{15.023 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 113.04} = 0.820\text{MPa}$$

$$\tau_{ser} = 0.820\text{MPa} < \tau_{se}^- = 3.15\text{MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

- En Appuis :

$$T = 15.023 \text{KN}$$

Il est nécessaire de vérifier que  $\tau_u < \tau_u^-$

$$\tau_u^- = \min \left\{ 0.15 \times \frac{f_{ct28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right\}$$

$$\tau_u^- = \min \{ 2.5 \text{MPa}; 5 \text{MPa} \} = 2.5 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \cdot d} = \frac{15.023 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.695 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.695 < \tau_u^- = 2.5 \text{MPa} \text{ (condition vérifiée)}$$

Vérification d'adhérence

$$\tau_{ser} < \tau_{se}^-$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i} \leq \tau_{se}^- = \psi_s \cdot f_{t28} = 3.15 \text{MPa}$$

$$\psi_s = 1.5 \text{ (acier Fe400, haute adhérence)}$$

$$\sum u_i = n\pi\phi = 2 \times 3.14 \times 12 = 75.36 \text{mm}$$

**n**: nombre des barres

**Φ**: Diamètre des barres (Φ=12mm)

$$\tau_{ser} = \frac{15.023 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 75.36} = 1.23 \text{MPa}$$

$$\tau_{ser} = 1.23 \text{MPa} < \tau_{se}^- = 3.15 \text{MPa} \text{ condition vérifiée}$$

Calcul des Armature transversale et de l'espacement

Calcul des armatures transversales

Le calcul du ferrailage transversal est effectué conformément aux réglementations

Conformément au **RPA99V2003 (Article 7.5.2.2)**.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0.003b_0 \\ S_t \leq \left( \frac{h}{4}; 12\phi_L \right) \dots \dots \text{zone nodale} \text{ Avec: } \phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l \right) \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{zone courante} \end{array} \right.$$

$\phi_l$  : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min(5.7; 12; 12) = 5.7 \text{mm}$$

$$\phi = 6 \text{mm, donc les armatures transversales sont : } 2\phi_6 (A=0.57 \text{cm}^2)$$

Etude de l'espacement ( $S_t$ )

$$\text{Zone courant ; } S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{cm})$$

$$\text{Zone nodal ; } S_t = S_t (\text{Zone courant}) / 2$$

Donc :

$$S_t \leq \min(0.9; 40) = \min(16.2; 40)$$

$$S_t \leq 16.2 \text{cm}$$

$St = 15 \text{ cm}$  (Sauf pour la première couche d'armatures transversales qui sera placée à).

$$\frac{St}{2} = 7.5 \text{ cm}$$

Vérification à l'ELS

la contrainte de compression dans le béton :

Étant donné que la fissuration est peu préjudiciable, il est nécessaire de vérifier.

En travée

$$M_{ser} = 11.245 \text{ KNm}; \quad b = 65 \text{ cm}; \quad d = 18 \text{ cm}; \quad A = 3.39 \text{ cm}^2; \quad A_s' = 0$$

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^- = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = Ky \quad \text{avec} \quad k = \frac{M_{ser}}{I}$$

Position de l'axe neutre :

$$A' = 0; \quad \eta = 15$$

$$y = n \frac{A_s + A_s'}{b} \left( \sqrt{1 + \frac{b \cdot d \cdot A_s + d \cdot A_s}{7.5(A_s + A_s')^2}} - 1 \right)$$

$$y = 15 \frac{3.39}{100} \left( \sqrt{1 + \frac{18 \times 65}{7.5 \times 3.39}} - 1 \right)$$

$$y = 4.58 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{65}{3} (4.58)^3 + 15 \times 3.39 (18 - 4.58)^2 = 11239.46 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{11.245 \times 10^6}{11239.46 \times 10^4} = 0.100 \text{ N/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot y = 0.100 \times 45.8 = 4.58 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc}^- = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Vérification de la contrainte maximale de l'acier :

$$\sigma_s \leq \sigma_s^-$$

$$\sigma_s = \eta \cdot k(d-y) = 15 \times 0.100(180 - 45.8) = 201.3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^- = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 201.3 \text{ MPa} < \sigma_s^- = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

En Appuis

$$M_{ser} = 6.426 \text{ KN.m}; \quad b = 12 \text{ cm}; \quad d = 18 \text{ cm}; \quad A = 2.26 \text{ cm}^2; \quad A_s' = 0$$

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^- = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = Ky \quad \text{avec} \quad k = \frac{M_{ser}}{I}$$

Position de l'axe neutre :

$$A' = 0; \quad \eta = 15$$

$$y = n \frac{A_s + A'_s}{b} \left( \sqrt{1 + \frac{b \cdot d \cdot A_s + d \cdot A'_s}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right)$$

$$y = 15 \frac{2.26}{12} \left( \sqrt{1 + \frac{18 \times 12}{7.5 \times 2.26}} - 1 \right)$$

$$y = 7.65 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d - y)^2 + nA'_s(y - d')^2$$

$$I = \frac{12}{3} (7.65)^3 + 15 \times 2.26 (18 - 7.65)^2 = 5422.24 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{6.426 \times 10^6}{5422.24 \times 10^4} = 0.118 \text{ N/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot y = 0.118 \times 76.5 = 9.027 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc}^- = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

Vérification de la contrainte maximale de l'acier :

$$\sigma_s \leq \sigma_s^-$$

$$\sigma_s = \eta_c k (d - y) = 15 \times 0.118 (180 - 76.5) = 183.195 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^- = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 183.195 \text{ MPa} < \sigma_s^- = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ cv}$$

Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \quad 2) \frac{l}{h} > \frac{1 M_t A}{10 M_{ob,d}} \leq \frac{4.2}{f_e} \text{ MPa}$$

**I** : La portée entre nus d'appuis (4,05m)

**h** : hauteur de la section (15cm) **M<sub>t</sub>** : moment max en travée

**M<sub>0</sub>** : moment de la travée de référence

**A** : section d'acier tendu en travée

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{475} = 0.042 < \frac{1}{16} = 0.062 \dots \dots \dots \text{ CNV}$$

Ainsi, nous allons calculer la flèche et la vérifier par rapport à la flèche admissible .

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 32164.19 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \times \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.015$$

$$\mu_g = 1 - \left( \frac{1.75 \times f_{c28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \right) = 1 - \left( \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.015 \times 348 + 2.1} \right) = 0.840$$

$$\lambda_i = \left( \frac{0.05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} \right) = \left( \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{120}{650}) 0.015} \right) = 2.74$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 0.4 \times 2.74 = 1.096$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + n \left[ A_s \left( \frac{h}{2} - h'' \right)^2 \right] = \frac{65 \times 20^3}{12} + 15 \times 3.39 \left( \frac{20}{2} - 18 \right)^2 = 46587.733 \text{ cm}^4$$

$$I_{j_i}^g = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu)} = \frac{1,1 \cdot 46587.733}{(1 + 2,74 \times 0,840)} = 155217186.5 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_i}^g = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g} = \frac{1,1 \cdot 46587.733}{1 + 1.096 \times 0,840} = 266819947 \text{ cm}^4$$

$$f_{s_i} = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E \cdot I_{f_i}^g} = \frac{15.496 \times (475)^2}{10 \times 32164,19 \times 155217186.5} = 0,70 \text{ cm}$$

$$f_{g_v} = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{j_i}^g} = \frac{15.496 \times (475)^2}{10 \times 10818,86 \times 266819947} = 1.21 \text{ cm}$$

La flèche totale :

$$\Delta f_t = (f_{g_v} - f_{j_i}) = (1.21 - 0.70) = 0.51 \text{ cm}$$

La flèche admissible :

$$L = 475 \text{ cm} < 500 \text{ cm et } \Delta f_{max} = \frac{L}{500} = \frac{475}{500} = 0.95 \text{ cm}$$

$\Delta f_t = 0.51 \text{ mm} < \Delta f_{max} = 0.95 \text{ mm}$  (condition vérifiée)

### III.5.6. Ferrailages des poutrelles

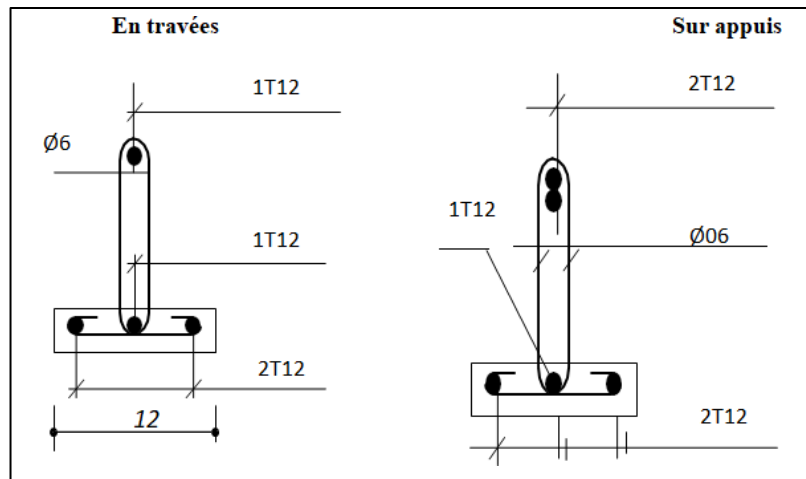


Figure 22: Ferrailages des poutrelles

### III.6. Dalle de compression

#### III.6.1. Introduction

La dalle de compression est une couche de béton coulée sur toute la surface du plancher. Selon les informations fournies, l'épaisseur de la dalle de compression est de **4 cm**. Pour assurer la résistance et la stabilité de la dalle, il est nécessaire de réaliser un ferrailage approprié.

Avec :

- **33cm** : dans le sens parallèle aux poutrelles.
- **20cm** : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

En Algérie on considère un maillage de **20cm**, et l'armatures perpendiculaires aux poutrelles

si:  $L_1 \leq 50\text{cm}$

#### III.6.2. Etude la dalle de compression

La section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en **cm<sup>2</sup>/ml** doit être au moins égale à :

$$A_{\text{Nervure}} = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e}$$

avec ( $L_1$  en cm) avec : un espacement :  $S_t=20\text{cm}$

$L_1$  : distance entre l'axe des poutrelles,  $L_1=65\text{cm}$

$A_{\text{Nervure}}$  : Diamètre perpendiculaire à la poutrelle,

$F_e=520\text{MPa}$

$F_e$  : limite élastique des aciers utilisées

Quadrillage de treilles soudé (TLE520).

$$A_{\text{Nervure}} = 4 \cdot \frac{65}{520} = \frac{0.5\text{cm}^2}{\text{ml}}$$

$$A_{\text{Nervure}} = 5\emptyset 6 = 1.41\text{cm}^2$$

Avec un espacement:  $S_t = 20\text{cm}$ .

$$A_{\text{//nervures}} = A_T/2 = 1.41/2 = 0.705\text{cm}^2$$

$$A_{\text{//}} = 5\emptyset 6 = 1.41\text{cm}^2$$

$A_{\text{//}}$  : diamètre parallèle aux poutrelles

### III.6.2. Conclusion

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudé dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens ( $20*20$ ).

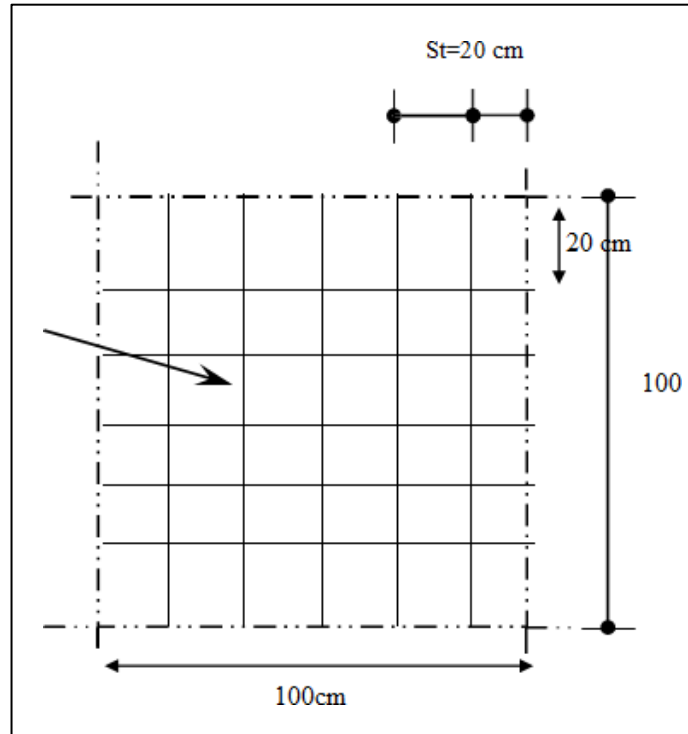


Figure 23: Disposition constructive des armatures de la dalle de compression

### III.7. Etude de la poutre palière

#### III.7.1. Introduction

La poutre palière subit à la fois la flexion simple causée par son propre poids et la torsion due à la force exercée par le palier de repos. Le calcul de cette poutre sera effectué comme s'il s'agissait d'une poutre horizontale et doublement encastree à ses deux extrémités dans les poteaux de la structure porteuse.

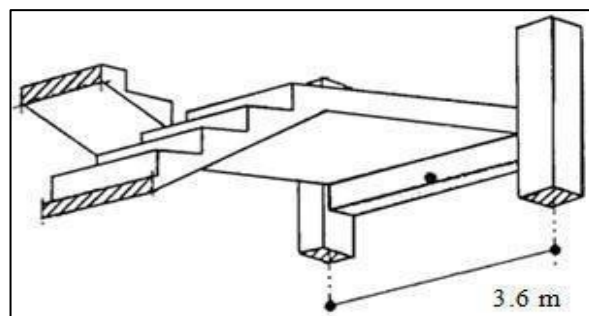


Figure 24: Vue 3D pour la poutre palière

### III.7.2. Prédimensionnement de la poutre palière

- Selon le **BAEL91 modifié 99** les dimensions de poutre sont

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_p \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{360}{15} \leq h_p \leq \frac{360}{10}$$

$$\Rightarrow 24 \leq h_p \leq 36$$

L : la portée entre axes des appuis ; L=360 cm

- Selon **RPA99 /V2003** on adopte  $h_p = 30\text{cm}$   
 $0.4h_p \leq b \leq 0.8h_p \Rightarrow 0.4 \times 30 \leq b \leq 0.8 \times 30$   
 $\Rightarrow 12 \leq b \leq 24 \dots$  On adopte  $b = 20\text{cm}$

- Vérification selon le **RPA** :

- $h = 30\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots \dots \dots \text{CV}$
- $b = 20\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots \dots \dots \text{CV}$
- $h/b = 30/20 = 1,5 < 4 \dots \dots \dots \text{CV}$

Donc les dimensions de la poutre de palier sont de  $(30 \times 20)\text{ cm}^2$

### III.7.3. Schéma statique

Le modèle réduit de calcul de poutre palière est présenté dans la figure

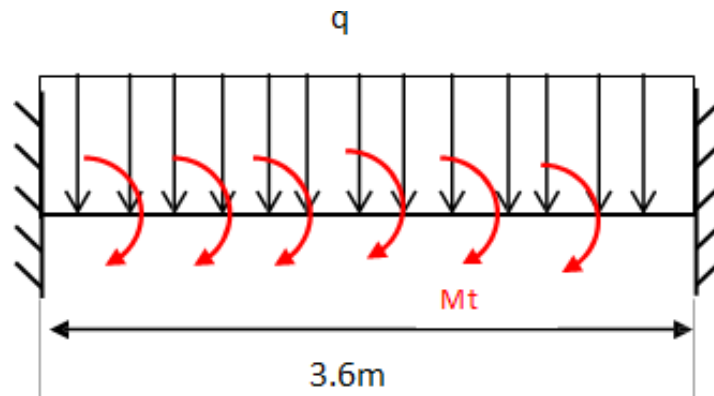


Figure 25 : schéma statique de la poutre palier

### III.7.4. Evaluation des charges

- Poids propre de la poutre :  $0,30 \times 0,20 \times 25 = 1.5\text{ KN/ml}$
- Poids propre du mur (mur extérieure) :  $2.81 \times 1,53 = 4.3\text{kn/ml}$
- Le poids de palier :  
 $G_p = 5,35\text{KN/ml}$ .

Donc :

$$G = 1.5 + 4.3 + 5,35 = 11.2\text{ KN/ml}$$

$$Q=2,5\text{KN/ml.}$$

### III.7.5. Combinaison d'action

- ELU :  $P_u=1,35G+1,5Q=1,35 \times 11.2 + 1,5 \times 2,5 = 18,87 \text{ KN/m}$

- ELS :  $P_{ser}=G+Q=11.2+2,5= 13,7 \text{ KN/m}$

Le moment isostatique à L'ELU :

$$M_0 = \frac{P_u \times l^2}{8} = \frac{18.78 \times 3.6^2}{8} = 30.569 \text{ KN.m}$$

Le moment sur appuis :

$$M_{ua} = 0,3M_0 = 0,3 \times 30.569 = 9.170 \text{ KN.m.}$$

Le moment sur travée :

$$M_{ut} = 0,85M_0 = 0,85 \times 30.569 = 25.983 \text{ KN.m.}$$

Le moment isostatique à L'ELS:

$$M_0 = \frac{P_{ser} \times l^2}{8} = \frac{13.7 \times 3.6^2}{8} = 22.170 \text{ KN.m}$$

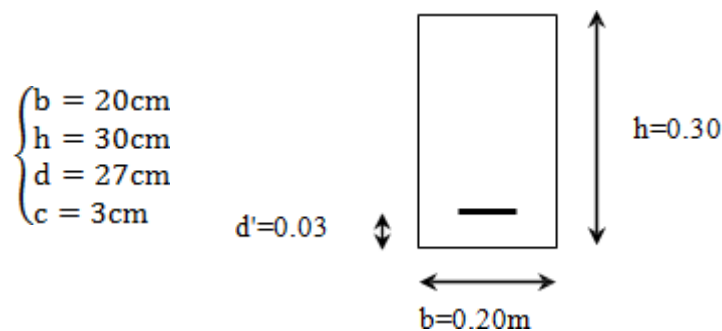
Le moment sur appuis :

$$M_{ua} = 0,3M_0 = 0,3 \times 22.170 = 6.658 \text{ KN.m.}$$

Le moment sur travée :

$$M_{ut} = 0,85M_0 = 0,85 \times 22.170 = 18.864 \text{ KN.m.}$$

### III.7.6. Ferrailage



En travée:

$$M_u = 25.983 \text{ KN.m/ml}; \quad M_{ser} = 18.864 \text{ KN.m/ml}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.37$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{c28} = 25 \text{ MPa,} \\ \text{acier FeE400.} \end{array} \right. \rightarrow \mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776$$

$$\mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776 = 0.289$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{25.983}{0.2 \times 0.27^2 \times 14.2 \times 10^5} = 0.125$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \rightarrow (As' = 0, \text{section d'acier comprimée})$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.125}) = 0.167$$

$$z_u = d(1 - 0.4\alpha_u) = 27(1 - 0.4 \times 0.167) = 25.19\text{cm}$$

$$\alpha = 0.167 < 0.259$$

l'ELU est atteint en pivot A, avec :

$$\begin{cases} \varepsilon_s = 10\text{‰} \\ \varepsilon_{bc} < 3.5\text{‰} \\ \sigma_s = \sigma_{su} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z_u \cdot f_{su}} = \frac{25.983 \times 10}{0.251 \times 348} = 2.98\text{cm}^2$$

Le ferrailage minimal : (BAEL DTU P175 et BAEL A.4.2 P29)

Outre l'exigence de résistance à la fragilité, on inclut pour les poutres la section d'acier minimale recommandée par les règles (**RPA99v2003 .7.5.2.1 P165**).

$$A_{Smin} \geq \max \left\{ 0.005bh; \frac{bh}{1000}; 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_s} \right\}$$

$$A_{Smin} \geq \max \left\{ 0.005 \times 20 \times 30; \frac{20 \times 30}{1000}; 0.23 \times 20 \times 30 \frac{2.1}{400} \right\}$$

$$A_s \geq \max\{A_{Smin}; A_s\} = 3\text{cm}^2$$

$$\text{On adopte } 3T12 \text{ avec } A_s = 3.39\text{cm}^2$$

En Appuis:

$$M_u = 9.170\text{KN.m/ml}; \quad M_{ser} = 6.658\text{KN.m/ml}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.37$$

$$\begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ MPa,} \\ \text{acier FeE400.} \end{cases} \rightarrow \mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776$$

$$\mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776 = 0.289$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{9.170}{0.2 \times 0.27^2 \times 14.2 \times 10^8} = 0.044$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \rightarrow (A_s' = 0, \text{section d'acier comprimée})$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.044}) = 0.056$$

$$z_u = d(1 - 0.4\alpha_u) = 27(1 - 0.4 \times 0.056) = 26.39\text{m}$$

$$\alpha = 0.056 < 0.259$$

l'ELU est atteint en pivot A, avec :

$$\begin{cases} \varepsilon_s = 10\text{‰} \\ \varepsilon_{bc} < 3.5\text{‰} \\ \sigma_s = \sigma_{su} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z_u \cdot f_{su}} = \frac{9.170 \times 10}{0.263 \times 348} = 1.01\text{cm}^2$$

Le ferrailage minimal :

$$A_{S_{\min}} \geq \max \left\{ 0.005bh; \frac{bh}{1000}; 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_S \geq \max \{ A_{S_{\min}}; A_S \} = 3 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} (\text{RPA}) = 3 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte } 3T12 \text{ avec } A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales (l'article A.5.1, 22 de BAEL91 modifié99):

$$\frac{A_t f_{et}}{b s_t} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

$S_t$ : est l'espacement des cours s'armatures transversales, qui est donné par l'article 7.5.2.2 des règles RPA comme suit :

Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\varphi_1; 30 \text{ cm} \right\}$$

Avec  $\varphi_1$  est le plus petit des diamètres longitudinaux c.-à-d. 1.4 cm,

$$S_t \leq 7.5 \text{ cm}$$

$$\text{Donc on adopte } S_t = 7 \text{ cm}$$

Hors zone nodale :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm},$$

Donc on adopte ( $S_t = 15 \text{ cm}$ ) :

$$A_t \geq \frac{b \times s_t \times 0.4 \text{ MPa}}{f_{et}} = \frac{20 \times 15 \times 0.40}{235} = 0.51$$

$$A_t = 0.003 \times S \times b = 0.003 \times 15 \times 20 = 0.9 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

### III.7.6.1. Vérification de l'effort tranchant à (L'ELU)

$$V_u = \frac{P_u \cdot l}{2} = 18.87 \times \frac{3.6}{2} = 33.966 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{33.966 \times 10^3}{200 \times 270} = 0.629 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.629 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

### III.7.6.2. Vérification à l'ELS (Vérification des contraintes):

En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{25.983}{18.864} = 1.37$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435 > \alpha = 0.167$$

En appui :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{9.170}{6.658} = 1.37$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_c 28}{100} = \frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435 > \alpha = 0.056$$

Donc pas vérification des contraintes à L'ELS.

### III.7.6.3. Vérification de la flèche

Avant d'effectuer la vérification de la flèche proprement dite, il est nécessaire d'examiner les conditions de non-vérification de la flèche selon l'article B.7.5 des règles BAEL, comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq \max \left\{ \frac{L}{16}; \frac{M_t L}{10 M_0} \right\} \\ A_s \leq \frac{4.2 b d}{f_e} \\ L \leq 8.00 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t = 25.983 \text{ KNm/ml} \\ M_0 = 30.569 \text{ KNm/ml} \\ L = 3.6 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} h = 30 \text{ cm} > \max \left\{ \frac{L}{16}; \frac{M_t L}{10 M_0} \right\} = \max \left\{ \frac{360}{16}; \frac{25.983 \times 360}{10 \times 30.569} \right\} = 30 \text{ cm condition Vérifiée.} \\ A_s = 3.39 \text{ cm}^2 \leq \frac{4.2 b_0 d}{f_e} = \frac{4.2 \times 20 \times 27}{400} = 5.67 \text{ cm}^2 \text{ condition Vérifiée.} \\ L = 3.6 \text{ m} \leq 8.00 \text{ m. condition Vérifiée} \end{array} \right.$$

### III.7.6.4. Ferrailage sous sollicitations de torsion :

Calcul de la contrainte tangentielle de torsion :

Selon l'article A.5.4.2 des règles BAEL91 modifiée99, les contraintes de cisaillement dues à la torsion pour une section

$$\tau_{uT} = \frac{T_u}{2 \Omega b_0}$$

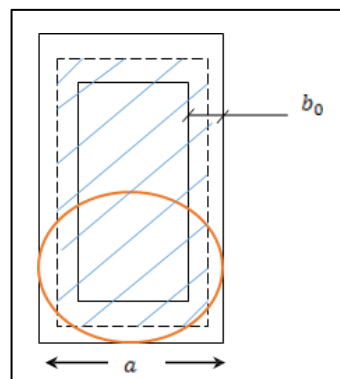


Figure 26: Aire de la section

$$b_0 = \frac{a}{6}$$

$a$  : le diamètre du grand cercle inscrit dans le contour extérieur de la section

$\Omega$  : l'aire du contour à mi- épaisseur des parois (aire hachuré dans la Fig 3-14)  $T_u$  : le moment de torsion ultime, dont 'il est égale à : **6.112KNm**,

Donc :

$$a = 0.20\text{m} \rightarrow b_0 = \frac{0.20}{6} = 0.033 \text{ m}$$

$$\Omega = (b - b_0)(h - b_0) = (0.20 - 0.033)(0.30 - 0.033) = 0.044 \text{ m}^2$$

Calcul de moment de torsion à l'E.L.U :

$$M_t = c \frac{1}{2}$$

$$c = V_u \times 0.1 = 33.966 \times 0.1 = 3.369$$

$$M_t = 3.369 \frac{3.6}{2} = 6.112 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow \tau_{uT} = \frac{6.112 \times 10^3}{2 \times 440 \times 3.3} = 2.10 \text{ MPa.}$$

Vérification des contraintes tangentiels (L'article A.5.4.3 des règles BAEL91) :

$$\sqrt{\tau_{uT}^2 + \tau_{uV}^2} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \sqrt{\tau_{uT}^2 + \tau_{uV}^2} = \sqrt{2.10^2 + 0.629^2} = 2.1 \text{ MPa} > \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \text{ condition Vérifiée}$$

Détermination des armatures de torsion :

Les armatures longitudinales :

Suivant la règle des coutures décrit par l'article A.5.3.1 des règles BAEL91 on à :

$$\frac{\sum A_l f_g}{U \gamma_s} = \frac{T_u}{2\Omega}$$

$\sum A_l$  : est la section des armatures longitudinales engendrés par la torsion, et que l'on note  $A_s^t$

$U$  : le périmètre de l'aire  $\Omega$ , et qui se calcul comme suit :

$$U = [(b - b_0) + (h - b_0)] \times 2 = [(0.20 - 0.033) + (0.30 - 0.033)] \times 2 = 0.868\text{m}$$

Par conséquent on n'aura :

$$A_s^T = \frac{\gamma_s U T_u}{2 f_g \Omega} = \frac{1.15 \times 0.868 \times 0.006}{2 \times 400 \times 0.044} = 1.7 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.7 \text{ cm}^2$$

Description des barres :

On adopte pour les armatures longitudinales de torsion : 3T12

$$A_s^T = 3.39 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales :

Selon la même règle on à :

$$\frac{A_t^T f_{et}}{s_t \gamma_s} = \frac{T_u}{2\Omega}$$

$$\rightarrow A_t^T = \frac{\gamma_s s_t T_u}{2 f_{et} \Omega} = \frac{1.15 \times 0.15 \times 0.006}{2 \times 235 \times 0.006} = 5 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.5 \text{ cm}^2$$

Ferraillage totale :

Armatures longitudinales :

En travée :

$$A_S^{\text{travée}} = A_S^{\text{flexion}} + A_S^{\text{torsion}} = 3\text{T}12 + 3\text{T}12 = 6.78 \text{ cm}^2$$

Sur appuis :

$$A_S^{\text{appuis}} = A_S^{\text{flexion}} + A_S^{\text{torsion}} = 3\text{T}12 + 3\text{T}12 = 6.78 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales :

$$A_t = A_t^{\text{flexion}} + A_t^{\text{torsion}} = 0.9 + 0.5 = 1.4 \text{ cm}^2$$

On adopte alors pour les armatures transversales **5T8** avec  $A_t = 2.51 \text{ cm}^2$ , un cadre et un épingle de 8.

Vérification au ferraillage minimale (Torsion-flexion)

Sur appuis :

On doit vérifier que :

$$\frac{A_s f_s}{b_0 U} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \frac{A_s f_s}{b_0 U} = \frac{6.78 \times 10^{-4} \times 400}{0.033 \times 0.868} = 9.46 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa}$$

En travée :

$$\rightarrow \frac{A_s f_s}{b_0 U} = \frac{6.78 \times 10^{-4} \times 400}{0.033 \times 0.868} = 9.46 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa}$$

Armatures transversales :

On doit vérifier que :

$$\frac{A_t f_{et}}{b_0 s_t} \geq 0.4 \text{ MPa},$$

$$\rightarrow \frac{A_t f_{et}}{b_0 s_t} = \frac{2.51 \times 10^{-4} \times 235}{0.033 \times 0.15} = 11.916 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

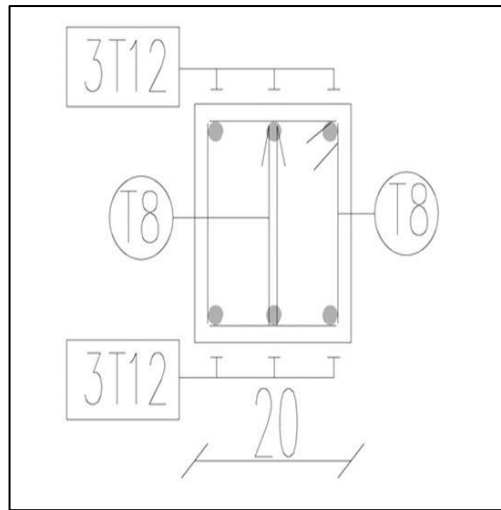
**III.7.6.5. Schéma de ferrailage :**

Figure 27: Schéma de ferrailage de la poutre palier.

*Chapitre IV: Etude Sismique  
Et Dynamique*

## **I -Introduction :**

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l'effet du séisme.

## **II- Méthodes de calcul :**

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

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

### **II-1-Méthode statique équivalente :**

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (4.2 du RPA 99/2003) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

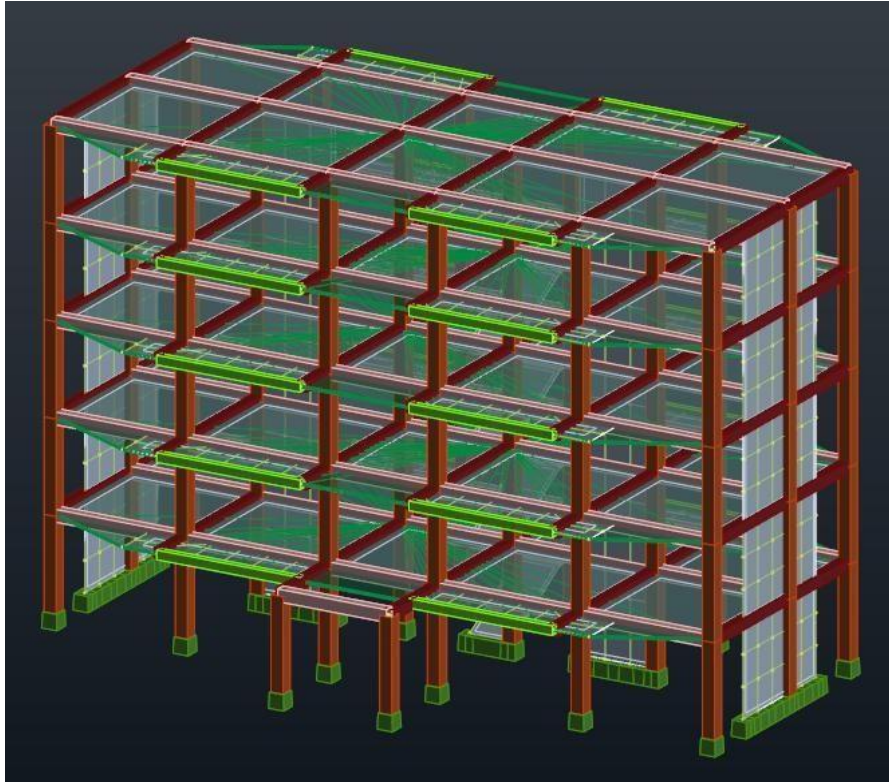
### **II-2- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :**

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

### **II-3-La 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.

- **Condition d'application :** La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en Particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.
- **Présentation de la structure :**



**Figure28 :** Présentation de structure

### III- Calcul de la force sismique totale :

D'après le RPA 99 / version 2003. Article 4-2-3 : La force sismique totale  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

*Avec :*

**A :** coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) des RPA99/Version 2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

**D :** facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de Site, du facteur de correction d'amortissement ( $\zeta$ ) et de la période fondamentale  $D_e$  de la structure ( $T$ ).

**R :** coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est Donnée par le tableau (4.3) des RPA99/Version 2003 en fonction du système de Contreventement.

**Q : facteur de qualité de la structure**, est fonction de la redondance et de la Géométrie des éléments qui la constituent, de la régularité en plan et en élévation Et de la qualité du contrôle de la construction.

**W** : poids total de la structure.

### A. Calcul de coefficient d'accélération :

A D'après le RPA99 version 2003 art4.2.3 tableaux 4.1 on a :  $A=f$  (zone, groupe d'usage) Donc :  $A=f$  (zone I, groupe 2).  $A = 0.08$

### B. Coefficient de comportement global de la structure **R** :

D'après le RPA99 version 2003 art4.2.3 tableaux 4.3 on a : Nous avons une structure contreventée par voiles donc le coefficient R est égal :  $R = 4$

**C. Pourcentage d'amortissement critique  $\xi$**  : La réponse des structures soumises aux forces sismiques variables au cours du temps, Dépend en particulier des propriétés d'amortissement des matériaux constitutifs de la Structure, du type de structure et de l'importance des remplissages  $\xi$ .  $\xi = 10\%$  (R.P.A.tab 4-2).

**D. Facteur d'amplification dynamique moyen **D**** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du Facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ), et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

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

**Avec :**

- $T_2$  : période caractéristique, associée à la catégorie du site donnée par le **Tableau 4.7 Art 4.2.3 des RPA 99/Version 2003**. On a pour un site ferme (S2)  $\Rightarrow T_2 = 0.40$  sec et  $T_1 = 0.15$  sec.
- $\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :  $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$   
Pour  $\xi = 10\%$  on a  $\eta = 0.76$  Pour un période  $T_2 = 0.4s$  on a :  $D = 2.5 \eta = 0.76 \times 2.5 = 1.9 \Rightarrow D = 1.9$

### E. Calcul de **T** :

$$T = C_T (h_N)^{3/4} \quad (\text{R.P.A. 4-6}).$$

**Avec**

- $h_N$  : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier Niveau (N).  $h_N = 15.3m$
- $C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement, et du type de remplissage.

Il est donné par le tableau 4.6 du RPA99 / Version.2003. Pour portique auto-stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie :  $C_T = 0.050$

**Donc :**  $T = 0.05 \cdot (15.3)^{3/4} = 0.38 \text{ s}$ .

Pour ce type portique auto-stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie

- $T = 0.09 h_N / (D)^{1/2}$
- **D** : la dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

**Sens X :**

$$D_x = 22.15 \text{ m} \Rightarrow T_x = (h_N \times 0.09) / \sqrt{D_x} = (15.3 \times 0.09) / \sqrt{22.15} = 0.292 \text{ s}$$

**Sens Y :**

$$D_y = 12.30 \text{ m} \Rightarrow T_y = (h_N \times 0.09) / \sqrt{D_y} = (15.3 \times 0.09) / \sqrt{12.30} = 0.392 \text{ s}$$

❖ **Calcul de la période caractéristique  $T_2$  du site :**

La période caractéristique  $T_2$  est associée à la catégorie du site donnée par le tableau (4.7) des **RPA99/Version2003**

Catégorie de site  $S_2 \Rightarrow T_2 = 0.40 \text{ s}$  On aura alors :

Sens X  $T = 0.292 \text{ s}$  donc  $0 \leq T \leq T_2$

Sens Y  $T = 0.392 \text{ s}$  donc  $0 \leq T \leq T_2$

**F. Facteur de qualité (Q) :**

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{1}^6 P_q \quad (\text{R.P.A.4.4}).$$

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non. Sa valeur est donnée au tableau (4.4) RPA99/Version2003.

Critère q »	$P_q$	
	Observé	N/observé
<b>1. Conditions minimales sur les files de contreventement</b>	<b>0</b>	<b>0.05</b>
<b>2. Redondance en plan</b>	<b>0</b>	<b>0</b>
<b>3. Régularité en plan</b>	<b>0</b>	<b>0</b>
<b>4. Régularité en élévation</b>	<b>0</b>	<b>0</b>
<b>5. Contrôle de la qualité des matériaux</b>	<b>0</b>	<b>0,05</b>
<b>6. Contrôle de la qualité de l'exécution</b>	<b>0</b>	<b>0,10</b>

A partir du tableau 4.4 de RPA 99 version 2003 on trouve : **Q= 1.2**

**G. Poids total de la structure (W) :**

W est égal à la somme des poids  $W_i$ , calculés à chaque niveau (i).

- $W = \Sigma W_i$

*Avec :*

- $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

- $W_{Gi}$  : poids des charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

- $W_{Qi}$  : charge d'exploitation.

- $\beta$  : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, donné par le tableau (4.5) des RPA99/Version2003.

Pour un bâtiment à usage d'habitation :

- $\beta = 0.20$  (Tab. 4.5 des RPA99/Version 2003) Donc à chaque niveau on a :

$$W_i = W_{Gi} + 0.20 W_{Qi}$$

- Niveau terrasse  $W_T = 245.14t$

- Niveau3  $W_T = 237.836t$

- Niveau2  $W_T = 237.836t$

- Niveau1  $W_T = 237.836t$

- Niveau RDC  $W_T = 237.836t$

❖ **Evaluation du poids total:**

$$W_{TOTAL} = W_{Terrasse} + W_3 + W_2 + W_1 + W_{RDC} = 1196.484t$$

Donc le poids total de la structure  $W_{TOTAL} = 1196.484t$

❖ **Calcul de la force sismique totale (RPA99/V2003 Art-4.2.) :**

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

–  $A = 0.08$

–  $D = 1.9$

–  $Q = 1.2$

–  $W = 1196.48t$

–  $R = 4$

–  $V_x = V_y = ((0.08 \times 1.9 \times 1.2) / 4) \times 1196.484 = 54.559t$

–  $V_{xstat} = 54.559t$

–  $V_{ystat} = 54.559t$

**IV- La méthode dynamique 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.

**❖ Modélisation :**

- Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.
- Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des Planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).
- Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastés à la base et à plusieurs DDL par plancher.
- La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.
- Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions de rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation Significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).
- Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

❖ **Spectre de réponse de calcul :**

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} (1.25A) \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.25\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left( \frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left( \frac{Q}{R} \right) & \dots\dots\dots T > 3.0s \end{cases}$$

**Avec :**

- **A = 0.08** : coefficient d'accélération de zone (TAB 4.1 Article 4.2.3 des RPA99/Version 2003)
- **η = 0.76**: facteur de correction d'amortissement (**Article 4.2.3 des RPA99/Version2003**).
- **Q = 1.2** : facteur de qualité (**Tab. 4.4 Article 4.2.3 des RPA99/Version2003**).
- **R = 4** : coefficient de comportement de la structure (**Tab. 4.3 Article 4.2.3 des RPA99/ Version2003**). T1 = 0.15 s ; T2 = 0.40s : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (**Tab. 4.7 Article 4.3.3 des RPA99/Version2003**).

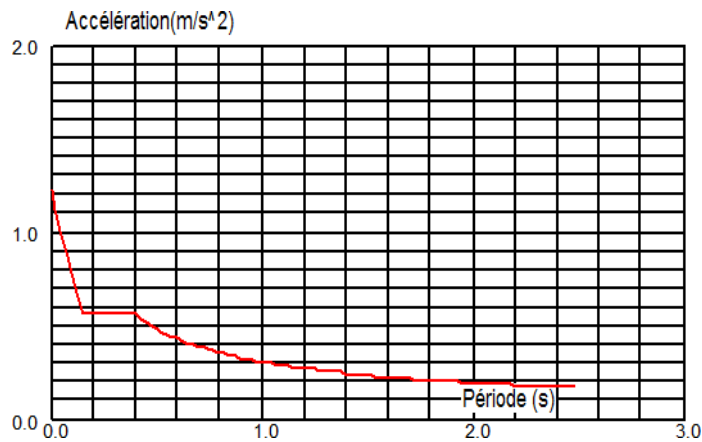


Figure.29 : Spectre de réponse de calcul

**IV-1-Nombre de modes à considerer :**

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure

**Tableau 17:** Période et facteur de participation massique.

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]
6/ 1	2,30	0,44	74,60	0,00	0,0	74,60	0,00	0,0	1184267,91	1184267,91	0,0
6/ 2	2,73	0,37	74,60	70,57	0,0	0,00	70,57	0,0	1184267,91	1184267,91	0,0
6/ 3	3,81	0,26	74,60	72,60	0,0	0,00	2,03	0,0	1184267,91	1184267,91	0,0
6/ 4	8,19	0,12	90,44	72,60	0,0	15,83	0,00	0,0	1184267,91	1184267,91	0,0
6/ 5	10,13	0,10	90,44	88,28	0,0	0,00	15,68	0,0	1184267,91	1184267,91	0,0
6/ 6	12,17	0,08	90,44	88,66	0,0	0,00	0,38	0,0	1184267,91	1184267,91	0,0
6/ 7	13,30	0,08	90,44	90,10	0,0	0,00	1,43	0,0	1184267,91	1184267,91	0,0
6/ 8	13,59	0,07	90,44	90,93	0,0	0,00	0,83	0,0	1184267,91	1184267,91	0,0
6/ 9	14,88	0,07	90,44	90,99	0,0	0,00	0,06	0,0	1184267,91	1184267,91	0,0
6/ 10	15,07	0,07	90,44	91,14	0,0	0,00	0,15	0,0	1184267,91	1184267,91	0,0

**IV-2-Vérification de la période :**

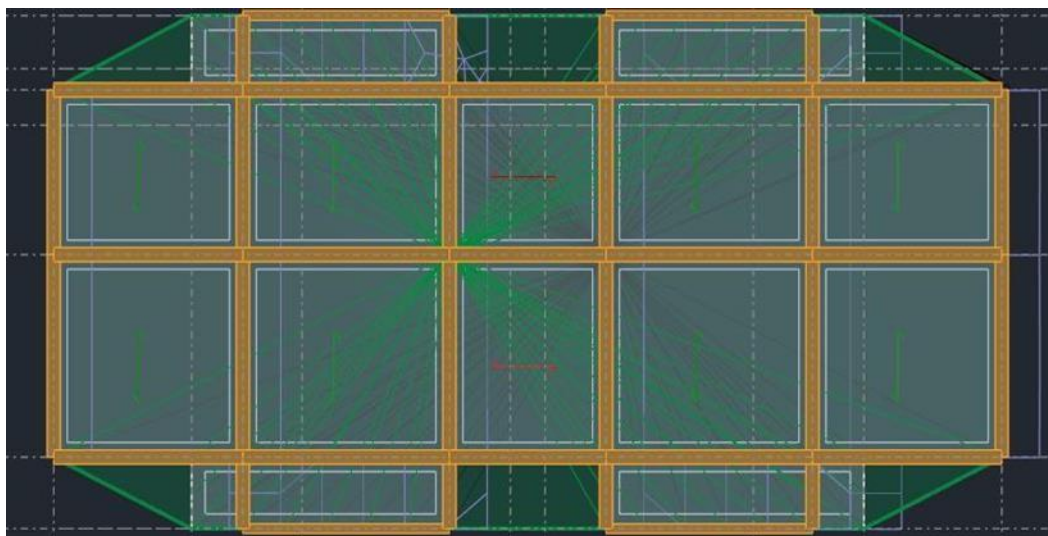
D'après l'article 4.2.4. Du RPA 99/ VERSION 2003 les valeurs de T calculées à partir des méthodes numériques ne doivent pas dépassés celles estimés à partir des formules empiriques de 30%

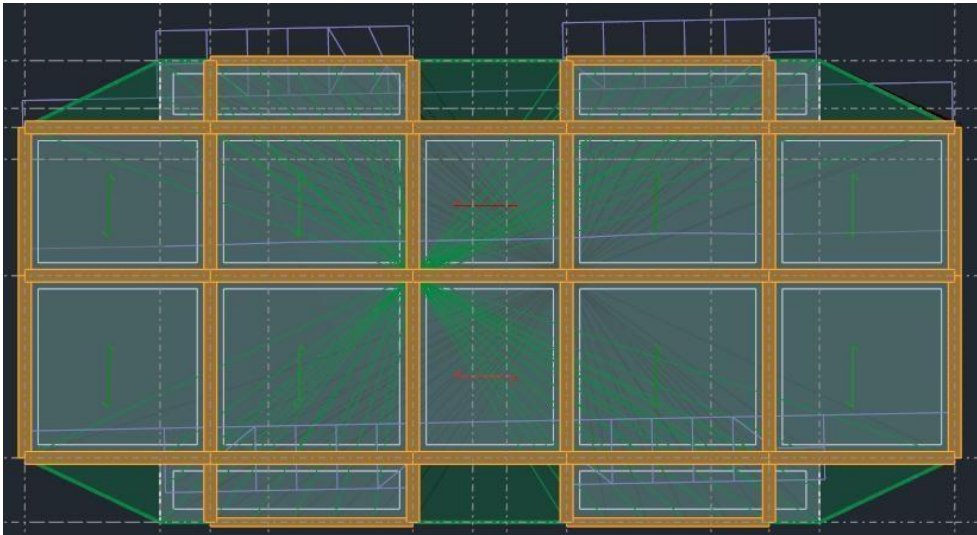
$$T \text{ numérique} \leq 1.3 T \text{ empirique } 0.44 \leq 1.3 \times 0.38$$

$$0.44 \text{ Sec} < 0.49 \text{ sec vérifie}$$

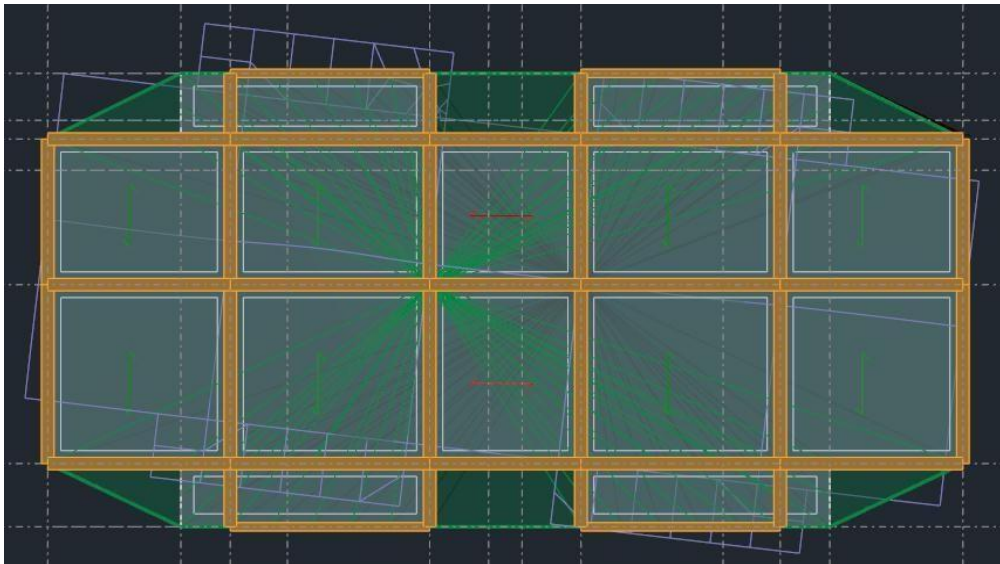
Dans notre cas on retient les Dix (10) premiers modes.

Les figures suivantes montrent les 03 premiers modes de vibration

**Figure 30 :** Mode 1 « Translation sens X » T = 0.44s



**Figure 31** : Mode 2 « Translation sens Y » T = 0.37s



**Figure 32** : Mode 3 « Torsion » T = 0.26s

#### IV-3- Vérification de la stabilité au renversement

##### ❖ Sens longitudinal

**Tableau 18** : Calcul du moment de renversement dans le sens longitudinal

Niveau	$W_i(\text{KN})$	$h_i(\text{m})$	$W_i \times h_i$	$\sum_{i=0}^n w_j \times h_j$	$V(\text{KN})$	$V / \sum_{i=0}^n w_j \times h_j$	$F_i(\text{KN})$
terrasse	2451.4	15.30	37506.42	110284.234	609.14	0.0055	206.285
3	2378.36	12.24	29111.126	110284.234	609.14	0.0055	160.111
2	2378.36	9.18	21833.344	110284.234	609.14	0.0055	120.083
1	2378.36	6.12	14555.563	110284.234	609.14	0.0055	80.055

RDC	2378.36	3.06	7277.781	110284.234	609.14	0.0055	40.027
-----	---------	------	----------	------------	--------	--------	--------

**Tableau 19:** Vérification de la stabilité au renversement dans le sens longitudinal

W(KN)	L <sub>x</sub> (m)	L <sub>x</sub> /2(m)	M <sub>s</sub>	M <sub>r</sub>	M <sub>s</sub> /M <sub>R</sub>	Vérification
11964.84	22.15	11.075	132510.603	6830.10	19.40	oui

❖ **Sens transversal :****Tableau 20:** Calcul du moment de renversement dans le sens transversal

Niveau	W <sub>i</sub> (KN)	h <sub>i</sub> (m)	W <sub>i</sub> × h <sub>i</sub>	$\sum_{i=0}^n w_j \times h_j$	V(KN)	$V / \sum_{i=0}^n w_j \times h_j$	F <sub>i</sub> (KN)
Terrasse	2451.4	15.30	37506.42	110284.234	627.73	0.0056	210.035
3	2378.36	12.24	29111.126	110284.234	627.73	0.0056	163.022
2	2378.36	9.18	21833.344	110284.234	627.73	0.0056	122.266
1	2378.36	6.12	14555.563	110284.234	627.73	0.0056	81.511
RDC	2378.36	3.06	7277.781	110284.234	627.73	0.0056	40.755

**Tableau 21 :** Vérification de la stabilité au renversement dans le sens transversal

W(KN)	L <sub>y</sub> (m)	L <sub>y</sub> /2(m)	M <sub>s</sub>	M <sub>r</sub>	M <sub>s</sub> /M <sub>R</sub>	Vérification
11964.84	12.30	6.15	73583.766	6954.884	10.58	Oui

Nous pouvons conclure que la stabilité de la structure au renversement est vérifiée dans les deux directions.

**IV-4- Vérification des déplacements horizontaux**❖ **Les déplacements latéraux Inter- étages**

L'une des vérifications préconisées par les RPA99/Version 2003, concerne les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon l'article 5.10 des RPA99/Version2003, les

$$\Delta_x^k \leq \Delta^- \text{ et } \Delta_y^k \leq \Delta^-$$

conditions ci-dessous doivent nécessairement être vérifiées :

*Avec :*

–  $\Delta^- = 0.01 \times h_e$  où

–  $h_e$  : Hauteur de l'étage. Avec :

$$\delta_x^k = R. \delta_{ex}^k \quad \text{et} \quad \delta_y^k = R. \delta_{ey}^k$$

$$\text{Où : } \Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \quad \Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

- $\Delta_{ex}^k$ : Correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le Sens x (idem dans le sens y,  $\Delta_{ey}^k$ ).
- $\Delta_{ex}^k$ : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x (idem dans le sens y,  $\Delta_{ey}^k$ ).

Les déplacements inter-étages sont vérifiés sous combinaison des charges G+Q+E avec un coefficient de comportement  $R = 4$  les résultats de la vérification sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau 22:** Vérification des déplacements inter-étages

Z (m)	$\delta_x$ (m)	$\delta_y$ (m)	$\Delta x$ (m)	$\Delta y$ (m)	(m) $\Delta$	observation
15.30	0.017	0.013	0.004	0.003	3.06	Vérifier
12.24	0.014	0.01	0.004	0.003	3.06	Vérifier
9.18	0.01	0.007	0.004	0.003	3.06	Vérifier
6.12	0.006	0.004	0.004	0.002	3.06	Vérifier
3.06	0.002	0.001	0.002	0.001	3.06	Vérifier

**En conclusion,** les déplacements relatifs  $\Delta_k$  sont vérifiés.

#### IV-5- Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$

Les effets du deuxième ordre (ou l'effet de P- $\Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux (Article 5.9 des

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10$$

RPA99/Version 2003) :

*Avec :*

- $P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du Niveau k calculés suivant la formule :

$$P_k = \sum_{i=0}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

- $V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau  $\langle k \rangle$ ;
- $\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau  $\langle k \rangle$  par rapport au niveau  $\langle k - 1 \rangle$  en considérant la combinaison (G+Q+E) ;
- $h_k$  : Hauteur de l'étage  $\langle k \rangle$

- Les résultats obtenus sont inscrits dans le tableau ci-après :

**Tableau 23:** Vérification de l'effet P- $\Delta$  dans le Sens longitudinal

Niveau	Wi(KN)	P <sub>k</sub>	$\Delta x_k$ (m)	V <sub>xk</sub> (KN)	h <sub>i</sub> (m)	$\theta$	observation
terrasse	2451.4	2451.4	0.004	227,83	3.06	0.014	Vérifiée
3	2378.36	4829.76	0.004	384,59	3.06	0.016	Vérifiée
2	2378.36	7208.12	0.004	496,33	3.06	0.018	Vérifiée
1	2378.36	9586.48	0.004	574,42	3.06	0.021	Vérifiée
RDC	2378.36	11964.84	0.002	607,49	3.06	0.025	Vérifiée

**Tableau 24:** Vérification de l'effet P- $\Delta$  dans le Sens transversal

Niveau	Wi(KN)	P <sub>k</sub>	$\Delta y_k$ (m)	V <sub>yk</sub> (KN)	h <sub>i</sub> (m)	$\theta$	observation
terrasse	2451.4	2451.4	0.003	237,73	3.06	0.010	Vérifiée
3	2378.36	4829.76	0.003	397,03	3.06	0.011	Vérifiée
2	2378.36	7208.12	0.003	507,16	3.06	0.013	Vérifiée
1	2378.36	9586.48	0.002	585,05	3.06	0.010	Vérifiée
RDC	2378.36	11964.84	0.001	620,46	3.06	0.0063	Vérifiée

On a  $\theta_k < 0.1$  pour chaque niveau ( $k$ ) et dans les deux sens, on peut donc négliger l'effet P- $\Delta$  dans le calcul des éléments structuraux.

#### IV-6- Coordonnée du centre de masse et de centre de torsion :

En prenant en compte de l'effet de l'excentricité accidentelle :

**Tableau 25 :** Centre de masse et de centre de torsion

	Center de torsion(m)		Center de masses (m)		Excentricité(m)	
	Y <sub>C</sub>	X <sub>C</sub>	Y <sub>G</sub>	X <sub>G</sub>	E <sub>X</sub>	E <sub>Y</sub>
<b>4èm étage</b>	7.04	10.90	6.72	10.93	1.09	0.55
<b>3èm étage</b>	7.13	10.90	6.82	10.93	1.09	0.55
<b>2er étage</b>	7.13	10.90	6.82	10.93	1.09	0.55
<b>1er étage</b>	7.13	10.90	6.82	10.93	1.09	0.55

<b>RDC</b>	7.13	10.90	6.82	10.93	1.09	0.55
------------	------	-------	------	-------	------	------

Les valeurs des excentricités accidentelles sont :

- Sens longitudinal :  $e_x = 0.05 \times 22.15 = \mathbf{1.10}$
- Sens transversal :  $e_y = 0.05 \times 12.30 = \mathbf{0.615m}$

Donc, l'excentricité maximale calculée ( $e = 1.09$  m selon x) ne dépasse pas ( $e_x=1.10m$ ) vérifier.

*Chapitre V: Etude Des  
Éléments Structuraux*

## I- Introduction

Les éléments de la structure désignent ceux qui contribuent à la résistance aux forces sismiques globales ou à leur répartition à travers l'ouvrage. Afin d'analyser les différentes sollicitations et déformations dans ces éléments, il est nécessaire d'établir diverses combinaisons de calcul. Les combinaisons requises sont :

✓ Pour d'état limite ultime (ELU)..... $1,35G + 1,5Q$ .

✓ Pour l'état limite de service (ELS)..... $G + Q$ .

✓ Pour l'état sismiques..... $G + Q \pm E$  et  $0.8G \pm E$

Après avoir calculé les sollicitations, il reste à valider les dimensions de ces éléments estimer dans le chapitre II, et puis la détermination des sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage. Le ferrailage des éléments résistants, en considérant le cas le plus défavorable, s'effectue selon le règlement BAEL91, et les vérifications selon le règlement RPA99/2003

## II- Etude des poutres :

### ❖ Définition et rôle :

Les poutres sont des éléments horizontaux porteurs chargés de supporter les charges et surcharges, et de les transmettre aux poteaux.

### ❖ Chargement de la poutre :

Les charges qui agissent sur les poutres de plancher comprennent des charges verticales telles que le poids propre, les surcharges d'exploitation ou de neige, ainsi que des charges horizontales telles que celles induites par les séismes.

### II-1-Ferrailage des poutres :

Les poutres sont soumises à une flexion simple, générant un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant est utilisé pour calculer les armatures longitudinales, tandis que l'effort tranchant est utilisé pour déterminer les armatures transversales. On distingue deux types de poutres : les poutres principales, qui servent de supports aux poutrelles, et les poutres secondaires, qui assurent le chaînage. Une fois les sollicitations déterminées, le ferrailage est réalisé conformément aux directives du RPA99/v2003 et aux résultats des calculs du logiciel ROBOT, en tenant compte des combinaisons les plus contraignantes.

Plus défavorables données par :

$$\begin{cases} \text{aL'ELU: } 1.35G + 1.5Q \\ \text{aL'ELS: } G + Q \end{cases}$$

Selon BAEL93

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

Selon RPA99/v2003

#### ❖ Recommandations des RPA 99/Version 2003 :

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux varie selon la zone de la poutre:

- 4 % dans la zone courante.
- 6 % dans la zone de recouvrement.

Pour les poutres supportant principalement les forces latérales sismiques et ayant de faibles charges verticales, les armatures doivent être symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement est de 40 dans la zone I.

Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°.

Dans notre cas, nous ferrailurons les poutres les plus sollicitées pour une situation accidentelle, la plus défavorable. Les poutres en travée seront ferrillées pour une situation durable, tandis que celles en appui le seront pour une situation accidentelle.

#### II-1-1-Armatures longitudinales :

##### • Ferrailage des travées : (situation durable) ELU

$$B=30 \times 40$$

$$M_{ult}=35,90 \text{ KN.m (ROBOT)}$$

D'après B.A.E.L 91 :

$$U_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{ub}} = \frac{35.90}{0.3 \times 0.36^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0,065$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu bu}) = 0.084$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.347 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_d \times F_d} = \frac{40.5}{0.346 \times 348 \times 10^3}$$

$$A = 2,97 \text{ cm}^2$$

- **Ferrailage sur appui : (situation accidentelle) G+Q+E**

$$M_a = -64,60 \text{ kN.m}$$

D'après B.A.E.L 91 :

$$U_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{ub}} = \frac{64.60}{0.3 \times 0.36^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.117$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.337 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_d \times F_{ed}} = \frac{64,60}{0.346 \times 348 \times 10^3}$$

$$A = 5.5 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 6HA12. Soit  $A_s = 6.78 \text{ cm}^2$ .

## II-1-2- Vérifications requises pour les poutres

### ❖ La condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e$$

$$A_{\min} > 0.23 \times 30 \times 36 \times 2.1 / 400 = 1.304 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.304 \text{ cm}^2 \text{ (condition vérifiée)}$$

### ❖ Pourcentage exigé par les RPA99

Le pourcentage total minimum des armatures longitudinales sur toute la longueur de la poutre.

$$0.5\% \text{ en toute section : } A_{\min} > 0.5\% \cdot b \cdot h \quad A_{\min} > 0.5\% \cdot (30 \times 40) = 6 \text{ cm}^2$$

Il est observé que l'aire minimale requise pour les armatures longitudinales est supérieure à la section calculée précédemment en travée.

Donc on adopte  $A_s \min$ .

Choix des barres : 6HA12. Soit  $A_s = 6.78 \text{ cm}^2$

### ❖ Armatures transversales : (la contrainte tangentielle)

$$V_{u\max} = 84.74 \text{ KN}$$

$$\tau_{u\max} = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{0.084}{0.36 \times 0.30} = 0.777 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min(0.15 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.75 \text{ MPa}$$

$$\tau < \tau^- \text{ Condition vérifié}$$

### ❖ Disposition constructive

St : l'espacement des cours d'armatures transversaux.

### ❖ En zone nodale

$$S_t \leq \min (h/4; 12\phi_1 ; 30\text{cm}) = 10\text{cm}$$

❖ En zone courante

$$S_t \leq h/2 \Rightarrow S_t = 15\text{cm}$$

h : la hauteur de la poutre.  $S_t \leq \min (0.9d; 40\text{cm})$

$S_t \leq \min (0.36; 40\text{cm}) \Rightarrow$  la condition est vérifiée

Section minimale des armatures transversales BAEL A.5.1.23 :

$$S_t \leq A_t \times f_e / 0.4 \times b_0$$

$$A_t \geq 0.4 \times b_0 \times S_t / f_e$$

$$A_t = 0.4 \times .30 \times 0.15 / 400$$

$$A_t = 0.45\text{cm}^2$$

❖ Condition exigée par les RPA99

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :  $A_t = 0.003 \cdot St \cdot b$

$$A_t = 0.003 \times 0.10 \times 0.30 = 0.9\text{cm}^2$$

Soit (1 cadre de  $\phi 8$  + un étrier de  $\phi 8$ ) = 1.01 cm<sup>2</sup>.

**Résumé :**

- Armatures longitudinales en travée : **6HA12**.
- Armatures longitudinales sur appuis : **6HA12**.
- Espacement de : **10cm** en zone nodale et de **15cm** en zone courante.
- Longueur de recouvrement  $L = 0.8\text{m}$ .
- Armatures transversales : un cadre de **HA8** + un étrier de **HA8**.

**Tableau 26 :** Ferrailage des Poutres principales

	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s Rpa</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s choisie</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
<b>Sur Appui</b>	30×40	1.304	6	9.24	6HA12
<b>En travée</b>		1.304	6	6.78	6HA12

**Tableau 27 :** Ferrailage des Poutres secondaires

	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s Rpa</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s choisie</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
<b>Sur Appui</b>	30×35	1.14	5.25	5.75	6HA12
<b>En travée</b>		1.14	5.25	5.75	6HA12

### II-1-3-Schémas de ferrailage

## ❖ Poutre principale :

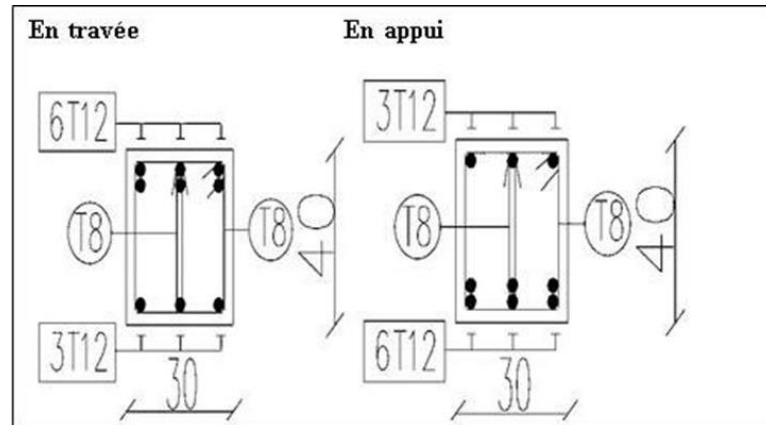


Figure 33 :Schéma de ferrailage des poutres principales 30×40

## • Poutre secondaire

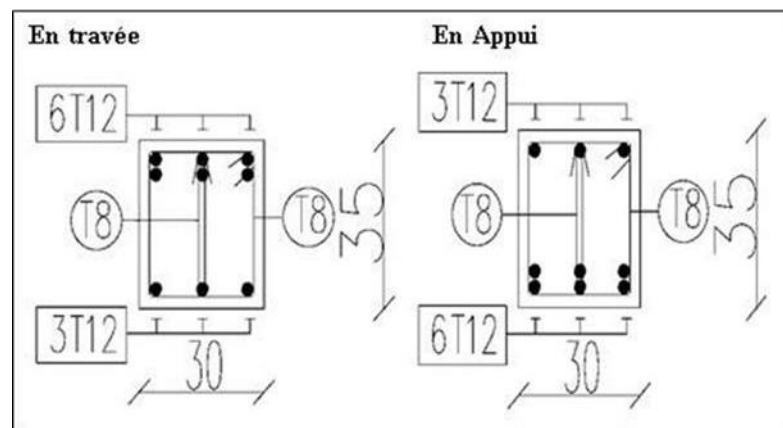


Figure 34 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires 30×35

**III- Étude des voiles :**

Les efforts horizontaux sont généralement transmis aux voiles par les planchers, agissant comme des diaphragmes. Entre chaque voile, la répartition des sollicitations se fait proportionnellement à leur rigidité dans la direction de la sollicitation. Chaque voile est considéré comme une console encastree à sa base, et il existe deux types de voiles avec des comportements différents :

- **Voiles élancés** : Ces voiles sont courts et présentent les sollicitations suivantes : moments fléchissants et efforts tranchants dus à l'action sismique, ainsi qu'un effort normal résultant de la combinaison des charges permanentes et d'exploitation. Par conséquent, ils sont

calculés en flexion composée avec effort tranchant, ce qui peut entraîner des ruptures selon les modes suivants : flexion, flexion par effort tranchant et écrasement.

Pour éviter ces modes de rupture, certaines conditions doivent être respectées :

1. Pour les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales.
2. Pour le troisième mode de rupture, des armatures transversales doivent être placées, en respectant les conditions imposées par le RPA99/2003.

### III-1- Les Armatures Verticales :

Le ferrailage vertical doit être disposé de manière à pouvoir supporter les contraintes causées par la flexion composée, tout en respectant les directives spécifiées par RPA99/V2003, telles que décrites ci-dessous :

- Toute traction générée dans une section du voile doit être entièrement reprise par des armatures dont le pourcentage minimal est de 0,20 % de la section horizontale du béton tendu, calculé par  $(A_{\min} = 0,2\% \times L_t \times e)$ , où  $(L_t)$  représente la longueur de la zone tendue et  $(e)$  l'épaisseur du voile.
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être liées à des cadres horizontaux, avec un espacement ne dépassant pas l'épaisseur des voiles.
- En cas de compression importante à l'extrémité, les barres verticales doivent répondre aux exigences imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être pourvues de crochets à leur partie supérieure, tandis que les autres barres sont simplement en recouvrement.
- À chaque extrémité du voile, l'espacement entre les barres doit être réduit de moitié sur  $(\frac{1}{10})$  de la largeur du voile, avec un espacement maximal de 15 cm.

### III-2- Armatures horizontales :

"Les cadres horizontaux sont placés à la même hauteur que le mur pour faciliter la couture des fissures diagonales à 45° causées par l'effort tranchant. Ces barres doivent être équipées de crochets à 135° d'une largeur de  $10\Phi$ ."

#### III-2-1- Règles communes

a) L'espace entre les barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

- $St \leq 1.5a$ .
- $St \leq 30\text{cm}$ , où  $a$  représente l'épaisseur du voile.

b) Les deux nappes d'armatures doivent être reliées par au moins quatre épingles par mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être orientées vers l'extérieur.

c) Le diamètre des barres verticales et horizontales du voile (à l'exception des zones d'about) ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

d) Les longueurs de recouvrement doivent être les suivantes :

- $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

**Remarque :**

$$d \leq \min(h_e/2; 2L'/3)$$

Le ferrailage se fera sur une bande verticale de largeur :

**Avec :**

- $L'$  : étant la longueur de la zone comprimée.
- $h_e$ : hauteur libre de niveau

### III-3-Armatures verticales:

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I} = \frac{261.72}{0.375} + \frac{295.32 \times 1.25}{0.195} = 2590.996 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.v}{I} = \frac{261.72}{0.375} - \frac{295.32 \times 1.25}{0.195} = -1195.156 \text{KN/m}^2$$

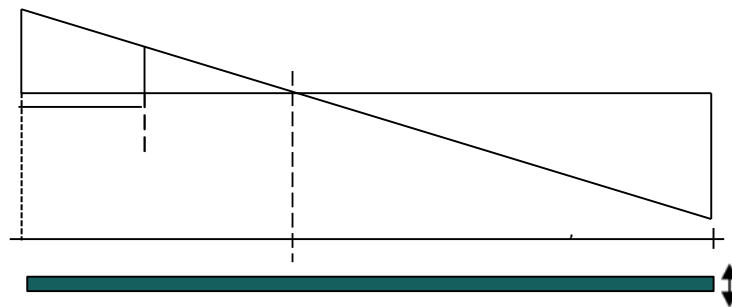


Figure 35 : Diagramme des contraintes.

**Calcul  $L_t$ :**

$$L_t = L \cdot \left( \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} \right) = 2.5 \times \left( \frac{1195.156}{1195.156 + 2590.996} \right) = 0.789 \text{m}$$

$$L' = L - L_t = 2.5 - 0.789 = 1.711\text{m}$$

$$d \leq \min(h_e/2; 2L'/3) = \min\left(\frac{3.06}{2}; \frac{2 \times 1.711}{3}\right) = 1.14\text{m}$$

$$I' = 0.15 \times 1.14^3 / 12 = 0.0185\text{m}^4 \quad V' = 1.14 / 2 = 0.57\text{m} \quad \Omega' = 0.15 \times 1.14 = 0.171\text{m}^2$$

$$\text{tg}\alpha = \frac{\sigma_2}{L_t} = \frac{1195.156}{0.789} = 1514.773\text{KN}$$

$$\text{tg}\alpha = \frac{\sigma'_2}{L_t - d}$$

$$\sigma'_2 = \text{tg}\alpha(L_t - d) = 1514.773 \times (0.789 - 1.14) = -531.685\text{KN}$$

$$N_1 = (\Omega' / 2) \times (\sigma_2 + \sigma'_2)$$

$$N_1 = (0.171 / 2) \times (-1195.156 - 531.685) = -147.644\text{KN}$$

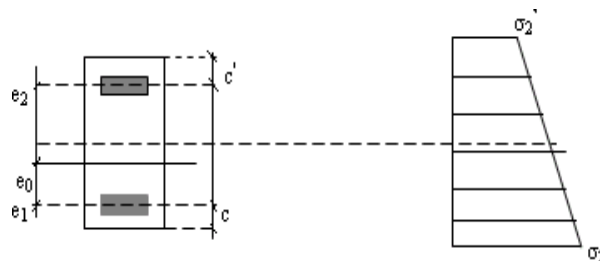
$$M_1 = (I' / 2V') \times (\sigma'_2 \times \sigma_2)$$

$$M_1 = (0.0185 / 2 \times 0.57) \times (-531.686 + 1195.153) = 10.766\text{KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{10.766}{-147.644} = -0.073\text{m}$$

$$e_0 = -0.073\text{m} < \frac{d}{6} = 0.19\text{m}$$

N est un effort de traction  $\Rightarrow$  **S.E.T**



Soit :  $c = c' = 3\text{cm}$

$$e_1 = d/2 - e_0 - c = 1.14/2 - 0.073 - 0.03 = 0.467\text{m} \quad e_2 = d/2 + e_0 - c' = 1.14/2 + 0.073 - 0.03 = 0.613\text{m}$$

$$A_s = N_1 \times e_2 / (e_1 + e_2) \times f_c$$

$$A_s = (147.644 \times 0.613) / (0.467 + 0.613) \times 400 \times 10^3 = 2.09\text{cm}^2$$

$$A'_s = N_1 \times e_1 / (e_1 + e_2) \times f_c$$

$$A'_s = (147.644 \times 0.467) / (0.467 + 0.613) \times 400 \times 10^3 = 1.59\text{cm}^2$$

$$A_s = A_s + A'_s = N_1 / f_c = 3.68\text{cm}^2 \quad A_s/\text{ml/face} = 3.68 / (2 \times 1.14) = 1.61\text{cm}^2$$

Armatures minimales de **RPA 99/version 2003** :

D'après le RPA 99 /version2003 (Art 7.7.4.1):

$$A_{\text{RPA}} = 0.20\% \times b \times L_t$$

b : épaisseur du voile

$L_t$  : longueur de la section tendue

$$A_{RPA} = 0.20\% \times b \times L_t$$

$$A_{RPA} = 0.20\% \times 0.15 \times 0.789 = 2.367 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA} = 2.367 / (2 \times 0.789) = 1.5 \text{ cm}^2 / \text{ml} / \text{face}$$

Le pourcentage minimal :  $A_{\min} = 0.15\% \times b \times l = 0.15\% \times 0.15 \times 2.5 = 5.625 \text{ cm}^2$

$A_{\min} / \text{ml} / \text{face} = 5.625 / (2 \times 2.5) = 1.125 \text{ cm}^2 / \text{ml} / \text{face}$ . Donc :  $A_{SV} = \max (A_S, A_{\min}, A_{RPA}) = 1.61 \text{ cm}^2$ .

Le ferrailage sera fait pour la moitié du voile à cause de la symétrie :  $A_S = 2 \times 1.61 \times (2.5/2) = 4.025 \text{ cm}^2$ .

En zone courante : soit 4HA12. ( $A_S = 4.52 \text{ cm}^2$ ) En zone d'about : soit. 4HA12. ( $A_S = 4.52 \text{ cm}^2$ ) Espacement :

En zone courante :  $S_t \leq \min (1.5e, 30) = 22.5 \text{ cm}$ .

Soit :  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

En zone d'about :  $S_{ta} = S_t / 2 = 10 \text{ cm}$ .

### III-3-1-Ferrailage horizontal à l'effort tranchant :

#### III-3-1-1-Vérification des voiles à l'effort tranchant :

La résistance des voiles au cisaillement est vérifiée en prenant la valeur de l'effort tranchant trouvée à la base du voile, majorée de 40% (conformément à l'article 7.2.2 du RPA 99/version 2003).

La contrainte de cisaillement est calculée selon la formule suivante :  $\tau_u = 1.4 T_{cal} / b_0 d$ , où:

- $T$  représente l'effort tranchant à la base du voile,
- $b_0$  est l'épaisseur du voile,
- $d$  est la hauteur utile.

La contrainte limite est définie comme étant égale à  $0.2 f_{ct}$ .

Il est nécessaire de vérifier la condition suivante :

#### III-3-1-2-Calcul des armatures horizontales résistant à l'effort tranchant :

La section  $A_t$  des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 \times s_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{tj} \times k}{0.8 f_g (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$k = 0$  en cas de fissuration jugé très préjudiciable ; en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise.

$K = 1$  en flexion simple, sans reprise de bétonnage.

$K=1+3\sigma_{cm}/f_{c28}$  en flexion composée avec N, effort de compression.

$K=1-10\sigma_{tm}/f_{c28}$  en flexion composée avec N, effort de traction.

$\sigma_{tm}$ ,  $\sigma_{cm}$  ; étant la contrainte moyenne de traction et de compression obtenues en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Dans notre cas, nous n'avons pas de reprise de bétonnage, donc on prend  $k=0$ .

D'autre part le RPA 99/version 2003 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

0.15% de la section du voile considérée si :  $\tau_b \leq 0.025f_{c28}$ .

0.25% de la section du voile considérée si :  $\tau_b > 0.025f_{c28}$

Exemple d'application :

$$\tau_u = \frac{1.4T_{cal}}{b_0 \times d} = \frac{1.4 \times 134.88}{0.15 \times 2.25} = 0.55 \text{ MPa}$$

$$\tau^- = 0.2f_{c28} = 5 \text{ MPa} < \tau_u = 0.55 \text{ MPa} \text{ c. vérifiée.}$$

- Pas de reprise de bétonnage :  $\alpha = 90^\circ$

$$\frac{A_t}{b_0 \times s_t} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \times f_e}$$

$$s_t \leq \min(1.5e; 30 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{b_0 \times s_t \times \tau_u}{0.8 f_e} = \frac{0.15 \times 0.25 \times 0.55}{0.8 \times 400} = 0.64 \text{ cm}^2$$

$$A_t / \text{ml/face} = 0.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \text{ min (RPA)}} = 0.15\% \times 0.15 \times 2.5 = 5.62 \text{ cm}^2$$

Soit : 2HA8

**Tableau 28:** les valeurs de ferrailages des voiles

Voile01		
Coupe01 (L=2.5m)	coupe 02 (L=1.65m)	Voile 02 (L=2.5m)
M=295.32KN.m	M=95.13KN.m	M=460.75KN.m
N=-261.72KN.m	N=193.87KN	N=821.77KN
T=134.88KN.m	T=56.29KN	T=151.43KN
$\sigma_1=2590.996\text{KN/m}^2$	$\sigma_1=2183.869$	$\sigma_1=5144.912$
$\sigma_2=-1195.156\text{KN/m}^2$	$\sigma_2=-614.071$	$\sigma_2 = -762.138$
$\sigma_2=-531.685$	$\sigma_2=-841.378$	$\sigma_2=-2669.849$
$M_1=10.766\text{KN.m}$	$M_1=-2.066$	$M_1=-49.995$
$N_1=-147.644\text{KN}$	$N_1= -93.148$	$N_1= -372.370$
$A_s=1.61\text{cm}^2$	$A_s= 1.35$	$A_s=3.20$
$A_{s\text{ rpa}}=1.5\text{cm}^2$	$A_{s\text{ rpa}}= 1.49$	$A_{s\text{ rpa}}= 1.49$
$A_{s\text{ min}}=1.125\text{cm}^2$	$A_{s\text{ min}}= 1.12$	$A_{s\text{ min}}= 1.5$
$A_{sv}=4.025$	$A_{sv}=2.45$	$A_{sv}=8\text{ cm}^2$
8AH12 zone courante	5AH12 zone courante	8AH12 zone courante
4AH12 zone d'aboute	2AH12 zone d'aboute	4AH12 zone d'aboute

**III-4- Schéma de ferrailages de voile**

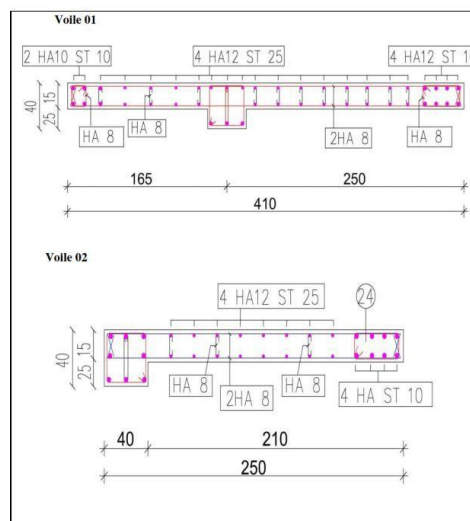


Figure 36 : Schéma de ferrailage des voiles.

#### IV- Étude des poteaux :

Les poteaux sont des structures verticales chargées de transférer les charges et surcharges provenant des poutres vers le sol via les fondations. Ils sont soumis à des forces normales, à des moments de flexion et à des efforts tranchants. Par conséquent, leur calcul et leur armature doivent être effectués en prenant en compte la flexion composée selon la combinaison la plus contraignante, en considérant les trois cas de charges suivants :

$$M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$$

$$\{ N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}} \quad N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$$

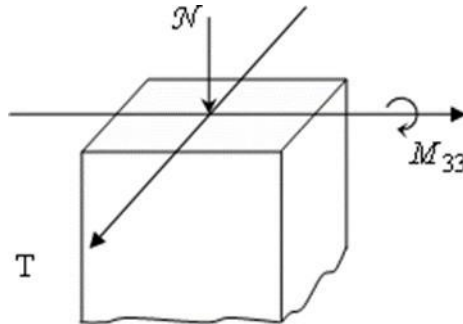


Figure 37 : Direction des moments et efforts sur un poteau Donc ils Version 2.1.

Recommandations du RPA 99/version 2003 :

##### a) Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être des barres droites à haute adhérence et ne comportant pas de crochets :

- Le pourcentage minimum est de 0,7% (zone I).
- Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimal est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40\Phi$  (zone I).
- La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone I).
- Les jonctions par recouvrement doivent être réalisées de préférence à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

- La zone nodale est définie comme étant le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y participent. Les longueurs à considérer pour chaque barre sont les suivantes :

$h' = \text{Max}(h_e/6, b_1, h_1, 60 \text{ cm})$  doivent être ferrailés en flexion composée à l' E.L.U

#### b) Armatures transversales :

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

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

$v_u$ : Effort tranchant de calcul

$h_1$ : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$ : Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.  $\rho_a$ : Coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

$\rho_a = 2,5$  Si l'élancement géométrique  $\geq 5$ .  $\rho_a = 3,75$  Si l'élancement géométrique  $< 5$ .  $f_e = 400$  MPa.

$t$ : Espacement des armatures transversales :

Dans la zone nodale

$T = \text{Min}(10 \Theta, 15 \text{ cm})$  en zone I

Dans la zone courant

$t' \leq 15\Theta$  avec :

$\Theta$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales

La quantité d'armatures minimale ( $A_t / b_1 t$  %) est donnée par : 0,3% si  $\lambda_g > 5$   
0,8 % si  $\lambda_g \leq 3$

Par interpolation si  $3 < \lambda_g < 5$  Avec :

$\lambda_g = l_f / a$  ou  $l_f / b$  avec

Avec  $a$  et  $b$ , dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et  $l_f$  longueur de flambement du poteau.

#### IV-1- Combinaison de calcul :

Les combinaisons d'actions sismiques et les charges verticales sont définies selon les normes du RPA 99/version 2003 et du BAEL 91 comme suit :

RPA 99/version 2003 :

1/	G + Q+E	...	(art. 5-1)
2/	0,8 G +E	...	(art. 5-2)

Pour les poteaux dans les ossatures auto-stables, la combinaison (5-1) est remplacée par la combinaison suivante :

$$G + Q + 1.2 E$$

BAEL91 :

$$1.35G+1.5Q$$

#### IV-2- Vérifications spécifiques :

##### ❖ Sollicitation normale

En plus des vérifications requises par le BAEL et dans le but de prévenir ou de limiter le risque de rupture fragile sous les sollicitations globales induites par le séisme, l'effort normal de compression calculé est soumis à la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{t28}} \leq 0.30 \text{ (Art 3-4-7 RPA99)}$$

##### ❖ Sollicitations tangentes :

La contrainte de cisaillement conventionnelle calculé dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_{bu} = \rho_d \cdot f_{t28} \text{ (Art 3-4-7 RPA99)}$$

Où  $\rho_d$  est égal à 0,075 si l'élançement géométrique, dans la direction considérée, est supérieur ou égal à 5, et à 0,04 dans le cas contraire.

##### ❖ Etat Limite De Stabilité De Forme :

Cela semble provenir d'un document technique ou réglementaire lié à la construction ou au génie civil. En substance, cela signifie que les sections soumises à une compression normale doivent être analysées en tenant compte de l'effet de la charge sur la stabilité de la forme de la structure.

L'adoption d'une "excentricité totale de calcul" implique probablement de considérer l'effet de l'excentricité de la charge appliquée sur la section, ce qui peut affecter sa stabilité. Cela peut être calculé selon les normes et directives spécifiques mentionnées dans l'article (A.4.4 du BAEL91, dans ce cas-ci), qui fournissent probablement des méthodes et des critères pour effectuer cette analyse.

- $e = e_1 + e_a + e_2$ . Avec :
- $e_1$  : excentricité du premier ordre.
- $e_a$  : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.
- $e_2$  : excentricité due aux efforts du second ordre

$$\begin{cases} e_1 = \frac{M_u}{N_u} \\ e_a = \max\left(2cm, \frac{L}{2l_f}\right) \\ e_2 = \frac{3L_f^2}{1000h}(2 + \alpha\varphi) \end{cases}$$

Avec :

- L : longueur du poteau.
- $l_f$ : longueur de flambement du poteau.
- h: hauteur totale de la section du poteau dans la direction du flambement.
- $\alpha$ : Rapport du moment du premier ordre, dû aux charges
- Permanentes et quasi- permanentes, au moment total du premier ordre

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \alpha = 10. \left(1 + \frac{M_U}{1.5M_{ser}}\right)$$

$\varphi$ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée, ce rapport est généralement pris égal à 2.

Les sollicitations de calcul deviennent ainsi :  $N_u$  inchangé,  $M_u = N_u (e_1 + e_a + e_2)$ .

#### IV-3- Calcul du ferrailage des poteaux :

Il semble que vous parliez toujours du calcul du ferrailage des poteaux dans le cadre d'une conception structurale. La flexion composée fait référence à une combinaison de flexion et de compression axiale dans les poteaux. Voici un résumé des cas que vous mentionnez :

- 1. Section partiellement comprimée (SPC) :** Dans ce cas, une partie de la section du poteau est soumise à une compression tandis que l'autre partie est soumise à une tension. Cela peut se produire lorsque le poteau est soumis à une flexion, où la partie supérieure est comprimée et la partie inférieure est tendue.
- 2. Section entièrement tendue (SET) :** Dans cette situation, toute la section du poteau est soumise à une tension. Cela peut arriver lorsque le moment fléchissant appliqué au poteau est élevé, de sorte que même la partie comprimée de la section subit une tension.
- 3. Section entièrement comprimée (SEC) :** Ici, toute la section du poteau est soumise à une compression. Cela peut se produire lorsque le moment fléchissant est négligeable par rapport à l'effort normal, et la section entière est comprimée.

Pour chaque cas, le calcul du ferrailage est effectué pour résister aux sollicitations les plus défavorables, souvent à l'état limite ultime (ELU), en tenant compte des différentes combinaisons de charges (effort normal et moment fléchissant) dans les deux sens ( $M_x-x$  ou  $M_y-y$ ).

**Tableau 29:** Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques

	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$f_{c28}$ (MPa)	$f_{bu}$ (MPa)	$f_e$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
<b>Situation durable</b>	1.5	1.5	25	14.17	400	348
<b>Situation accidentelle</b>	1.5	1	25	/	400	400

**IV-3-1-Les résultats de l'auto desk robot structural analysés Professional 2017 :**

Il semble que vous parliez de résultats de calculs de structure obtenus à l'aide d'un logiciel de modélisation ou de simulation comme Robot Structural Analysis. Les résultats des efforts internes (forces, moments) et du ferrailage des poteaux pour différentes combinaisons de charges sont généralement résumés dans des tableaux pour une meilleure compréhension et interprétation.

Si vous avez besoin d'aide pour interpréter ces résultats ou si vous avez des questions spécifiques sur les données fournies par le logiciel, n'hésitez pas à demander !

Poteaux 40x40 : (RDC, 1ere, 2ème ,3eme , 4eme étage).

**Tableau 30:** Efforts internes à l'ELU (Situation durable)

Section de poteaux cm <sup>2</sup>	ELU 1,35 G+1,5Q					
	$N_{max}$ (KN)	$M_{corr}$ (KN.m)	$M_{max}$ (KN.m)	$N_{corr}$ (KN)	$N_{min}$ (KN)	$M_{corr}$ (KN.m)
40*40	818.09	2.86	49.2	172.24	-39.96	0.1

**Tableau 31 :** Efforts internes sous G+Q±E

Section de poteaux cm <sup>2</sup>	RPA ELA G+Q+E					
	$N_{max}$ (KN)	$M_{corr}$ (KN.m)	$M_{max}$ (KN.m)	$N_{corr}$ (KN)	$N_{min}$ (KN)	$M_{corr}$ (KN.m)
40*40	896.44	19.04	58.83	173.91	-48.16	0.02

**Tableau 32:** Efforts internes sous 0.8G±E

Section de	RPA ELA 0.8 G+E

poteaux cm <sup>2</sup>	N <sub>max</sub> (KN)	M <sub>corr</sub> (KN.m)	M <sub>max</sub> (KN.m)	N <sub>corr</sub> (KN)	N <sub>min</sub> (KN)	M <sub>corr</sub> (KN.m)
40*40	601.74	14.64	40.05	97.29	-110.39	17.48

$l_f$ :

#### IV-3-1-1-Calcul du ferrailage longitudinal :

Exemple de ferrailage :

Soit un poteau du RDC (dimensions : 40x40)

- $N_{Max} = 818.09$                        $\Leftrightarrow M_{cor} = 2.86$
- $N_{Min} = 110.39$                        $\Leftrightarrow M_{cor} = 17.48$
- $M_{Max} = 58.83$                        $\Leftrightarrow N_{cor} = 173.91$

➤ 1<sup>er</sup> cas :

$$\alpha = \frac{N_{Max}=818.09KN}{M_{cor}=2.86KN.m} = 0.661$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{2.86}{818.09} = 0.0034m$$

$$e_a = \max\left(2cm, \frac{l}{250}\right) = \max\left(2cm, \frac{306}{250} = 1.224\right) = 0.02m$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.0034 + 0.02 = 0.0234m$$

$$L_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.142m$$

La longueur de flambement

$$\frac{l_f}{h} < \max\left(15; 20 \times \frac{e_1}{h}\right)$$

$$\frac{2.142}{0.4} = 5.355 < \max\left(15; 20 \times \frac{0.0234}{0.4} = 1.17\right) = 15$$

On peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire.

$$\alpha = 10. \left(1 - \left(\frac{M_u}{1.5M_s}\right)\right)$$

$$M_u = 49.20 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = 35.12 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$e_2 = \frac{3 \times l_f}{10^4 \times h} (2 + \alpha \times \varphi)$$

$$e_2 = \frac{3 \times (2.142)^2}{10^4 \times 0.4} \times (2 + 0.661 \times 2) = 0.0114m$$

$$N = 818.09KN$$

$$M_{corriger} = N. (e_1 + e_2) = 818.09(0.0234 + 0.0114) = 28.469KN.m$$

Vérifie la condition suivante :

$$A = (0.337h - 0.81c').b.h.f_{bu}$$

$$A = (0.337 \times 0.4 - 0.81 \times 0.03) \times 0.4 \times 0.4 \times 14.2 \times 10^3 = 251.056 \text{KN.m}$$

$$B = N.(d - c') - M_{ua}$$

$$\alpha = d - \frac{h}{2} = 0.16 \text{m}$$

$$M_{ua}^d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.4 = 0.36 \text{m}$$

$$M_{ua} = 28.469 + 818.09 \times 0.16 = 159.363 \text{KN.m}$$

$$B = 110.606 \text{KN.m}$$

$$A > B \quad \text{SEC}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{bu}}{b.d^2.f_{bu}}$$

$$Z = d - 0.4y$$

$$y = \alpha \times d$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$\text{Donc : } \mu_{bu} = 0.216\alpha = 0.307y = 0.111Z = 0.315 \text{m}$$

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} \times \left[ \frac{M_{ua}}{Z} - N_u \right]$$

$$A_s = \frac{1}{348.10^3} \times \left[ \frac{159.363}{0.315} - 818.09 \right] = -8.97 \text{cm}^2 < 0$$

La condition de non fragilité (**BAEL91**) :

$$A_{s \min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_s} = 1.93 \text{cm}^2$$

Les **RPA99/Version2003** exigent une section minimale :  $A_{s \min} = 0.7\% b.h$  (zone I)

$$A_{s \min} = 11.2 \text{cm}^2$$

On prend donc comme armature : 6AH16=12.05 cm<sup>2</sup>

❖ 2<sup>eme</sup> cas :

$$N_{\min} = 110.39 \text{KN}$$

$$M_{\text{corr}} = 17.48 \text{KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{17.48}{110.39} = 0.158 \text{m}$$

$$e_a = \max \left( 2 \text{cm}, \frac{l}{250} \right) = \max \left( 2 \text{cm}, \frac{306}{250} = 1.224 \right) = 0.02 \text{m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.158 + 0.02 = 0.178 \text{m}$$

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.4 = 0.36 \text{m}$$

$l_f$ : La longueur de flambement

$$\frac{l_f}{h} < \max\left(15; 20 \times \frac{e_1}{h}\right)$$

$$\frac{2.142}{0.4} = 5.355 < \max\left(15; 20 \times \frac{0.178}{0.4} = 8.9\right) = 15$$

On peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire.

$$\alpha = 10 \cdot \left(1 - \left(\frac{M_u}{1.5M_s}\right)\right)$$

$$M_u = 49.20 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = 35.12 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$e_2 = \frac{3 \times l_f}{10^4 \times h} (2 + \alpha \times \varphi)$$

$$e_2 = \frac{3 \times (2.142)^2}{10^4 \times 0.4} \times (2 + 0.661 \times 2) = 0.0114m$$

$$N = 818.09KN$$

$$M_{correcter} = N \cdot (e_1 + e_2) = 110.39(0.178 + 0.0114) = 20.907KN.m$$

Vérifie la condition suivante :

$$A_s = \frac{1}{348 \cdot 10^8} \times \left[\frac{159.363}{0.315} - 818.09\right] =$$

$$A = (0.337 \times 0.4 - 0.81 \times 0.03) \times 0.4 \times 0.4 \times 14.2 \times 10^3 = 251.056KN.m$$

$$B = N \cdot (d - c') - M_{ua}$$

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.4 = 0.36m$$

$$\alpha = d - \frac{h}{2} = 0.16m$$

$$M_{ua} = M_{correcter} + N_a \cdot \alpha$$

$$M_{ua} = 20.907 + 110.39 \times 0.16 = 38.569KN.m$$

$$B = -2.14KN.m$$

$$A > B \text{ SEC}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$A = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right)$$

$$Z = d - 0.4y$$

$$y = \alpha \times d$$

$$\text{Donc : } \mu_{bu} = 0.052 \quad \alpha = 0.066 \quad y = 0.023 \quad Z = 0.351m$$

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} \times \left[ \frac{M_{ua}}{Z} - N_u \right] < 0$$

La condition de non fragilité (BAEL91) :

$$A_{s \min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_s} = 1.93 \text{ cm}^2$$

Les RPA99/Version2003 exigent une section minimale  $A_{s \min} = 0.7\% b.h$  (zone I)

$$A_{s \min} = 11.2 \text{ cm}^2$$

On prend donc comme armature : 6AH16=12.05 cm<sup>2</sup>

❖ 3<sup>ème</sup> cas :

$$N_{\text{corr}} = 173.91 \text{ KN}$$

$$M_{\text{max}} = 58.83 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{58.83}{173.91} = 0.338 \text{ m}$$

$$e_a = \max \left( 2 \text{ cm}, \frac{l}{250} \right) = \max \left( 2 \text{ cm}, \frac{306}{250} = 1.224 \right) = 0.02 \text{ m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.338 + 0.02 = 0.358 \text{ m}$$

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.4 = 0.36 \text{ m}$$

$l_f$ : La longueur de flambement

$$\frac{l_f}{h} < \max \left( 15; 20 \times \frac{e_a}{h} \right)$$

$$\frac{2.142}{0.4} = 5.355 < \max \left( 15; 20 \times \frac{0.358}{0.4} = 17.9 \right) = 15$$

On peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire.

$$\alpha = 10. \left( 1 - \left( \frac{M_u}{1.5 M_s} \right) \right)$$

$$M_u = 49.20 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = 35.12 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0.661$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f}{10^4 \times h} (2 + \alpha \times \varphi)$$

Donc :

$$e_2 = \frac{3 \times (2.142)^2}{10^4 \times 0.4} \times (2 + 0.661 \times 2) = 0.0114 \text{ m}$$

$$N = 173.91 \text{ KN}$$

$$M_{\text{corriger}} = N. (e_1 + e_2) = 173.91(0.358 + 0.0114) = 64.242 \text{ KN.m}$$

Vérifie la condition suivante :

$$A_s = \frac{1}{348.10^8} \times \left[ \frac{159.363}{0.315} - 818.09 \right] =$$

$$A = (0.337 \times 0.4 - 0.81 \times 0.03) \times 0.4 \times 0.4 \times 14.2 \times 10^3 = 251.056 \text{KN.m}$$

$$B = N \cdot (d - c') - M_{ua}$$

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.4 = 0.36 \text{m}$$

$$\alpha = d - \frac{h}{2} = 0.16 \text{m}$$

$$M_{ua} = M_{correcter} + N_a \cdot \alpha$$

$$M_{ua} = 64.242 + 173.91 \times 0.16 = 92.067 \text{KN.m}$$

$$B = -34.676 \text{KN.m}$$

$$A > B \quad \text{SEC}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$Z = d - 0.4y$$

$$y = \alpha \times d$$

Donc :

$$\mu_{bu} = 0.125\alpha = 0.167y = 0.0601Z = 0.335 \text{m}$$

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} \times \left[ \frac{M_{us}}{Z} - N_u \right]$$

$$= 2.8 \text{cm}^2$$

La condition de non fragilité (BAEL91) :

$$A_{s \min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1.93 \text{cm}^2$$

Les **RPA99/Version2003** exigent une section minimale :

$$A_{s \min} = 0.7\% \text{ b.h (zone I)}$$

$$A_{s \min} = 11.2 \text{cm}^2$$

On prend donc comme armature : 6AH16=12.05 cm<sup>2</sup>

#### IV-3-1-2-Calcul du ferrailage transversal:

##### ❖ Vérification du poteau à l'effort tranchant.

On prend l'effort tranchant max et on généralise les nervures d'armatures pour tous les

$$\tau = \frac{V}{b.d} = \frac{51.67 \times 10^3}{400 \times 360} = 0.358 \text{ MPa}$$

poteaux.  $V_{u\max} = 51.67$

$$\tau_u = \min(0.15 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.75 \text{ MPa}$$

$\tau < \tau$  Condition vérifié

#### ❖ Calcul d'armatures transversales

Selon les RPA99/Version2003 les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

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

- $V_u$ : Est l'effort tranchant de calcul.
- $h_1$ : Hauteur totale de la section brute.
- $\rho_a$ : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à 2,50 si l'élançement géométrique  $\lambda_g$  dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.
- $t$ : Espacement des armatures transversales.
- $f_e$ : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

#### ❖ Espacement :

La valeur maximale est fixée comme suit : D'après l'article 7.4.2.2 des RPA99/ Version 2003 En zone nodale (zone I)

$$t \text{ Min}(10\emptyset; 15 \text{ cm})$$

$$t' < 15\emptyset$$

Dent la zone courante

Avec :

$\emptyset$  : diamètre minimal des armatures longitudinales

$\Phi$  : diamètre minimal longitudinal. (**Zone courante 2003**)

Calcul de l'élançement géométrique du poteau  $\lambda_g$ :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 3.06}{0.4} = 5.355 > 5 \quad \text{Alor} \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

$$\text{Donc : } A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{f_e \times h_1} \times t = \frac{2.5 \times 51.67 \times 0.12}{400000 \times 0.4} = 0.96 \text{cm}^2$$

Soit : 1.01cm<sup>2</sup>, choix des barres : 2cadre HA8

(article 7.4.2.2 des **RPA99/Version**

La quantité d'armatures transversales minimales  $A_t / t.b$  en (%) est donnée comme suit :

$\lambda_g = 5.355 > 5$ , la section minimale  $A_t / t \times b > 0.3\%$  RPA99.

$1.01 / 12 \times 40 = 0.210\% < 0.3\%$  non vérifiée.

D'après les RPA99 : on prend  $A_t = 1.57 \text{ cm}^2$  ; 2 cadres HA10.

$1.57 / 40 \times 12 = 0.327\% > 0.3\%$

Les cadres doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur égale à 10cm.

### Zone nodale

Calcul de l'élanement géométrique du poteau  $\lambda_g$ : **2003**).

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 3.06}{0.4} = 5.355 > 5 \quad \text{Alor} \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

$$\text{Donc : } A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{f_e \times h_1} \times t = \frac{2.5 \times 51.67 \times 0.10}{400000 \times 0.4} = 0.807 \text{ cm}^2$$

Soit :  $1.01 \text{ cm}^2$ , choix des barres : 2cadre HA8

(article 7.4.2.2 des **RPA99/Version**).

La quantité d'armatures transversales minimales  $A_t / t.b$  en (%) est donnée comme suit :

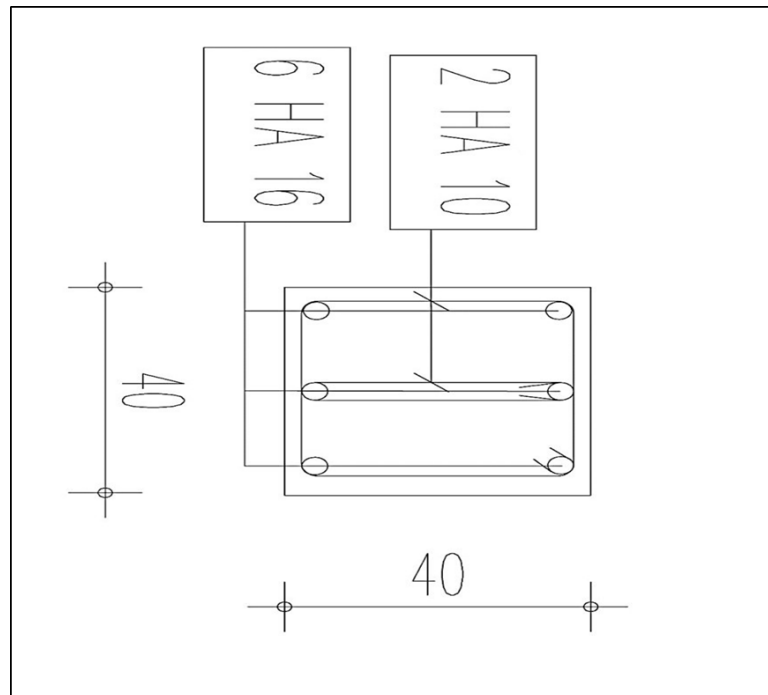
$\lambda_g = 5.355 > 5$ , la section minimale  $A_t / t \times b > 0.3\%$  RPA99.

$1.01 / 10 \times 40 = 0.252\% < 0.3\%$  non vérifiée.

D'après les RPA99 : on prend  $A_t = 1.57 \text{ cm}^2$  ; 2 cadres HA10.

$1.57 / 40 \times 10 = 0.327\% > 0.3\%$

Les cadres doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur égale à 10cm.

**IV-4-Schémas de ferrillages des poteaux****Figure 37** : Schéma de ferrillage des poteaux.

*SChapitre VI: Etude Des  
Fondations*

## I.1. Introduction

La partie de la construction en contact direct avec le sol, chargée de transférer toutes les charges, permanentes et variables, supportées par cette construction. Les fondations sont donc d'une importance primordiale dans le processus de construction, car leur réalisation adéquate assure la stabilité générale de l'ensemble.

Les fonctions des fondations superficielles se divisent principalement en deux aspects :

- Assurer un transfert efficace des charges et surcharges au sol, garantissant ainsi la stabilité de la construction.
- Supporter les charges et surcharges portées par la structure.

Déférentes types de fondations :

- Fondation superficielle
- Fondation profonde
- La limites entre superficielles et profondes

## I.2. La semelle isole

### I.2.1. Vérification de type de la semelle

Avec une capacité portante du terrain égale à **1.5bars**, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelles isolées
- Semelles filantes
- Radier général

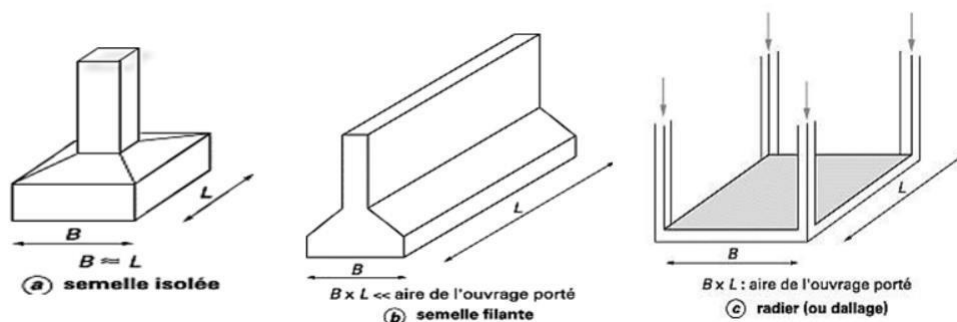


Figure 37: types des fondation's

Nous proposons en premier lieu de vérifier la condition suivante qui nous permet de choisir soit un radier général soit des semelles filantes.

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment ( $S_s / S_b < 50\%$ ) La surface de la semelle est donnée par :

$$S_{totale} \geq \frac{N_{total}}{\sigma_{sol}}$$

$$N_{Total} = N_G + N_Q = 865.370 \text{ t}$$

$$\sigma_{sol} = 1.5 \text{ bars} = 15 \text{ t/ m}^2$$

$$S_{Totale} = 57.69 \text{ m}^2$$

Surface totale du bâtiment :

$$S_{bâtiment} = 12.30 \times 22.15 = 272.445 \text{ m}^2$$

$$0.5 S_b = 0.5 \times 272.445 = 136.222 \text{ m}^2$$

$$S_s = 57.69 \text{ m}^2 < 0.5 S_b = 136.222 \text{ m}^2$$

Alors on déduit que le radier général n'est pas nécessaire dans notre cas, car la surface totale des semelles ne dépasse pas 50 % de la surface d'emprise du bâtiment. Ceci nous amène à envisager deux types de semelles :

- Semelles isolées sous poteaux.
- Semelles filantes sous voile.

La figure suivante montre la disposition des semelles filantes et des semelles isolées à la base de notre bâtiment.

### I.2.2. Dimensionnement de la semelle isolée

En appelant A et B les côtés de la semelle aux côtés a et b du poteau deux conditions à satisfaire pour dimensionner une semelle rigide sous chargement centré.

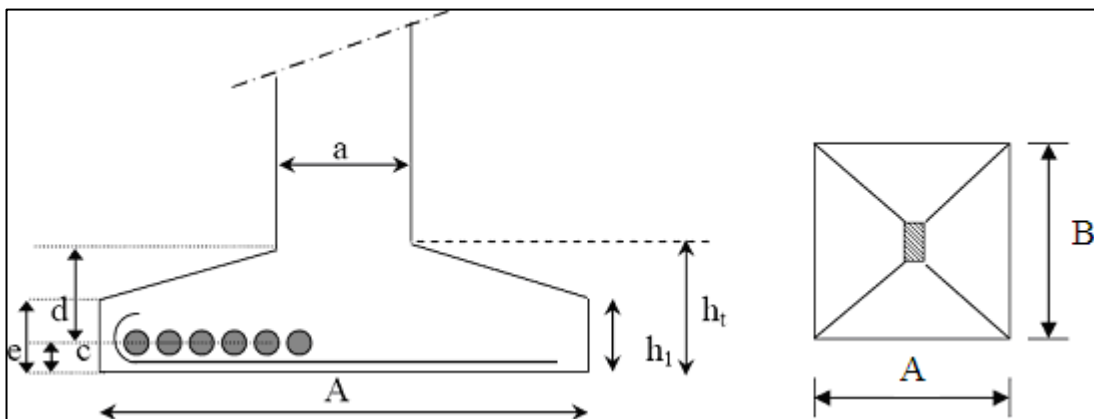


Figure 38: Schéma de principe d'une semelle isolée

Nous donnons dans ce qui suit le détail de calcul de la semelle isolée la plus sollicitée SI8. La surface de la semelle  $S_s$  devra satisfaire la relation suivante :

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$S_s$ : surface de la semelle en  $\text{cm}^2$

$N$ : effort amené par l'ouvrage sur la semelle obtenue à partir de la combinaison **ELS**,

$$N=64.196\text{t}$$

$\sigma_{sol}$ : Taux de travail du sol en bars,  $\sigma_{sol} = 1.5\text{bar}=15\text{t/cm}^2$

$$S_s = \frac{64.196}{15} = 4.27\text{m}^2$$

(Nous supposons les semelles carrées)

$$A = B = \sqrt{S_s} = \sqrt{4.27} = 2.06\text{m} (\sim 2\text{m})$$

### I.2.3. Calcule la hauteur de la semelle

$$h_t \geq d + 0.05 \text{ m}$$

$$d \geq \text{Max} \left( \frac{A - a}{4}; \frac{B - b}{4} \right) = 0.4\text{m} \dots \dots (CV)$$

Donc:

$$h_t \geq 0.4 + 0.05$$

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

$$h = \frac{h_1}{2} a \frac{h_1}{3}; \text{ avec: } h_1 \geq 6\Phi + 6\text{cm}$$

$\Phi$ : Diamètre de la plus grosse barre utilisée sans la semelle on choisi  $\Phi = 14\text{mm}$

$$h_1 = 15\text{cm} \text{ a } 22.5\text{cm} \text{ et } h_1 > 14.4\text{cm}$$

$$\text{Donc : } h_1 = 25\text{cm}$$

### I.2.4. Vérification de la Semelle Isolée S1

Selon l'article 10.1.4.1 des **RPA99/Version 2003** Les fondations superficielles seront vérifiées selon les combinaisons accidentelles suivantes :

**G+Q+E**: Pour la vérification des contraintes dans le sol. **0.8G+E**: Pour la vérification de la stabilité des semelles.

On ajoute à ces deux combinaisons qui sont données par les **RPA99/Version 2003** la combinaison de l'ELU qui nous permet de vérifier la contrainte à **ELU : 1.35G+1.5Q**

Vérification des contraintes à l'ELS : G+Q

La contrainte moyenne du sol  $\sigma_{moy}$  doit vérifier la condition suivante

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

**Avec :**

$$e = \frac{M}{N}$$

Table 31: Vérification de la semelle S1 à l'ELS

Semelle (A*B)	M(KN.m)	N(KN)	e(m)	s <sub>s</sub> (m <sup>2</sup> )	σ <sub>1</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	σ <sub>2</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	σ <sub>moy</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	σ <sub>sol</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	vérif
2.00*2.00	11.69	641.96	0.018	4.00	169.15	151.82	164	150	oui

Vérification des contraintes à l'ELU : 1.35G+1.5Q

Table 32: Vérification de la semelle S1 à l'ELU

Semelle (A*B)	M(KN.m)	N(KN)	e(m)	s <sub>s</sub>	σ <sub>1</sub>	σ <sub>2</sub>	σ <sub>moy</sub>	σ <sub>sol</sub> *1.5	vérif
2.00*2.00	16.38	277.09	0.059	4.00	81.53	57.01	75.4	225	oui

Vérification des contraintes sous la combinaison accidentelle : G+Q±E

Table 33 Vérification de la semelle S1 sous G + Q ± E

Semelle (A*B)	M(KN.m)	N(KN)	e(m)	s <sub>s</sub>	σ <sub>1</sub>	σ <sub>2</sub>	σ <sub>moy</sub>	σ <sub>sol</sub> *2	vérif
2.00*2.00	15.66	876.39	0.017	4.00	230.27	207.92	224.68	300	oui

Vérification de la stabilité au renversement par la combinaison accidentelle 0.8G±E

Table 34: Vérification de la semelle S1 sous 0.8G ± E

A*B	M	N	e	4.e	vérification
2.00*2.00	14.02	573.81	0.024	0.096	oui

Pour assurer la stabilité des semelles isolées, il convient de vérifier la condition suivante:

$$A \geq 4 \times e ; e = \frac{M}{N}$$

### I.2.5. Calcule le ferrailage des semelles isolées (S1)

Nous adoptons la méthode des bielles pour le ferrailage des semelles isolées. La quantité d'acier est calculée en utilisant la formule suivante :

$$A_x = \frac{N(A-a)}{8(h-c)\sigma_{st}} ; \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

N : effort normal à l'ELU revenant à la semelle

A : cote de la semelle (cm)

a : cote du poteau (cm)

- h** : hauteur de la semelle
- c** : l'enrobage des aciers (cm)
- fe** : limite élastique de l'acier
- Ys** : coefficient de sécurité = 1.15

- Poids de la semelle =  $2*2*0.45*25=45\text{KN}$
- Poids de l’amorce poteau =  $0.4*0.4*1.53*25 = 6.12\text{KN}$
- Poids des terres au-dessus de la semelle =  $(2*2*1.53*18) = 110.16\text{KN}$
- $N=438.37\text{KN}$
- $Nu = 277.09 \text{ KN}$

Les résultats de ferrailage obtenus pour la semelle S1 :

Table 1: Ferrailage de la semelle S1

A*B	Poteau (m)	S (m)	$\sigma_{moy}$	N(K)	h-c (m)	$A_p (cm^2)$	Choix des barres (P)	Choix des barres(r)
2*2	0.4*0.4	4	124.57	438.37	0.40	6.29	12HA12 $S_1=15$	12HA12 $S_1=15$

**I.2.6. Schéma de ferrailage de la semelle isolée s1**

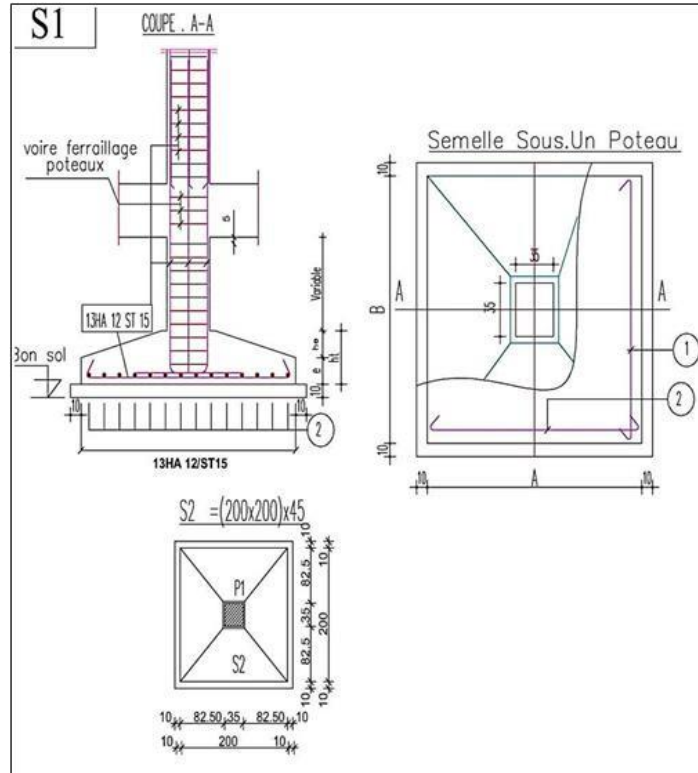


Figure 39: Schéma de ferrailage de la semelle isolée S1

**I.3. Calcule la semelle filante**

### I.3.1. Détermination de la semelle filantes

Pour garantir la stabilité de l'ouvrage, les semelles filantes doivent efficacement supporter les charges de la structure et les transmettre au sol dans des conditions optimales. La méthode de calcul pour une semelle filante est similaire à celle d'une semelle isolée, à l'exception que le calcul est effectué dans une direction : la direction transversale.

Les armatures principales consistent en des barres d'acier transversales, tandis que les armatures secondaires sont utilisées comme chaînages et barres de répartition.

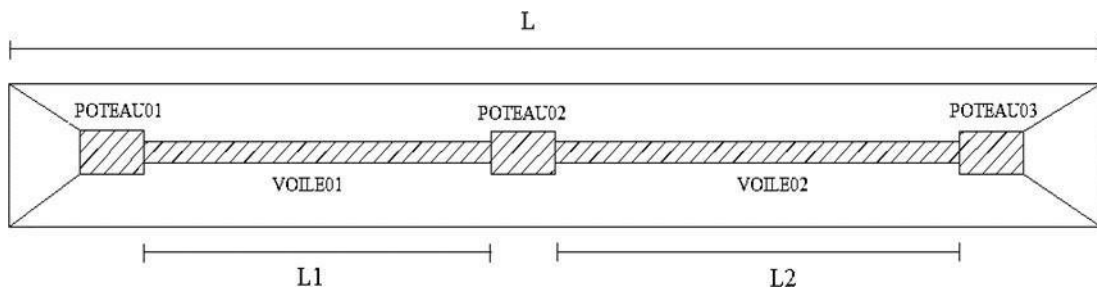


Figure 40: Vue en plan d'une semelle filante

La surface requise pour la semelle filante afin de supporter l'ensemble des charges qui lui incombent est la suivante :

$$S_f = \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{365.43}{15} = 24.36\text{m}^2$$

La **longueur totale** de la semelle filante est déterminée par :

$$L = L1 + L2 + 3 \times a + 2 \times \text{débord}$$

$$(\text{débord} = 0.5\text{m})$$

Donc :

$$L = L1 + L2 + 3 \times a + 2 \times 0.5 = 9.3\text{m}$$

La largeur de la semelle continue doit respecter la condition suivante :

$$B \geq \frac{S_f}{L} = \frac{24.36}{9.3} = 2.6\text{m}$$

On prend :  $B = 2\text{m}$

### I.3.2. Hauteur de la paillasse de la semelle filante h

$$h = d + 0.05 ; \quad d \geq \frac{B-b}{4}$$

$$h \geq 0.45\text{m} ; \quad \text{on prend : } h = 45\text{cm}$$

**d** : hauteur utile (m)

**b** : Cotés du poteau (m)

Les résultats:

Table 36: Dimensions des semelles filantes

Semelle	N (KN)	L (m)	B (m)	h (m)
SF1	211.77	9.3	2	0.45
SF2	365.43	14.65	1.40	0.30

### I.3.3. Vérification des semelles filantes

#### 1. Vérification de la résistance au poinçonnement

Lorsque soumises à des forces localisées, il est nécessaire de vérifier la capacité des semelles filantes à résister au poinçonnement causé par l'effort tranchant :

$$\frac{P}{\tau_t} \left[ 1 - \frac{b + \frac{5h_t}{3}}{B} \right] \leq \tau_{lim}$$

P : l'effort normal au niveau du poteau ou du voile le plus sollicité de chaque semelle.

$\tau_{lim} = 0.045f_{c28}/\gamma_b$ : représente la valeur limite de la contrainte de cisaillement.

$$\tau_{lim} = 0.045 \times \frac{25}{1.5} = 0.75 \text{ MPa} = 750 \text{ KN/m}^2$$

Table 37: Vérification des semelles filantes au poinçonnement

Semelle	P (KN)	B adoptée (m)	h adoptée (m)	$\tau$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\tau_{Min}$ (KN/m <sup>2</sup> )	Vérifiée
SF1	330.58	2.00	0.45	156.107	750	Oui
SF2	791.45	1.40	0.30	471.10	750	Oui

Vérification des contraintes à ELS

$$\sigma_{max} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \varphi$$

$\sigma_{moy}$  : contrainte moyenne du sol

$\sigma_{sol}$  : contrainte admissible du sol ;  $\sigma_{sol} = 1.5 \text{ bars} = 15 \text{ t/m}^2$

Table 38: Vérification des semelles filantes à l'ELS

Semelle	$N_{total}$ (KN)	$M_{total}$ (KN.m)	$e(m)$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_{max}$	$\sigma_{sol}$	Vérifiée
SF1	211.77	7.84	0.037	58.81	47.06	55.87	150	oui
SF2	365.43	3.98	0.011	17.89	17.73	17.85	150	oui

Vérification des contraintes à ELU

Table 39: Vérification des semelles filantes à l'ELU

Semelle	$N_{total}$ (KN)	$M_{total}$ (KN.m)	$E(m)$	$\sigma_1$ (KN)	$\sigma_2$ (KN)	$\sigma_{max}$ (KN)	$\sigma_{sol} * 1.5$ (KN)	Vérifiée
SF1	330.86	3.08	0.0093	85.02	80.40	83.86	225	Oui
SF2	563.86	5.49	0.0097	28.58	26.39	28.03	225	oui

Vérification des contraintes sous combinaisons accidentelles : G+Q±E

Table 40: Vérification des semelles filantes sous G + Q ± E

Semelle	$N_{total}$ (KN)	$M_{total}$ (KN.m)	$E(m)$	$\sigma_1$ (KN)	$\sigma_2$ (KN)	$\sigma_{max}$ (K)	$\sigma_{sol} * 2$ (KN)	Vérifiée
SF1	321.28	3.79	0.011	82.97	77.66	81.64	300	Oui
SF2	943.46	2.45	2.95	101.57	-9.57	73.78	300	oui

$$\sigma_{max} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2\sigma_{sol}$$

### VI.3.4. Ferrailage des semelles filantes

❖ Calcul des armatures principales

Le ferrailage se calcul par la méthode des bielles à l'ELU

$$A_s = \frac{P_u(B - b)}{8(h - 0.05)\sigma_{sol}}$$

$$P_u = P_{u1} + P_{u2}$$

$$P_{u1}: \text{l'effort normal reparti à l'ELU ; } P_{u1} = \frac{\sum N_u}{L}$$

$P_{u2}$  : Poids des terres + Poids des semelles + Poids des amorces poteaux + Poids des amorces voiles.

**L** : longueur totale de la semelle + les débords (2×D)

Calcul du poids revenant à la semelle

Poids des semelles :  $2 \times 0.30 \times 9.3 \times 25 = 139.5 \text{KN}$

Poids des amorces poteaux :  $3 \times (0.4 \times 0.4 \times 1.53 \times 25) = 18.36 \text{KN}$

Poids des amorces voiles :  $0.15 \times 1.53 \times 4.15 \times 25 = 23.81 \text{KN}$

Poids des terres :  $18 \times 2 \times 1.53 \times 9.3 = 512.244 \text{KN}$

$P_{u2} = 693.914 \text{KN}$  ;  $P_{u1} = 40.85 \text{KN}$  ;  $P_u = 734.764 \text{KN}$

$$A_s = \frac{P_u(B-b)}{8(h-0.05)\sigma_{sol}} = \frac{734.764 \times (2-0.4)}{8 \times (0.45-0.05) \times 348 \times 10^3} = 10.55 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$13\text{HA}14/\text{ml} = 20.01 \text{cm}^2/\text{ml}$  ;  $S_t = 15 \text{cm}$

❖ Calcul des armatures de répartition

$$A_{rep} = \frac{A_s \times B}{4} = \frac{10.55 \times 2}{4} = 5.275 \text{cm}^2$$

On choisit 5 HA 12 =  $5.65 \text{cm}^2$  avec un espacement  $\geq \text{Max}(6\phi+6 ; 15 \text{cm}) = 15 \text{cm}$  ;  $S_t = 20 \text{cm}$

D'après le **BAEL91** pour fe400  $A_{s \text{ min}} = 3 \text{cm}^2$

Table 41: Tableau récapitulatif du ferrailage des semelles filantes.

Semelle	$A_s$ calculée ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	Armature principale	$A$ choisie ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$S_t$ (cm)	Armature de répartition	$A_r$ ( $\text{cm}^2$ )	$S_t$ (cm)
SF1	6.90	13HA14	20.01	15	5HA12	5.65	20
SF2	11.43	9HA14	13.85	15	5HA12	5.65	20

### VI.3.5. Schéma de ferrailage des semelles filantes

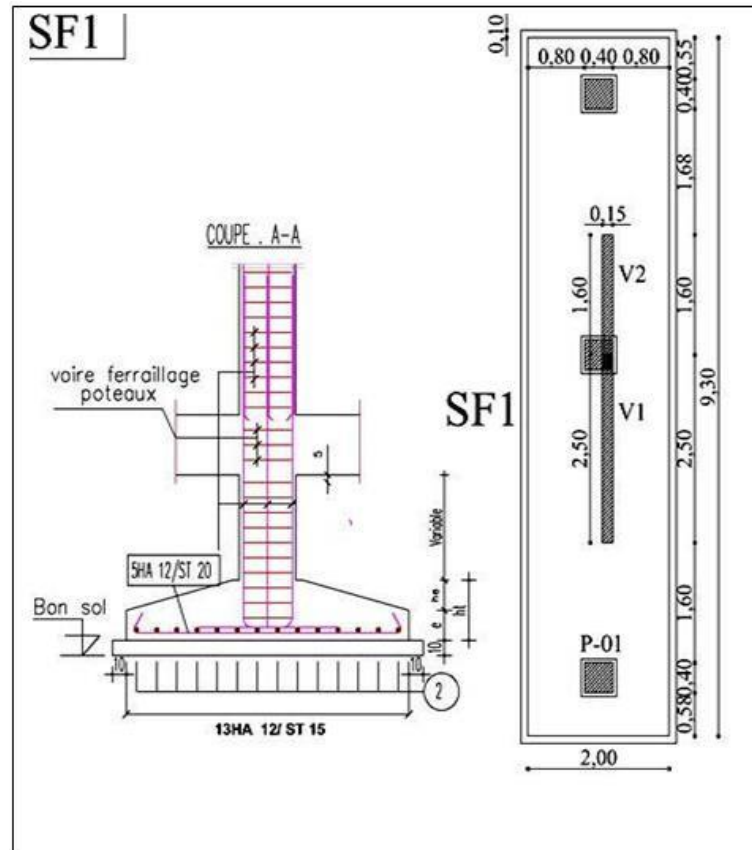


Figure 40: Schéma exemplaire de ferrailage de la semelle filante SF1

## I.4. Etude de longrine

### I.4.1. Introduction

Les longrines, poutres reliant les poteaux au niveau de l'infrastructure, sont calculées comme des éléments soumis à un moment provenant de la base du poteau et à une force de traction.

### I.4.2. Dimensionnement de la longrine

Conformément à l'**RPA 99 (article 10-1-1)**, les longrines doivent avoir une dimension minimale pour leur section transversale, qui est :

sites de catégorie S2, S3 :  $(25 \times 30) \text{ cm}^2$

site de catégorie S4 :  $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

Dans notre cas (site ferme **S2**), nous choisissons une section de  $(25 \times 30) \text{ cm}^2$ .

### I.4.3. Ferrailage de la longrine

6HA12 ( $A=6,79 \text{ cm}^2$ ), Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0.23 \times b \times d \times \left(\frac{f_t}{f_e}\right) = 0.23 \times 25 \times 27 \times \left(\frac{2.1}{400}\right) = 0.81 \text{ cm}^2$$

La section d'armature est déterminée par les armatures minimales :

$$A = 0.6\% \times b \times h$$

$$A = 0.006 \times 25 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (\text{CV})$$

Armatures transversales, Disposition constructive :

$$\text{Espacement : } St < \min (0.9d ; 40 \text{ cm}) = 27 \text{ cm}$$

$$\text{Donc soit : } St = 15 \text{ cm}$$

Calcul de la section minimale : **CBA93** l'art (A.5.1.2.2)

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s} \leq 0.4$$

$$A_t \geq 0.4 \times 25 \times \frac{15}{400} = 0.37 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\text{HA8}$$

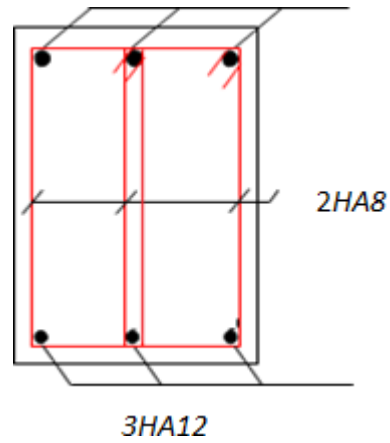
**I.4.4. Schéma de ferrailage de longrine**

Figure 41: Disposition des armatures de longrine

# *Conclusion*

Ce projet de fin d'étude nous a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation de master, d'approfondir nos connaissances en basant sur les documents techniques et même d'application des règlements et de certaines méthodes, de mettre à évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures en béton armé.

L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût, et cela par la mise en application des méthodes de calcul efficaces, par une consultation fréquente des documents de référence qui nous ont éclaircies pas mal de lacunes, et qui en était une pièce maîtresse dans l'élaboration de ce travail, ainsi par l'interrogation des documents techniques réglementaires algériennes et étrangères.

En dernier, nous pouvons dire que ce travail nous a permis de bien mettre en œuvre nos modestes connaissances de génie civil, et de les élargir, chose qui m'aidera plus tard dans notre vie professionnelle.

# *Références bibliographiques*

❖ **Règlements :**

- RPA99version 2003 : règlement parasismique algérienne.
- CBA93 : règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- BAEL91 : béton armé aux états limites.
- DTR B.C.2.2 : document technique réglementaires (charges et surcharges).

❖ **Cours :**

Cours et TD pendant toute notre formation

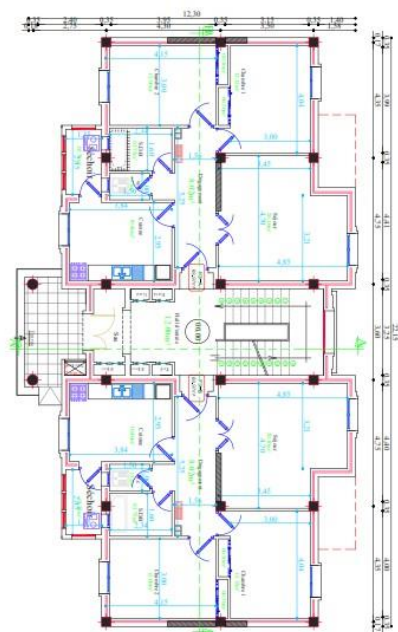
- Béton armé.
- Dynamique des structures.
- Bâtiment.
- Résistance des matériaux.
- Mécanique des structures.

❖ **Logiciels :**

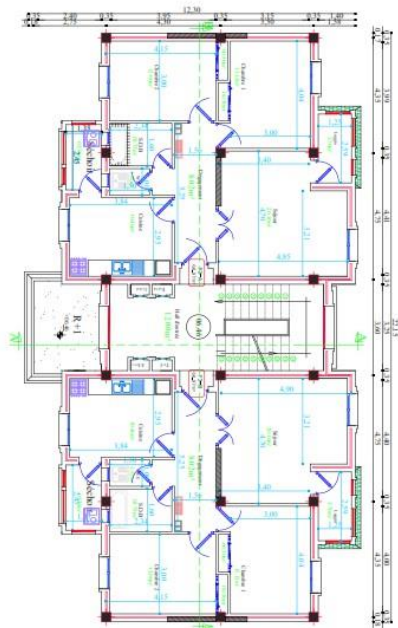
- Logiciel d'analyse des structures ROBOT 2017.
- Logiciel de dessin AUTOCAD 2016.
- Traitement de texte WORD 2007.

# *Annexes*





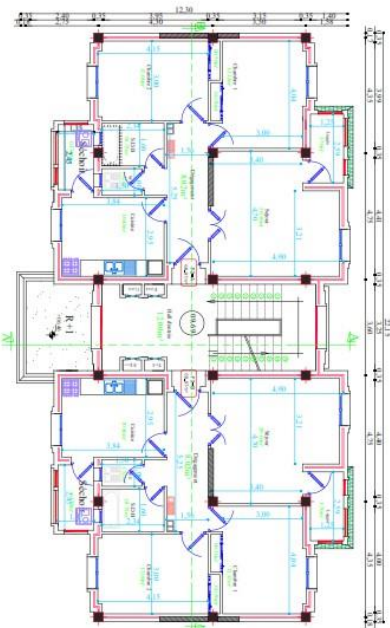
Plan du rez de chaussée



Plan du 2ème étage



Plan 1er étage



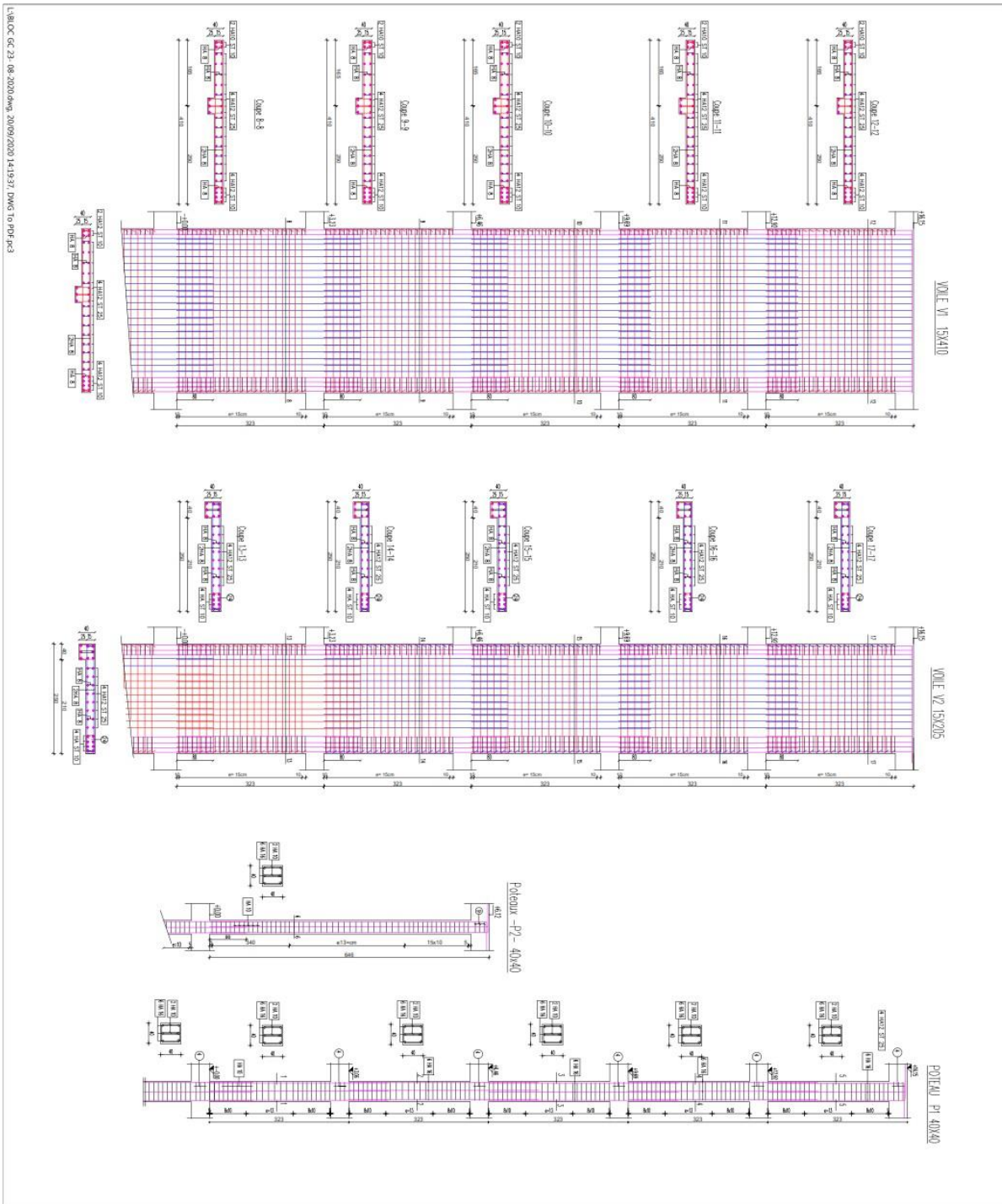
Plan 3ème étage

Cote	Contenu
1/20	Plan du rez de chaussée
1/20	Plan du 1er étage
1/20	Plan du 2ème étage
1/20	Plan du 3ème étage

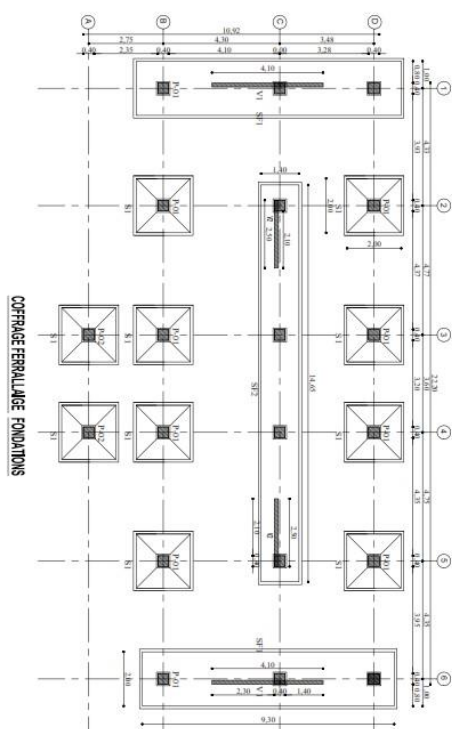
L:\BDOC\G-23-08-2020\Bep\_2009\2021\_140554\_DWG\10\_PDF.pcs







L:\BLOC C2.3 - 08-2020\DWG - 30/09/2020 14:19:37 DWG 10 - P1.dwg



COTRAGE FERRAILLAGE FONDATIONS

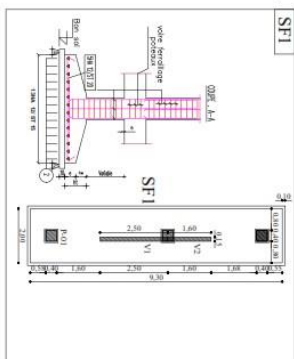
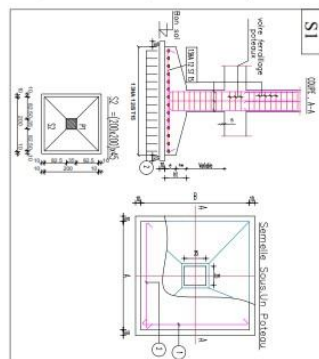
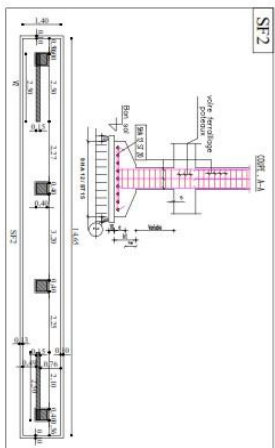
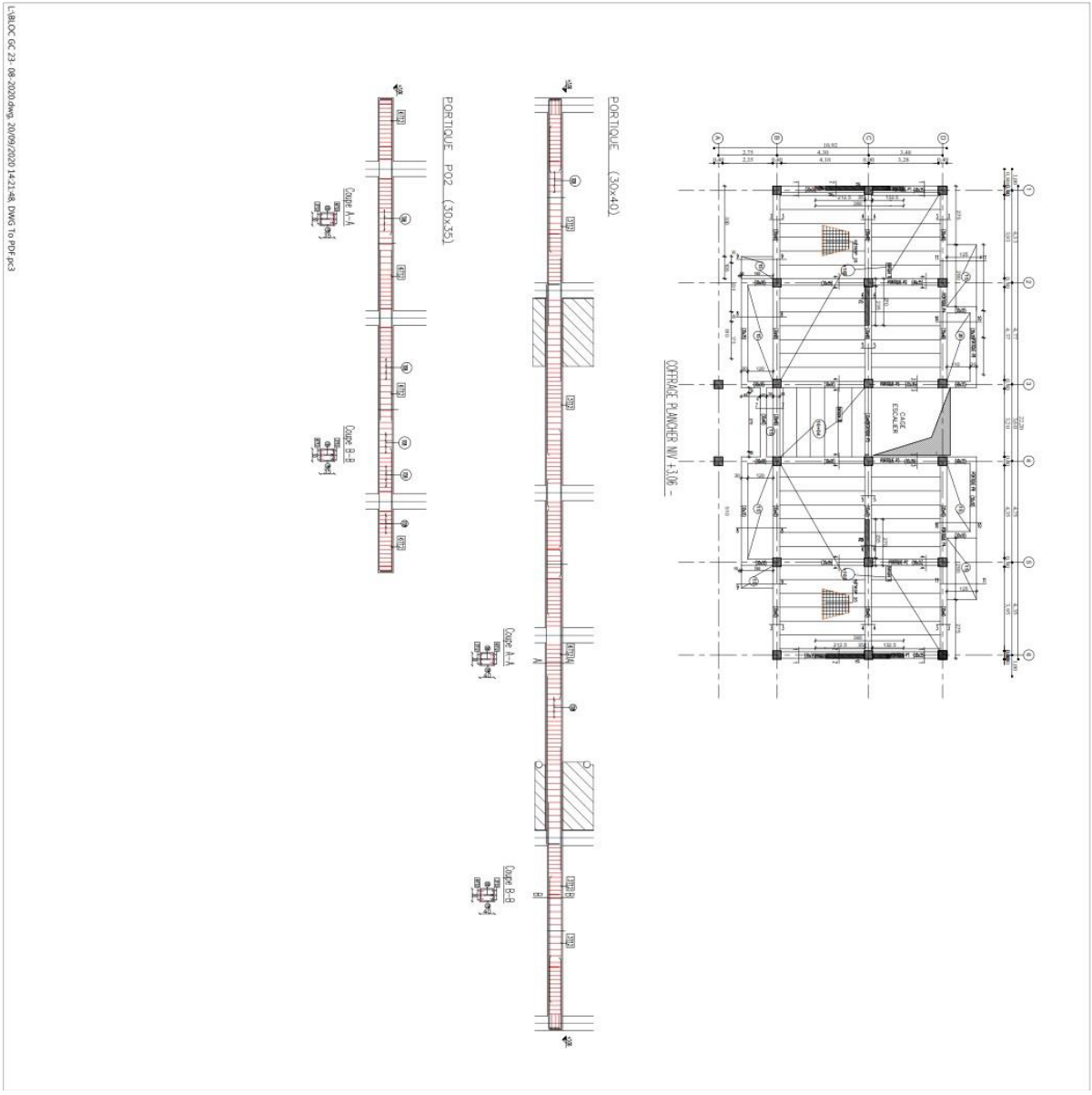


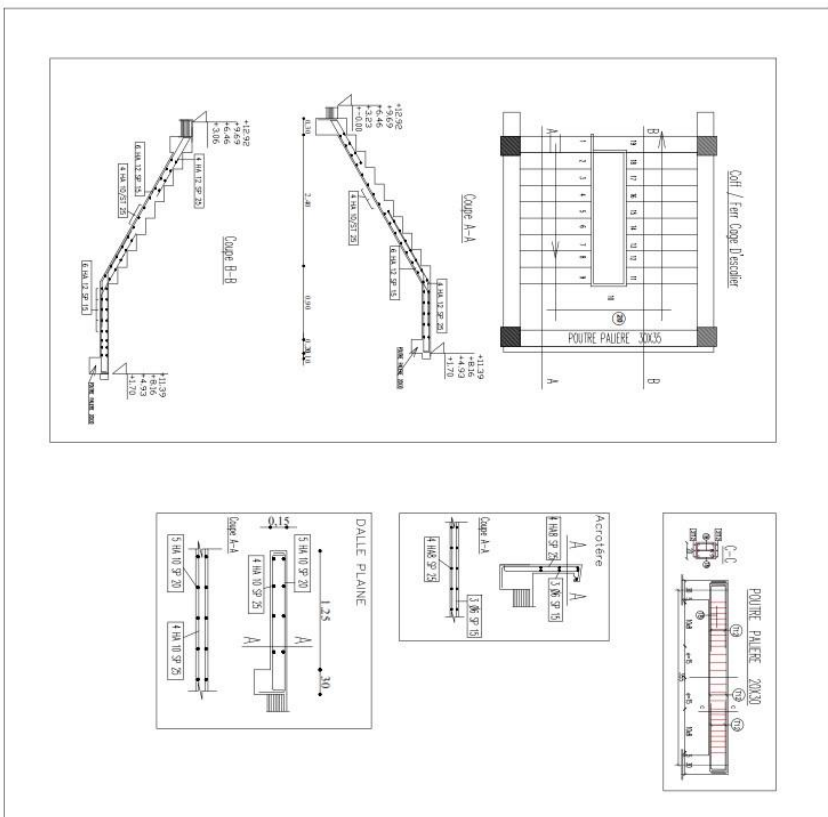
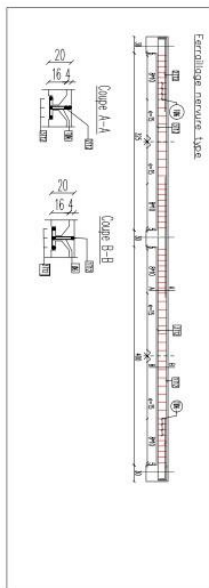
TABLEAU DES SEMELLES

Semelles	A	B	h	he	hl	Schémas 1 T12 e=15cm	Schémas 2 T12 e=15cm
S-1-	200	200	25	20	45	15 195 15	15 195 15
SF-1-	200	930	25	20	45	20 925 20 120	20 195 20
SF-2-	140	1465	25	20	45	20 1460 20 120	20 1390 20

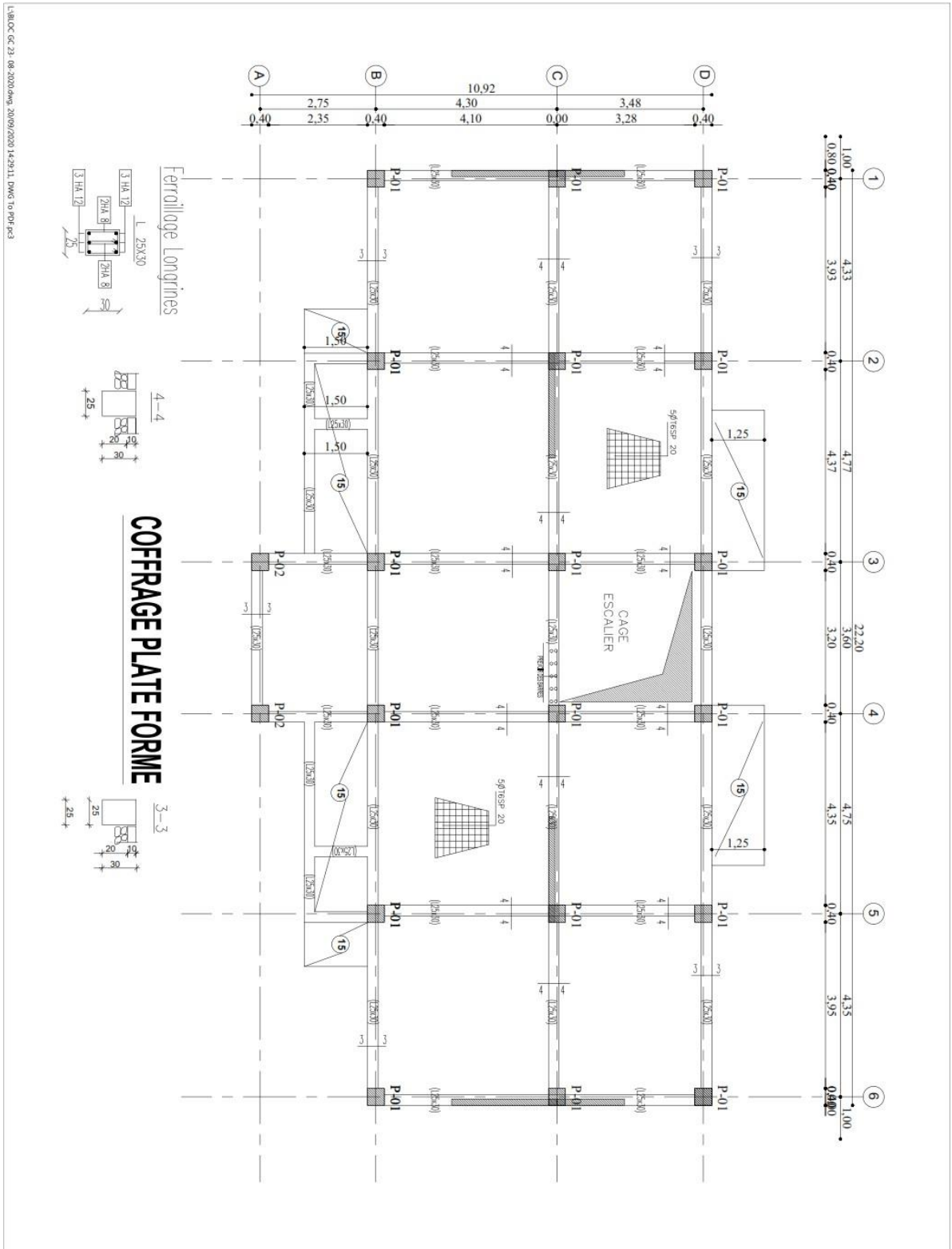




L:\BLOC GC 23 (08-2020)img\_2009/2020 1421.046.DWG to rpr.pcd



L:\BLOC C-23\_08-2020.dwg, 20/09/2020 14:23:04, DWG To PDF v3



LIBACC CC 23 - 08/2020.dwg, 20/09/2020 14:29:11, DWG TO PDF K3

