

**Etude d'un bâtiment en béton armé
(R+5 à usage d'habitation implanté dans une zone de
moyenne sismicité)**

Mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme de master académique en
Filière : GENIE CIVIL
Spécialité : STRUCTURES

Encadreur: A.BESSEGHIER
Signature:
Date:

Réalisé par : CHAALLAL KHEIRA
BOUGHENDJA FATIHA
Signature:
Date:

Membres du jury

Djeffal Houcine (Président)
Boubekeur Toufik (Examineur)
Besseghier Abderrahmane (Encadreur)

Remerciement

Toute notre gratitude, grâce et remerciement vont à dieu le tout puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté pour élaborer ce travail. C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promoteur : Mr : **Bessghir** et monsieur **Sana Bek** ingénieur de l'opegi Tiaret pour la sollicitude avec laquelle ils ont suivi et guidé ce travail. Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail. Toute notre gratitude va à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation. Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience.

Résumé

Le domaine de génie civil présente une grande importance dans l'économie nationale. L'étude des projets en béton armé qui est l'un des matériaux les plus utilisés dans ce domaine vise à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés, sans négliger le côté économique.

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un Rez de chaussée plus (05) étages, implanté à la commune de Tiaret dans la wilaya Tiaret Cette région est classée en zone sismique IIA selon le RPA99 version 2003. En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99), cette étude se compose de quatre parties : La première entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges. La deuxième partie a pour objectif d'étude des éléments secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon, et dalle pleine). L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par logiciel ETABS afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique).

En fin l'étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles, semelle filante) sera calculé dans la dernière partie. Mots-clés : Bâtiment, Béton armé, ETABS, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99

ملخص

مجال الهندسة المدنية له أهمية كبيرة في الاقتصاد الوطني. تهدف دراسة مشاريع الخرسانة المسلحة، و التي تعد واحدة من أكثر المواد المستخدمة في هذا المجال ، إلى ضمان حماية مقبولة للحياة البشرية و الإنشاءات ضد آثار الأعمال الزلزالية من خلال تصميم و أبعاد مناسبة ،دون إهمال الجانب الاقتصادي

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة الانجاز بناية سكنية تتألف من طابق ارضي و 5 طوابق بولاية تيارت
IIa المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية
حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل

(BAEL91 ; RPA99v2003 ; modifié99 باستخدام القواعد الجديدة و التحقق من الخرسانة المسلحة)

تتكون الدراسة من 4 اجزاء و هم :

الجزء الاول : يبدأ بالوصف العام للمشروع ثم اعطاء الأبعاد الأولية للعناصر المكونة له مع عرض لخصائص المواد و حمولة كل عنصر.

الجزء الثاني : يهدف الى دراسة العناصر الثانوية للبناية.

الجزء الثالث : يتضمن الدراسة الديناميكية للبناية بواسطة الحاسوب.

الجزء الرابع و الاخير يشتمل على دراسة الأجزاء المقاومة للبناية (الأعمدة ,الروافد ,الأساسات و الجدران المسلحة)

الكلمات المفتاحية :

الخرسانة المسلحة , العمارة

.RPA99B2003, BAEL91 modéfié99, ETABS

Abstract

This Project presents a detailed study of a building used for residential consists of a basement and a groundfloor addition (05) floors, located in Tiaret in the wilaya of ain Tiaret this region is classified as seismic zone Iia according to the RPA99 version 2003. Using the new rules of calculation and verification of reinforced concrete (RPA99 2003 version, BAEL91 modifié99), this study consists of four parts: The first starts the general description of the project with a presentation of material properties, then the Pre-design of the structure and finally the descent of the load. The second part aims to study secondary elements (beams, stairs, parapet, balcony, , and full slab). The dynamic study of the structure was begun in the third part software ETABS 2016 to determine the various stresses due to loads (permanent loads, operational and seismic loading). At the end, the reinforcement of structural elements (columns, beams, walls sails, and strip foundations) will be calculated in the last part.

Keywords: Building. Reinforced concrete ETABS 2016, RPA 99 modified 2003, BAEL 91 modified 99.

Liste des tableaux

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments résistants

Tableau II.1 Charge permanente due aux planchers étage courant.....	19
Tableau II.2 Charge permanente due aux planchers terrasse	19
Tableau II.3 Dégression des Surcharges d'Exploitation.....	20
Tableau II.4 Evaluation des Charges	21
Tableau II.5 Les sections des poutres sont résumées	22
Tableau II.6 Vérification des poteaux au flambement.....	27

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaires

Tableau III.1 Évaluation des charges	32
Tableau III.2 Différentes sollicitations pour l'ELU et l'ELS aux planchers RDC et étages courants	36
Tableau III.3 Différent sollicitations pour l'ELU et l'ELS aux planchers terrasse ..	37
Tableau III.4 Tableau récapitulatif de ferrailage des poutrelles	43

Chapitre IV : Etude des planchers

Tableau IV.1 <i>Évaluation des charges et des surcharges pour la paillasse</i> ...	53
Tableau IV.2 <i>Évaluation des charges et des surcharges pour le palier.</i>	54
Tableau IV.3 <i>Determination les combinaisonsondamentales</i>	54
Tableau IV.4 <i>les sollicitations maximales</i>	58
Tableau IV.5 pré- dimensionnement de l'acrotère	63
Tableau IV.6 Calcul des Sollicitations à E.L.U.....	64
Tableau IV.7 Calcul des Sollicitations à E.L.S.....	64
Tableau IV.8 Ferrailage de l'acrotère	65

Tableau IV.9	Vérification de la contrainte de cisaillement.....	66
Tableau IV.10	Evaluation des charges pour le balcon.....	67
Tableau IV.11	Evaluation des charges pour le Séchoir	73

Chapitre V: Etude sismique

Tableau V.1	Pénalité correspondante au critère.....	84
Tableau V.2	le poids total de la structure.....	85
Tableau V.3	Centre de masse et centre de torsion	89
Tableau V.4	Excentricité accidentelle	90
Tableau V.5	Facteurs de participations modales	91
Tableau V.6	Déplacements et Efforts tranchant de chaque diaphragme.....	91
Tableau V.7	Vérification des déplacements.....	93
Tableau V.8	Vérification de l'effort tranchant à la base.....	94
Tableau V.9	Vérification vis à vis de l'effet $P-\Delta$ dans le sens x.....	95
Tableau V.10	Vérification vis à vis de l'effet $P-\Delta$ dans le sens y.....	95

Chapitre VI: Etude des éléments structuraux

Tableau VI.1	Récapitulatif des différentes contraintes.....	87
Tableau VI.2	Récapitulatif des sollicitation poutre (30x50).....	92
Tableau VI.3	Récapitulatif des sollicitation poutre (30x40).....	92
Tableau VI.4	Récapitulatif des sollicitation poutre secondaire (30x35).....	93
Tableau VI.5	Récapitulatif des sollicitation poutre secondaire à $(0,8G \pm Q)$	95
Tableau VI.6	Récapitulatif verification.....	97
Tableau VI.7	Dimensionnement de la poutre principal (30x50).....	97
Tableau VI.8	Récapitulatif vérification des contraintes à l'E.L.S.....	98
Tableau VI.9	Dimensionnement de la poutre secondaire.....	98
Tableau VI.10	Récapitulatif des contraintes à l'E.L.U.....	100

Chapitre VII: Etude de l'infrastructure

Tableau VII.1 Efforts exercés à la base de la structure.....	131
Tableau VII.2 Les sections des différentes semelles filantes.....	132
Tableau VII.3 Le ferrailage des différentes semelles filantes.....	135

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Figure I.1 Diagramme Contrainte Déformation du Béton.....	8
Figure I.2 Différents types d'acier (H.A ; R.L).....	10
Figure I.3 Diagramme contrainte déformation d'aciérer.....	11
Figure I.4 Les façades	14
Figure I.5 Vue en coupe.....	15
Figure I.6 Vue en plan.....	15

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente des charges

Figure II.1 Coupe d'un plancher à corps.....	17
Figure II.2 Dalle à corps creux.....	18
Figure II.3 Terrasse accessible.....	19
Figure II.4 Schéma des poutrelles.....	22
Figure II.5 Dimensions adoptées des poutrelles.....	23
Figure II.6 Section afférente d'un poteau sollicité.....	24
Figure II.7 Hauteur libre de poteau.....	25
Figure II.8 Coupe de Voile.....	28

Chapitre III : Etude des planchers

Figure III.1 Coupe transversale du plancher.....	30
Figure III.2 Schéma statique des poutrelles.....	31
Figure III.3 Schéma de l'ancrage courbe.....	42
Figure III.4 Ferrailage de poutrelle.....	45

Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux

Figure IV.1 Schéma d'un escalier.....	51
Figure. IV.2 <i>Vue en plan des escaliers</i>	51
Figure. IV.3 Schéma statique de l'escalier à paillasse avec palier de repos.....	54
Figure. IV.4 <i>Diagrammes des sollicitations E.L.U</i>	56
Figure. IV.5 <i>Diagrammes des sollicitations E.L.S</i>	57
Figure. IV.6 <i>Diagramme des moments retenus</i>	58
Figure. IV.7 Ferrailage de l'escalier RDC étage courante.....	61
Figure. IV.8 Coupe de l'acrotère.....	62
Figure. IV.9 Schéma statique.....	62
Figure. IV.10 Schéma statique.....	66
Figure. IV.11 <i>Coupe transversale d'un mètre linéaire du balcon</i>	67
Figure. IV.12 Schéma statique des charges appliquées sur le balcon.....	68
Figure. IV.13 Dessin de ferrailage de la dalle pleine.....	72
Figure. IV.14 Coupe transversale d'un mètre linéaire du séchoir.....	73
Figure. IV.15 Schéma statique des charges appliquées sur le séchoir.....	74
Figure. IV.16 Dessin de ferrailage de la dalle pleine.....	75

Chapitre V: Etude sismique

Figure V.1 Vue en 3D du bâtiment.....	88
Figure V.2 Vue en plan du bâtiment	88
Figure V.3 Les trois premiers modes de déformation	89

Chapitre VI: Etude des éléments structuraux

Figure VI.1 Vérification de l'effort tranchant	107
Figure VI.2 : Ferrailage des poutres principales.....	112
Figure VI.3 Ferrailage des poutres secondaires.....	113
Figure VI.4 Ferrailage des poutres poteaux	120
Figure VI.5 Ferrailage de voile N_1 (coupe horizontal).....	128
Figure VI.6 Ferrailage de voile N_2 (coupe horizontal).....	128
Figure VI.7 Schéma de ferrailage de voile.....	129

Chapitre VII: Etude de l'infrastructure

Figure VII.1 Fondation superficielle.....	130
Figure VII.2 Ferrailage de la semelle filante.....	133
Figure VII.3 Ferrailage de la poutre de libage.....	133
Figure VII.4 Ferrailage de la semelle filante sous voile.....	134
Figure VII.5 Ferrailage de la longrine.....	137

Liste des symboles

γ_{BA} :	Poids volumique.
f_{c28} :	Résistance à la compression.
f_{t28} :	Résistance à la traction.
E_{ij} :	Module de déformation instantanée.
E_{vj} :	Module de déformation différée.
ν :	Coefficient de poisson.
γ_b :	Coefficient de sécurité de béton.
η :	Coefficient de fissuration.
E_s :	Module d'élasticité.
γ_s :	Coefficient de sécurité de l'acier.
B_r :	La section réduite d'un poteau.
α :	Coefficient de réduction.
λ :	L'élanement du poteau considéré.
L_f :	Longueur de flambement.
I :	Moment d'inertie.
G :	Charge permanente.
Q :	Charge d'exploitation.
C_p :	Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8.
W_p :	Poids de l'élément considéré.
N_u :	Effort normal.
V_u :	Effort tranchant.
M_u :	Moment fléchissant.

e :	Epaisseur.
$\overline{\sigma}_b$:	Contraintes admissibles.
β :	Coefficient de pondération.
\emptyset :	Diamètre des armatures.
τ_u :	Contrainte ultime de cisaillement.
T_K :	La période du mode K.
W_{Gi} :	Poids due aux charges permanentes.
W_{Qi} :	Charges d'exploitation.
V :	La force sismique totale.
A :	Coefficient d'accélération de zone.
R :	Coefficient de comportement de la structure.
$\xi(\%)$:	Pourcentage d'amortissement critique.
Δ_k :	Déplacement relatif du niveau k par rapport à niveau k-1 .
δ_k :	Déplacement horizontal de l'étage k .
S_t :	Espacement.
$P_{semelle}$:	Poids propre de la semelle.
H :	Profondeur des fouilles.
D :	Débord de semelle filante.
σ_{moy} :	Contrainte moyenne.
Y :	Position de l'axe neutre.
E :	Action accidentelle.

Introduction :

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines, dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement. Très variées, leurs réalisations se répartissent principalement dans le domaine d'intervention : BTPH

Le calcul des ouvrages en génie civil nécessite des vérifications à la fois de portance et de service, le cas d'un bâtiment à usage d'habitation dans une zone sismique nécessite aussi ces vérifications en tenant compte des techniques et règlements en vigueur. Notre contribution est une application de l'ensemble de connaissances scientifiques acquise lors de notre formation de master. D'une manière rigoureuse nous avons essayé de suivre une méthode de calcul simple de chaque partie de la structure en tenant compte de l'effet sur la réponse globale de la structure.

Le domaine d'application du génie civil est très vaste ; il englobe les travaux publics et le bâtiment. Dans le but de récapituler l'essentiel de ce que nous avons acquis durant notre formation, d'approfondir nos connaissances dans le domaine de calcul des structures et s'initier au canevas de calcul, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment R+5 sol à usage d'habitation dans la zone IIA.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts:

La sécurité (le plus important):assurer la stabilité de l'ouvrage.

Economie: sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).

Confort

Esthétique.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins chère par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

Souplesse d'utilisation.

Durabilité (duré de vie).

Résistance au feu.

Pour ce faire, nous allons répartir le travail en sept chapitres à savoir :

Le premier chapitre consiste en la présentation du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.

Le deuxième chapitre consacré au pré-dimensionnement des éléments structuraux.

Le troisième chapitre traite le calcul des éléments secondaires.

Le quatrième chapitre étudie les éléments non structuraux (escalier balcon acrotère).

Le cinquième chapitre comporte la modélisation et l'étude dynamique du bâtiment réalisée par le logiciel ETABS 2009.

Le sixième chapitre calcul des ferraillements des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ETABS est l'objet du cinquième chapitre.

Le septième et dernier chapitre aborde l'étude de l'infrastructure.

Problématique :

Les séismes sont parmi les catastrophes naturelles les plus dévastateurs, ils constituent une activité géologique naturelle, ils induisent des destructions importantes et occasionnent des pertes considérables en vies humaines et d'importants dégâts matériels. Ils touchent tous les pays du méditerranée, notamment l'Algérie.

Dans la plus part des régions sismiques, l'adoption de techniques de construction visant à réduire les risques liés aux tremblements de terre, vise l'augmentation de la résistance des structures. Mais la question qui se pose est comment peut-on et par quel moyen renforcer la structure sous une sollicitation sismique, et quelle est le positionnement le plus rentable, coté résistance, économique et bien sûr architectural.

I.1 Introduction

La conception d'un projet en génie civil s'élabore en tenant compte des aspects fonctionnels, structuraux et formels, ce qui oblige l'ingénieur à tenir compte des données suivantes :

- ✿ L'usage.
- ✿ La résistance et la stabilité.
- ✿ Les conditions économiques.

On propose dans ce projet, le calcul et la conception des éléments structuraux et non structuraux d'un bâtiment à usage d'habitation, pour cela nous allons utiliser dans nos calculs les règles parasismiques algériennes RPA99 version 2003, et les règles de calcul du béton armé aux états limites BAEL91 et le code du béton algérien CBA93.

I.2 But

La bonne tenue d'un bâtiment dépend essentiellement des fondations sur les quelles il repose. Pour cela, il est nécessaire que le sol choisi soit bien étudié .Vu que l'influence majeur sur la résistance et la stabilité de l'ouvrage, c'est le choix des fondations dans les zones sismiques.

I.3 Description de l'ouvrage

Le projet consiste à l'étude et le calcul des éléments résistance d'un bâtiment R+5à usage d'habitation constitué de :

Cet ouvrage, est implanté commune de Tiaret classé selon le RPA 99 version 2003 comme zone de moyenne sismicité (Zone IIa)

I.4 Choix d'une structure

Le choix d'une construction d'élévation importante est à cause de la tendance s'explique par l'urbanisation très dense imposée par la croissance démographique, à cause de développement théorique et pratique de la technologie du bâtiment.

1.5 Caractéristiques géométriques du bâtiment

a) Dimensions en élévation

Hauteur de RDC :.....3.06 m.

Hauteur d'étage courant :.....3,06 m.

Hauteur du bâtiment :.....19.16 m.

Hauteur acrotère :.....0,8 m.

Cage d'escalier :.....17,33 m.

b) Dimensions en plan

Le bâtiment à une forme L de dimensions :

Longueur totale20,35 m.

Largeur totale..... 25,95m.

I.6 Les éléments d'une construction

Les principaux éléments d'une construction comprennent :

- Les fondations, qui permettant à la construction de reposer sur le sol tout en la supportant et en assurant sa stabilité.
- La structure ou ossature, qui assure la stabilité aérienne de l'ouvrage, supporte toutes les charges appliquées et transmet aux fondations les sollicitations dues au poids de l'édifice, aux charges d'occupation et aux constructions exercées par le vent, les secousses sismiques, ... etc.
- Les murs porteurs qui peuvent être intégrés à la structure, Ainsi que les poteaux, les poutres et les planchers qui définissent l'ossature.
- Les cloisons intérieures ou murs de refends, qui peuvent être parfois intégrés à la structure.
- Les systèmes de circulation verticale : escaliers.
- l'enveloppe, constituée de la façade, des pignons et de la toiture, qui sépare l'intérieur de l'extérieur de la construction et qui la protège des sollicitations diverses : pluie, vent, chaleur, froid, bruit, lumière solaire, ... etc. Elle joue un rôle fondamental dans les économies d'énergie.

I.7 les Charges

Elles sont classées en charges « statiques » et « dynamiques ». Les charges statiques comprennent le poids du bâtiment lui-même, ainsi que tous les éléments principaux de l'immeuble .les charges statiques agissent en permanence vers le bas et s'additionnent en partant du haut du bâtiment vers le bas.

Les charges dynamiques peuvent être la pression du vent, les forces sismiques, les vibrations provoquées par les machines, les meubles, les marchandises ou l'équipement stockés.

Les charges dynamiques sont temporaires et peuvent produire des contraintes locales, vibratoires ou de choc.

I.8 Conception de la structure

➤ Super Structure :

La structure de notre construction est considérée comme étant une structure mixte (portiques auto stable + voiles de contreventement)

Selon l'article 2.5.4 du RPA99/version2003 : les ouvrages doivent en général comporter :

les contreventements doivent être disposés de façon à :

- ✓ Reprendre une partie des charges verticales suffisante pour assurer leur stabilité.
- ✓ Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- ✓ Minimiser les effets de torsion.

a) Planchers

Nous avons utilisé un seul type de plancher ; plancher corps creux pour tous les niveaux avec un plancher terrasse d'une forme de pente pour permettre l'écoulement des eaux pluviales vers les conduites d'évacuation.

b) Contreventement

Le contreventement est assuré par les éléments structuraux qui concourent à la résistance et la stabilité de construction contre les actions horizontales telle que le séisme et le vent.

En utilisant pour cela :

- Des voiles intérieurs et dans les deux sens longitudinal et transversal.
- Des portiques constituent par des poteaux et des poutres.

c) Escaliers

Sont des éléments en gradins, ils permettent la circulation verticales des personnes entre les étages. Ils sont construits en B.A.

d) Maçonnerie

Ils se composent d'une enveloppe extérieure isolant de l'humidité et du bruit.

- Les murs de façade sont constitués par double parois en briques creuses, dont l'épaisseur est (15 + 10) cm, séparés par une lame d'air de 5 cm.
- Les murs intérieurs de 10 cm d'épaisseur en briques creuses.

e) Revêtement

- Enduit en ciment pour les murs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.

f) Type de coffrage utilisé

Les éléments structuraux « Poteaux, Poutres et les Voiles » sont réalisés par le coffrage métallique ou coffrage en bois.

Pour les planchers corps creux et les escaliers, on utilise les coffrages en bois.

I.9 Caractéristiques mécaniques des matériaux**a) Le Béton**

C'est un matériau de construction reconstituant artificiellement la roche, composé de granulats, de sable, de ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés.

C'est le matériau de construction le plus utilisé au Monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

Il présente une très bonne résistance à la compression .Par contre il a une mauvaise résistance à la traction.

- **Composition du béton :**
 - 350 kg/m³ de ciment de classe CPA325.
 - 400 litres de sable de diamètre 0/5.
 - 800 litres de gravier de diamètre 15/25.
 - 175 litres d'eau de gâchage.

- **Résistance caractéristique :**

La résistance à la compression est égale à la rupture par compression à « j » jours sur un cylindre de 200 cm² de section.

- Compression : $f_{c28} = 22 \text{ Mpa}$ « pour j = 28 jours ».
- Traction : $f_{T28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 1,92 \text{ Mpa}$.

- **Module de déformation longitudinale du béton :**

- Module instantané : $E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 30822.432 \text{ Mpa}$
- Module différé : $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10367.545 \text{ Mpa}$.

- **Contrainte de calcul de béton comprimé :**

- ◆ **Etat limite ultime de résistance « E.L.U.R » :**

ξ_{bc} : La déformation du béton à la compression.

$$\text{Si : } 0 \leq \xi_{bc} \leq 2\% \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b \left[1 - \left(2 - \frac{\xi_{bc}}{2} \right) \right]}$$

à courbe est sous forme d'une parabole.

$$\text{Si : } 2\% \leq \xi_{bc} \leq 3,5\% \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

La courbe est sous forme d'un rectangle.

$$\text{Avec : } \theta = \begin{cases} 1 & \text{Si } t \geq 24 \text{ heure} \\ 0,9 & \text{Si } 1 \leq t \leq 24 \text{ heure} \\ 0,85 & \text{Si } t \leq 1 \text{ heure} \end{cases}$$

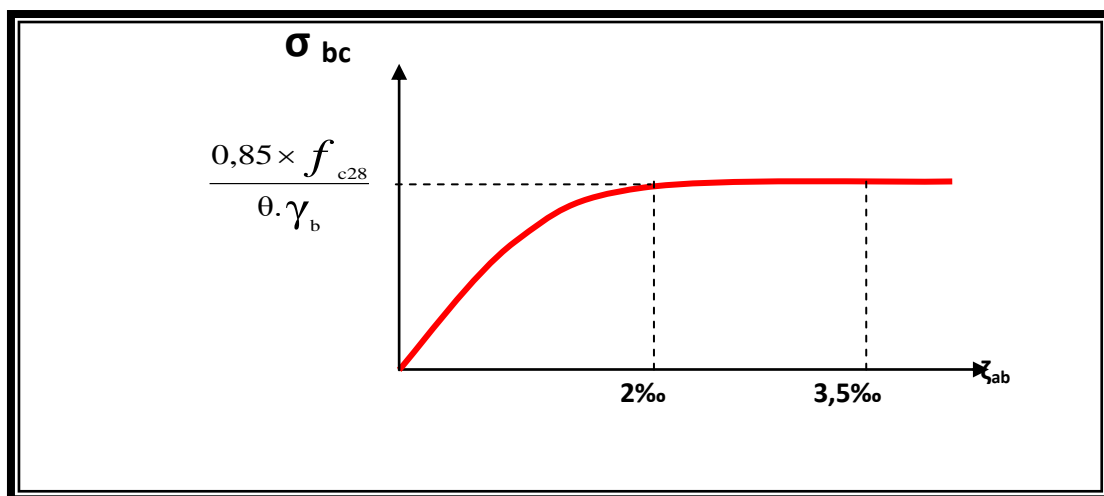


Figure I.1 : Diagramme Contrainte Déformation du Béton.

◆ Etat Limite Service « E.L.S » :

La contrainte admissible du béton à la compression

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 13,2 \text{ Mpa.}$$

b) Les Armatures

Les armatures en acier à pour objectif de supporter les efforts de traction dans les pièces fléchies et tendues, et de renforcer les sections de pièces comprimées. La quantité des armatures est calculée de façon à assurer la résistance aux charges déterminées.

Les armatures d'acier utilisées dans le béton armé sont fabriquées en barres laminées à chaud et en fils étirés à froids.

❖ Acier rond lisse (RL) :

L'acier se forme de barre, en principe d'une longueur de **12 m** et une section circulaire et une surface qui est lisse.

Les diamètres généralement utilisés sont les suivants : 6 ; 8 ; 10 ; 12 ; 14 ; 16 ; 20 ; 25 ; 32 ; 40mm.

Les ronds lisses sont utilisés en deux nuances (catégories).

Qui sont notées par :

- ☉ FeE220 ou FeE215 =215MPa.
- ☉ FeE240 ou FeE235 =235MPa.

❖ Acier haute adhérence (HA) :

Les barres à haute adhérence ont une section sensiblement circulaire qui présente des nervures d'une hauteur de 0,5 à 3 mm (la hauteur est suivant le diamètre) pour améliorer l'adhérence entre l'acier et le béton.

Les diamètres ou les barres à haute adhérence utilisés sont : 6 ; 8 ; 10 ; 12 ; 14 ; 16 ; 20 ; 25 ; 25 ; 32 ; 40.

Les hautes adhérences se divisent en deux nuances :

- ⇒ FeE400 → $F_e = 400$ MPa.
- ⇒ FeE500 → $F_e = 500$ MPa.

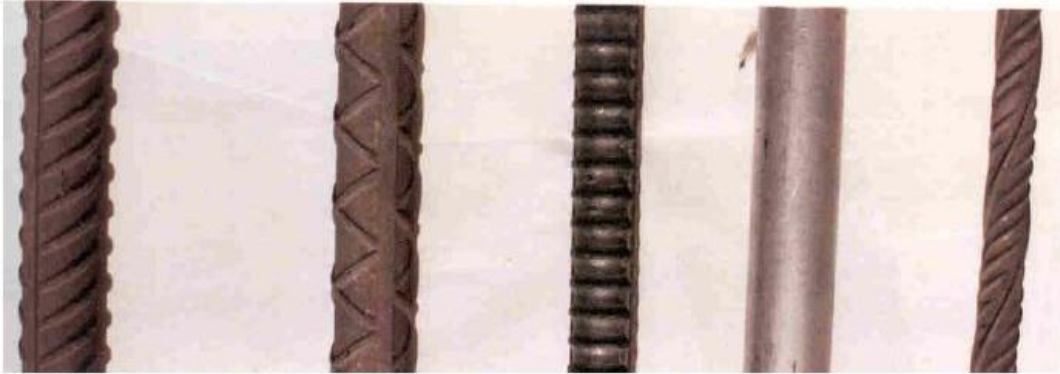


Figure I.1 : Différents types d'acier (H.A ; R.L)

➤ **Contrainte de calcul d'acier :**

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armature sont dégagées de façon empirique à des essais de traction, en déterminant la relation entre σ et la déformation relative ξ .

◆ **Etat Limite Ultime « E.L.U » :**

F_e : Limite d'élasticité de l'acier : $F_e = 400$ Mpa.

γ_s : Coefficient de sécurité $\gamma_s = 1,15$.

$\gamma_s = 1$ en situation accidentelle.

E_s : Module d'élasticité de l'acier $E_s = 2 \times 10^5$ Mpa

$$\xi_L = \frac{F_e}{\gamma_s \times E_s} = \frac{400}{1,15 \times 2 \times 10^5} = 1,739 \%$$

Si $\xi_s < \xi_L \Rightarrow \sigma_s = \xi_s \times E_s$.

$$\alpha_L = \frac{3,5}{3,5 + 1,739} = 0,668 \text{ MPa}.$$

$$\mu_L = 0,8 \times \alpha_L (1 - 0,4\alpha_L) = 0,392.$$

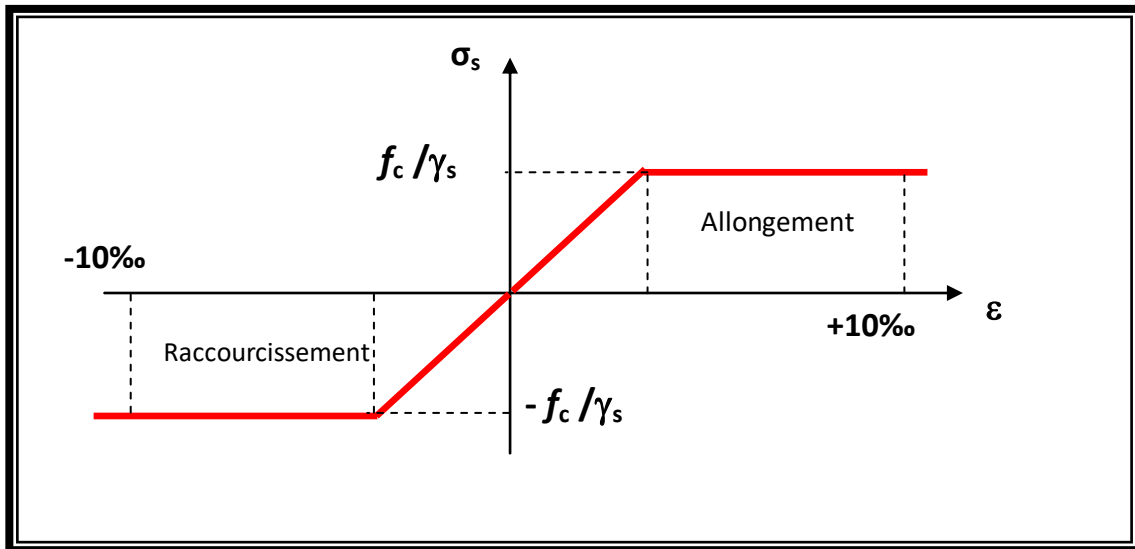


Figure I.3 : Diagramme contrainte déformation d'acier.

◆ **Etat Limite Service (E.L.S) :**

Les contraintes admissibles de l'acier sont données comme suite :

☀ Fissuration préjudiciable, il n'y a aucune vérification à effectuer en ce qui concerne σ_s .

☀ Fissuration peu préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s < \sigma_s \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e \times 110 \times \sqrt{\eta \times f_{c28}} \right)$$

☀ Fissuration très préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s < \sigma_s \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e \times 90 \sqrt{\eta \times f_{c28}} \right) = \min(200 ; 533,97) = 200$$

Avec η : coefficient de fissuration.

$$\eta = \begin{cases} 1,0 & \text{pour Rond Lisse.} \\ 1,60 & \text{pour Haute Adhérence.} \end{cases}$$

I.10 Combinaison de calculer

Les sollicitations sont calculées en appliquant à la structure les combinaisons d'actions définies ci-après :

☀ Les combinaisons de calcul à l'état limite ultime de résistance « **E.L.U.R** » sont :

1. Pour les situations durables :

$$P1 = 1,35 G + 1,5 Q.$$

2. Pour les situations accidentelles « séisme, choc... »

$$P2 = G + Q \pm E.$$

$$P3 = G + Q \pm 1,2 E.$$

$$P4 = 0,8 G \pm E.$$

☀ Les combinaisons de calcul à l'état limite service de résistance :

$$P5 = G + Q.$$

Avec

- G : Charge permanente.
- Q : Charge d'exploitation.
- E : L'effort de séisme.

I.11 Les règlements utilisent

- B.A.E.L 91 Modifié 99.
- R.P.A 99.
- R.P.A 99 Version2003.
- C.B.A 93.
- D.T.R.

I.12 Les logiciels utilisent

- ETABS (Version 9.5.0) : Pour la modélisation de la structure.
- AUTOCAD 2009 : Pour les dessins des plans.
- RDM6 : pour calculer les moments pour les poutres continue
- Office 2010 (Word ,Excel)

✿ Avantages et inconvénients du béton armé :

& Les Avantages du béton armé :

- L'intérêt économique : Le béton est le moins coûteux des matériaux résistant à la compression et susceptible d'être associé à d'autres éléments.
On dit que l'acier est actuellement le seul matériau utilisé dans la fabrication des armatures parce que sa résistance est moins chère des matériaux pouvant être résistés à la traction.
- La souplesse d'utilisation : le béton étant mis en place (dans des moules : coffrage) à l'état pâteux ; il est possible de réaliser des constructions aux formes les plus variées et les armatures peuvent être facilement liées. Les assemblages entre différents éléments en béton se réalisent par simple contact.
Le béton armé se traite facilement à la préfabrication en usine.
- Economie d'entretien : les constructions en béton armé ne nécessitent aucun entretien tandis que les constructions métalliques ont besoin d'être peintes régulièrement.
- Résistance au feu : les constructions en béton armé se comportent beaucoup mieux en cas d'incendie que les constructions métalliques ou en bois. Le béton, grâce à sa mauvaise conductibilité thermique retarde les effets de la chaleur sur les armatures, il est possible de remettre en service la construction après les réparations superficielles ce qui est impossible pour les constructions métalliques. Cette propriété a permis d'utiliser le béton armé dans certaines parties des fours.
- Résistance aux efforts accidentels : le béton armé en raison de son poids important est moins sensible aux variations de surcharges que d'autres modes de constructions.

& Les inconvénients du béton armé :

- Le poids : les ouvrages en B.A sont plus lourds que les autres modes de constructions.
- L'exécution : pour exécuter un ouvrage en béton armé il faut :
 - Préparation de coffrage qui demande beaucoup de temps et un travail de charpente important. Ce coffrage doit rester en place jusqu'à ce que le béton atteigne une résistance suffisante.
 - Le placement des armatures.
 - Pendant et après les mises en place du béton, il faut prendre des précautions pour le protéger contre le gel et l'évaporation de l'eau.
 - Le contrôle de la qualité du matériau perfectionné lors du gâchage.

- Brutalité des accidents : les accidents qui surviennent d'un ouvrage en béton armé sont en général soudains ou brutaux, en général ces accidents sont dus à des erreurs de calculs ou de réalisations.
- Difficulté de modification d'un ouvrage déjà réalisé : il est difficile de modifier un élément déjà réalisé.

🔗 Le schéma suivant représente les dimensions en plan :

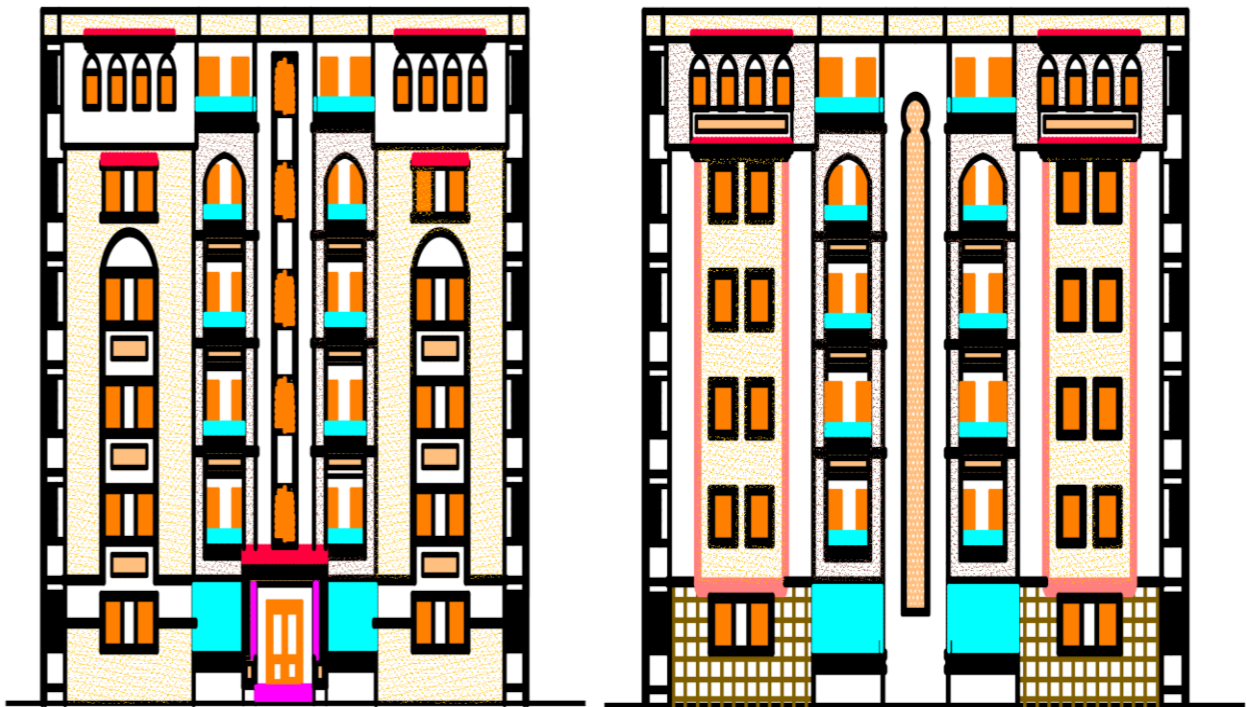


Figure I.4 : les façades.

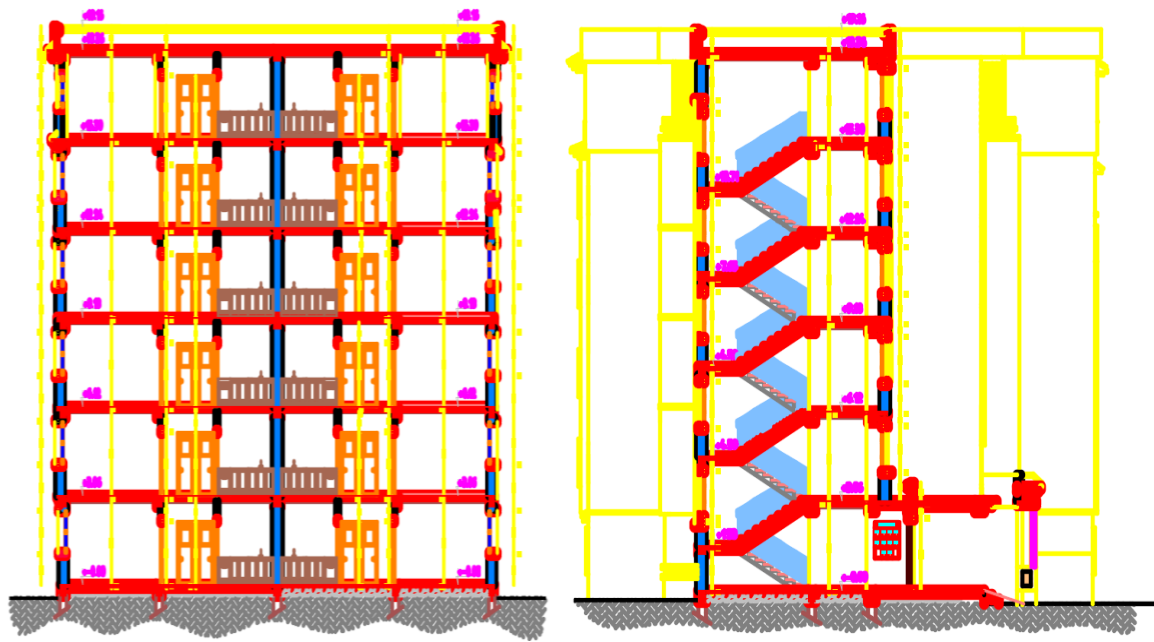


Figure I.5 : Vue en coupe.

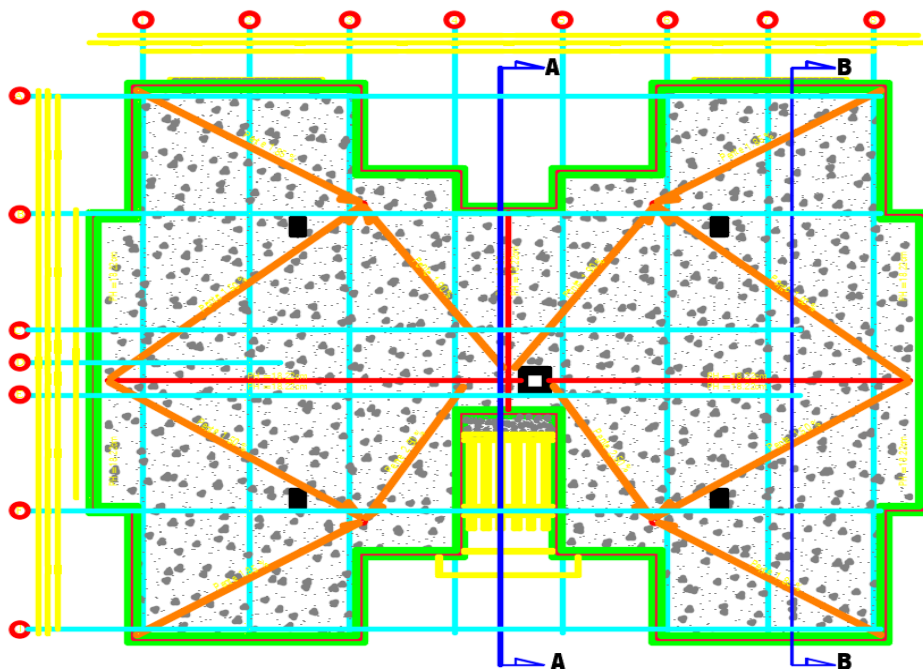


Figure I.6 : Vue en plan.

II.1 Introduction

Nous dimensionnons dans le présent chapitre les éléments de la structure suivant: RPA99, BAEL91, DTRB.2.2.

II.2 Pré dimensionnement des éléments résistants

II.2.1 Pré dimensionnement des planchers

Les planchers sont des aires horizontales qui servent à limiter les étages, ils ont une épaisseur " e " faible par rapport à leur dimension en plan, leur fonction principale est de résister et supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs.

- La détermination de la charge d'exploitation se fait suivant l'usage de l'étage :
 - Terrasse non accessible : $P = 1,00 \text{ KN}/m^2$.
 - Plancher étage habitation : $P = 1,50 \text{ KN}/m^2$.
- Dans notre structure, on utilise de types de planchers :
 - Plancher à corps creux FigureII.1

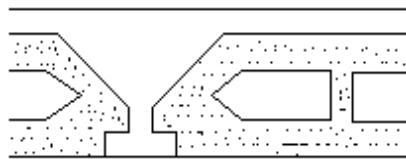


Figure II. 1: coupe d'un plancher à corps.

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2,3 ou 4 appuis.

Ce type d'élément travaille essentiellement en flexion (poutres, poutrelles ou murs.) L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

a) Résistance au feu :

- $e=7$ cm pour une heure de coup de f_{eu} .
- $e=11$ cm pour deux heures de coup de f_{eu} .
- $e=17,5$ cm pour quatre heures de coup de f_{eu} .

On admet : $e = 15$ cm.

b) Isolation phonique :

Selon les règles technique « CBA93 » en vigueur en l'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à : 15 cm.

c) Résistance à la flexion :

- Dalle reposant sur deux appuis : $L_x / 35 < e < L_x / 30$.
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $L_x / 50 < e < L_x / 40$.

(L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité.)

Dans notre cas les dalles qui reposent sur 3 appuis ont une portée égale à :

$L_x = 3,30\text{m} = 330\text{cm}$. (Dalle pleine).

II.3 Descente des charges :**II.3.1 Charge Permanente****a. Plancher (Corps Creux,)**

Le pré dimensionnement se fait à partir de la condition de rigidité selon le **RPA** :

$$h_t > \frac{L}{22,5} ; \quad L = 480\text{cm}$$

$$h_t = 21,33\text{cm} \Rightarrow \text{Plancher (16 + 4)}$$

Avec : 4cm : épaisseur de la table de compression.

16cm : épaisseur du corps creux.

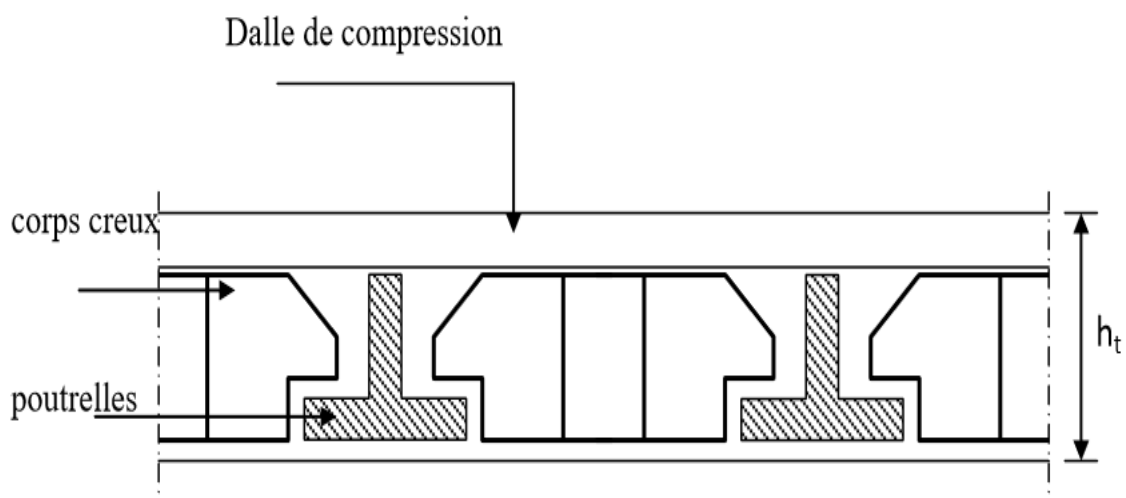


Figure II.2 : Dalle à corps creux.

a.1 Plancher terrasse :

Plancher	G (KN/m ²)	
Protection en gravillon ($e_p=5\text{cm}$)	0,85	
Etanchéité multicouche ($e_p=2\text{cm}$)	0,12	
Forme de pente ($e_p=10\text{cm}$)	2,20	
Isolation thermique ($e_p=4\text{cm}$)	0,16	
Plancher en corps creux ($e_p=20\text{cm}$)	3,20	
Enduit plâtre	0,20	$G_t = 6,73 \text{ KN} / \text{m}^2$

Tableau II.1 charge permanente de plancher terrasse.

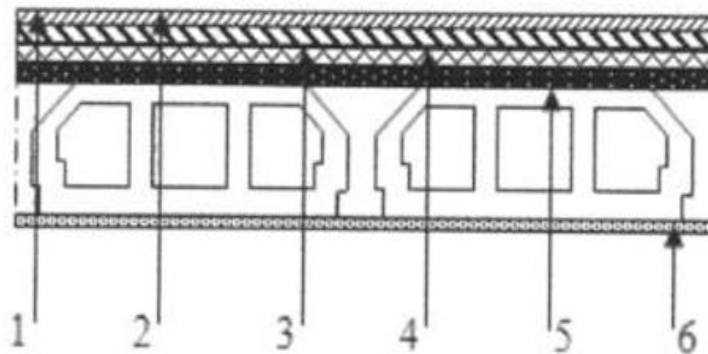


Figure II.3 : Terrasse accessible.

a.2 plancher étage courant :

Plancher	G(KN/m ²)
Mortier de pose	40
Carrelage (2cm)	0,44
Plancher à corps creux (16+4)cm	3,20
Enduit en plâtre (2cm)	0,20
lit de sable (2cm)	0,36
Cloisons intérieures (10cm)	1,00
<i>Charge permanente totale</i>	$G=5,60 \text{ KN} / \text{m}^2$

Tableau II.2 charge permanente de plancher étage courant.

II.3.2 Surcharge d'exploitation

Le bâtiment est a usage d'habitation courant, ce qui implique :

$Q_0 = 1,000 \text{ KN/m}^2$ Terrasse Non Accessible.

$Q_1 = 1,500 \text{ KN/m}^2$ Etage Courant

a. Dégression des Surcharges d'Exploitation

Sous terrasse Q_0 .

Sous étage 1 Q_0+Q_1 .

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

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

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

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

b. Dégression des Surcharges d'Exploitation

		Q
La Terrasse	Q_0	100
5 ^{ème} étage	$Q_0 + Q_1$	250
4 ^{ème} étage	$Q_0+1.9Q_1$	385
3 ^{ème} étage	$Q_0 +2.7Q_1$	505
2 ^{ème} étage	$Q_0 +3.4Q_1$	610
1 ^{ème} étage	$Q_0 + 4 Q_1$	700
RDC	$Q_0 + 4.5Q_1$	775
	Q =	775

Tableau II.3 : Dégression des Surcharges d'Exploitation.

II.3.3 évaluation des charges

Les charges appliquées sur les poutrelles :

Niveau	$G(KN / m^2)$	$Q(KN / m^2)$	$b(m)$	ELU(KN/ml) $q_u = (1,35G + 1,5Q) * B$	ELS(KN/ML) $q_s = (G + Q) * b$
Terrasse	6,73	1	0,65	6,88	5,02
Etage courant	5,6	1,5	0,65	6,38	4,62
RDC	5,6	1,5	0,65	6,38	4,62

Tableau II.4 évaluation des charges.

II.4 Pré dimensionnement des éléments porteurs

II.4.1 Pré dimensionnement des poutres

En construction, les poutres doivent avoir des sections régulières soit rectangulaires ou carrées. Ces sections sont obtenues en satisfaisant aux conditions suivantes.

- Critère de rigidité.
- Condition du R.P.A 99.

a. Pré dimensionnement des poutres principales [p .p]

a.1 Critère de rigidité :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,4h < b \leq 0,8h \end{cases}$$

Avec :

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : la portée de la poutre.

$$\text{Pour } L = 435 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} 29 \leq h \leq 43,5 \rightarrow h = 40 \text{ cm.} \\ 16 < b \leq 32 \rightarrow b = 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

a.2 Condition du R.P.A 99 :

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ (h/b) \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h = 40 \geq 30 \text{ cm} \\ b = 30 \geq 20 \text{ cm} \\ (40/30) = 1,33 \leq 4 \end{cases} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc la section adoptée pour les poutres principales est $(40 \times 30) \text{ cm}^2$.

b. Pré dimensionnement des Poutres secondaire [P.S]

b.1 Critère de rigidité :

Pour $L = 330 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} 22 \leq h \leq 33 \rightarrow h = 35 \text{ cm} \\ 14 < b \leq 28 \rightarrow b = 30 \text{ cm} \end{cases}$

b.2 Condition du R.P.A 99 :

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ (h/b) \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h = 35 \geq 30 \text{ cm} \\ b = 30 \geq 20 \text{ cm} \\ (35/30) = 1,16 \leq 4 \end{cases} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc la section adoptée pour les poutres secondaires est $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

Les sections des poutres sont résumées dans le tableau suivant :

Poutres	Section cm^2
Principales	(30x40)
	(30x50)
Secondaires	(30x35)

Tableau II.5 : Les sections des poutres sont résumées.

c.Poutrelle :

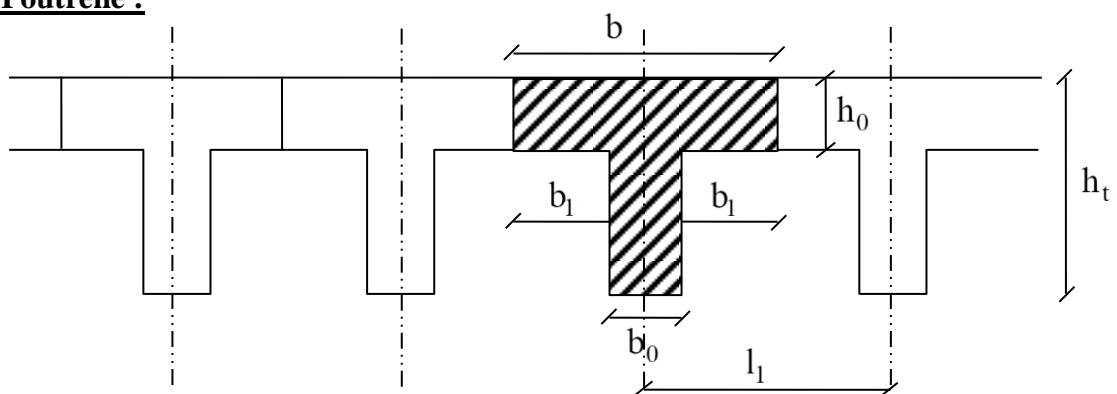


Figure II.4 : Schéma des poutrelles.

$$h_t = 20 \text{ cm} \rightarrow \begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{Epaisseur du corps creux.} \\ 4 \text{ cm} : \text{Epaisseur de la dalle de compression.} \end{cases}$$

Pour la largeur de la nervure on va prendre $b_o = 12 \text{ cm}$

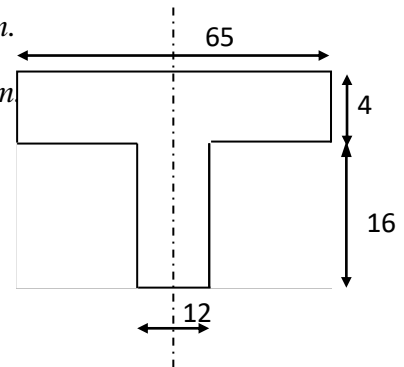
$$\text{Selon le B.A.E.L 83[1]} \begin{cases} b_1 \leq \frac{L_n - b_o}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ 6h_o \leq b_1 \leq 8h_o \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b_1 \leq 26.5 \text{ cm.} \\ b_1 \leq \frac{30}{10} = 3 \text{ cm.} \\ 24 \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\Rightarrow b_1 \leq (6 \text{ à } 8) h_0 = 7 \times 4 = 28 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow b_1 \leq 28 \text{ cm}$$

$$b_1 = \min(28; 48; 26,5) \text{ On prendra donc } b_1 = 26,5 \text{ cm.}$$

$$b = 2b_1 + b_o = 65 \text{ cm.}$$



Les poutrelles étudiées dans notre structure auront les dimensions suivantes (figure II 4).

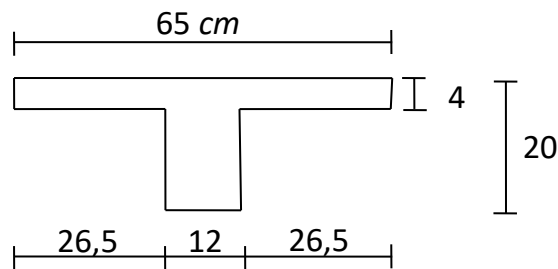


Figure II.5 : Dimensions adoptées des poutrelles.

II.5 Pré dimensionnement des poteaux

Le calcul est basé en premier lieu sur la section du poteau le plus sollicité (central), la section afférente est la section résultante de la moitié des panneaux entourant le poteau (figure II.6).

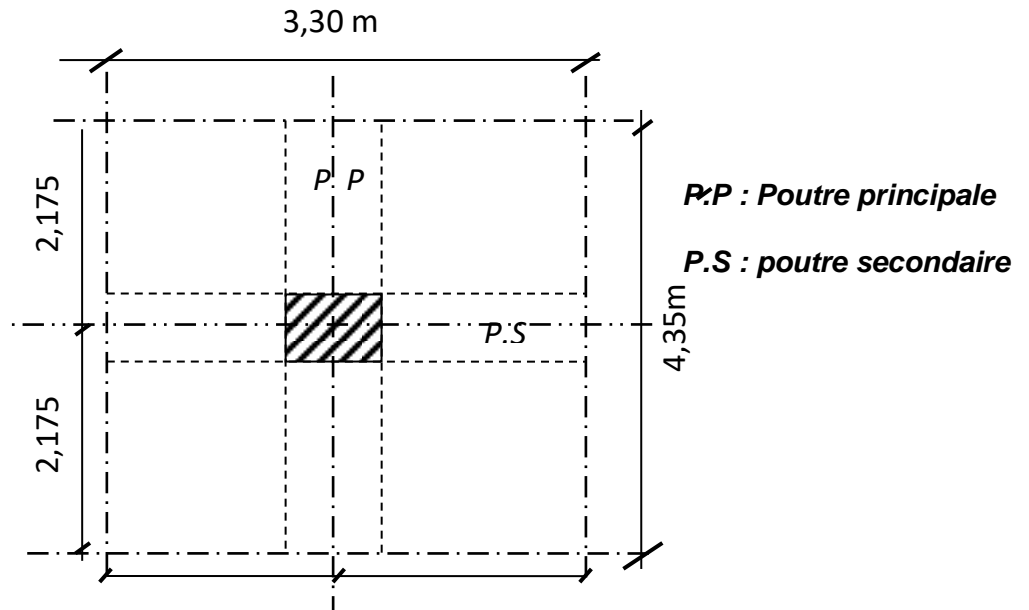


Figure II.6 : Section afférente d'un poteau sollicité.

- La section afférente de plancher : $S_{aff(Plancher)} = 14,355m^2$.
- La longueur afférente de poutre principale (P.P) : $L_{aff(P.P)} = 4,35m$.
- La longueur afférente de poutre secondaire (P.S) : $L_{aff(P.S)} = 3,30 m$.

II.5.1 Méthode de calcul

Leur pré dimensionnement doit respecter les trois conditions suivantes:

- a. condition de résistance
- b. condition de stabilité
- c. condition imposée par le RPA99
 - a. **condition de résistance:**

On sait que :

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

D'après BAEL 91 on prend $\frac{A}{Br} = 1\% = 0,01$

Avec,

- B_r : Section nette du béton ; [$B_r = (a - 0,02) \times (b - 0,02) \text{m}^2$]
- θ : facteur de durée d'application des charges ($\theta=1$)
- K : Facteur correcteur pour la durée d'application des charges $K = 1$, les charges étant appliquée généralement après 90 jours
- σ_{bc} : résistance de calcul du béton en compression à l'état ultime.
- $N_u = 1,35N_g + 1,5N_q$
- N_g : Effort normal du aux charges permanentes
- N_q : Effort normal du aux charges d'exploitations

Il se calcul en appliquant la loi de digression des charges d'exploitations

β : coefficient qui dépend de l'élanement du poteaux.

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

Pour toutes les armatures participe on prend $\lambda = 35 \rightarrow \beta = 1,2$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{MPa} : \text{résistance de calcul des aciers à L'ELU}$$

La formule (*) est simplifiée et devient :

$$\beta_r \geq (1,2 \times N_u) / \left[\left(\frac{14,20}{0,90} \right) + 0,8 \times \left(\frac{1}{100} \right) \times \left(\frac{348}{1,15} \right) \right]$$

Donc $B_r \geq 0,64 \times N_u$

b. condition de stabilité de forme :

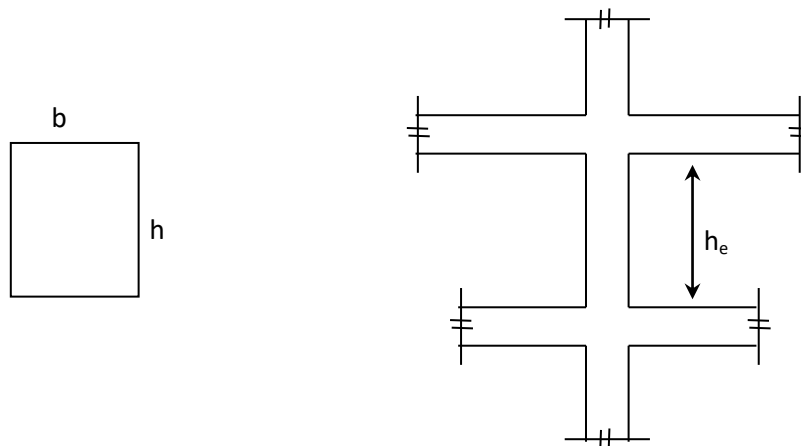


Figure II.7 : hauteur libre de poteau.

On sait que :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 \quad \text{avec} \quad i = \sqrt{I/B}$$

- I : moment d'inertie de la section du poteau
- B : section du béton
- λ : l'élanement $\frac{L_f}{b_i}$

$$i = b / \sqrt{12} \geq \lambda = 3,46 \times \frac{L_f}{b}, \quad L_f = 0,7 \times L_0.$$

c. conditions imposées par le RPA99 :

Pour zone II.a : on a

$$1- \min (h_1, b_1) \geq 25\text{cm}$$

$$2- \min (h_1, b_1) = h_e / 20$$

$$3- 1/4 \leq b_1 / h_2 \leq 4$$

Avec h_e : la hauteur libre d'étage

II.5.2 Calcul de la section du poteau

✚ Exemples de calcul

a. Calcul de la section du poteau : (5^{ème} étage)

➔ **Effort normal ultime P_u :**

$$P_u = N_1(\text{plancher}) \cdot S_{\text{aff}(\text{Plancher})} + N_2(P.P) \times L_{\text{aff}(P.P)} + N_3(P.S) \times L_{\text{aff}(P.S)}$$

$$\bullet \quad (5^{\text{ème}} \text{ étage} \rightarrow \begin{cases} G = 6,73 \text{ KN/m}^2. \\ P = 1,00 \text{ KN/m}^2. \end{cases} \rightarrow N_{1(\text{Plancher})} = 1,35 G + 1,5 P$$

$$\Rightarrow N_{1(\text{Plancher})} = 10,585 \text{ KN/m}^2$$

$$\bullet \quad N_{2(P.P)} = 1,35(22 \times 0,30 \times 0,40) = 3,564 \text{ KN/m.l}$$

$$\bullet \quad N_{3(P.S)} = 1,35(22 \times 0,30 \times 0,35) = 3,1185 \text{ KN/m.l}$$

$m = 1$ Étages

Donc :

$$P_u = 1058,55 \times 14,355 + 356,4 \times 4,35 + 311,85 \times 3,3$$

$$P_u = 17774,93 \text{ kg/m}^2$$

$$N_u = 1,15 P_u = 1,15 \times 17774,93 = 20441,169 \text{ kg / m}^2$$

On sait bien que : $B_r \geq 0,64 N_u \Rightarrow B_r \geq 13082,348 \text{ cm}^2$.

Donc on prend : $B = (40 \times 45)$

a. Calcul de la section du poteau : (4^{ème} étage)

$$P_u = N_1(\text{plancher}) \times S_{\text{aff}(\text{plancher})} + N_2(P.P) \times L_{\text{aff}(P.P)} + N_3(P.S) \times L_{\text{aff}(P.S)}$$

- (4^{ème} étage $\rightarrow \begin{cases} G = 5,6 \text{ KN/m}^2. \\ P = 1,50 \text{ KN/m}^2. \end{cases} \rightarrow N_{1(\text{Plancher})} = 1,35 G + 1,5 P$

$$\Rightarrow N_{1(\text{Plancher})} = 9,81 \text{ KN/m}^2.$$

- $N_{2(P.P)} = 1,35(22 \times 0,30 \times 0,40) = 3,564 \text{ KN/m.l}$

- $N_{3(P.S)} = 1,35(22 \times 0,30 \times 0,35) = 3,1185 \text{ KN/m.l}$

$m = 4$ Étages

Donc :

$$P_u = 981 \times 14,355 + 356,4 \times 4,35 + 311,85 \times 3,3$$

$$P_u = 16661,7 \text{ kg/m}^2$$

$$N_u = 1,15 P_u = 1,15 \times 16661,7 = 19160,955 \text{ kg / m}^2$$

On sait bien que : $B_r \geq 0,64 N_u \Rightarrow B_r \geq 12263,01 \text{ cm}^2$.

Donc on prend : $B = (30 \times 45)$

Niveau	$(a, b) \text{ cm}^2$	$l_0 (m)$	$b(m)$	$l_f = 0,7l_0 (m)$	λ	$\lambda \leq 35$
Tous les étages	(30,45)	3,06	0,30	2,142	24,70	C.V
Tous les étages	(40,45)	3,06	0,40	2,142	24,70	C.V

Tableau II.6 : Vérification des poteaux au flambement.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 ; i = b / \sqrt{12} \Rightarrow \lambda = 3,46 \times \frac{L_f}{b}, L_f = 0,7 \times L_0.$$

II.6 Pré dimensionnement des voiles

II.6.1 Voiles du contreventement

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants à la condition

$$L \geq 4a$$

a : épaisseur du voile

L : la largeur du voile

L'épaisseur de voile doit satisfaire la condition imposée par RPA99 :

$$a \geq h_e/20$$

1. RDC :

$$a \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow a \geq \frac{3,06}{20} = 15,3 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow a = 20 \text{ cm.}$$

2. Étage courant

$$a \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow a \geq \frac{3,06}{20} = 15,3 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow a = 20 \text{ cm.}$$

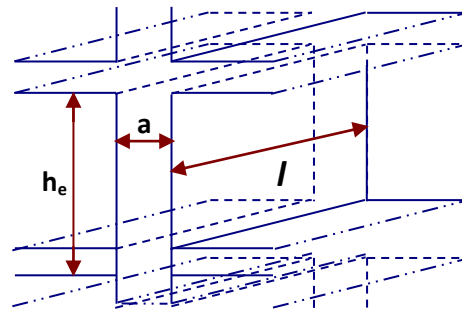


Figure II.8 : Coupe de Voile.

III.1 Introduction :

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

III.2 Etude du Plancher à Corps Creux :

Les planchers sont des aires planes limitant les différents étages en assurant la double fonction :

✓ Celle de la résistance : les planchers supportant leur poids propre et les charges d'exploitation, servent à transmettre les charges verticales aux éléments porteurs verticaux et assurant la compatibilité des déplacements aux horizontaux. Ils sont infiniment rigides dans leurs plans.

✓ Celle d'isolation thermique et acoustique : Le calcul d'un plancher se résume au calcul des poutrelles qui sont perpendiculaires.

Dans notre structure, les planchers sont en corps creux (16+5 = 21 cm)

Plancher = poutrelles + corps creux + dalle de compression

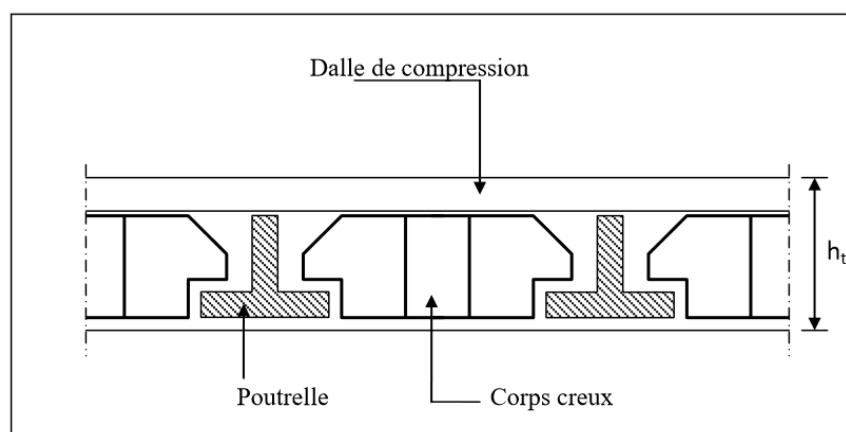


Figure III.1 : Coupe transversale du plancher.

III.2.1 Vérification des conditions :

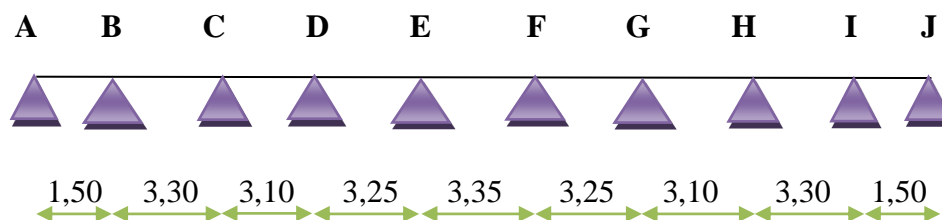
D'après le B.A.E.L91 pour la détermination des efforts tranchants et des moments fléchissant dans le cas des poutrelles ; on utilise l'une des trois méthodes :

- Méthode Forfaitaire
- Méthode de Caquot
- Méthode des trois moments

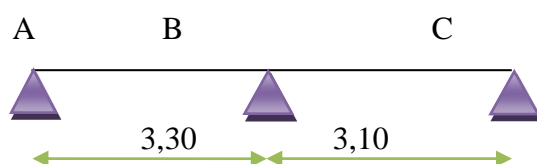
III.2.2 Type de poutrelles :

Il y a trois types de poutrelles dans ce bâtiment suivant leurs nombres de travées ainsi que leurs longueurs.

TYPE 1 :



TYPE 2 :



Type3 :

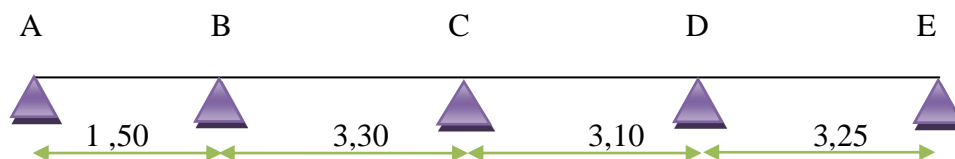


Figure III.2 schéma statique des poutrelles.

III.3 Méthode de calcul

Les conditions d'applications de la méthode imposées par le BAEL 91/99

Sont les suivantes :

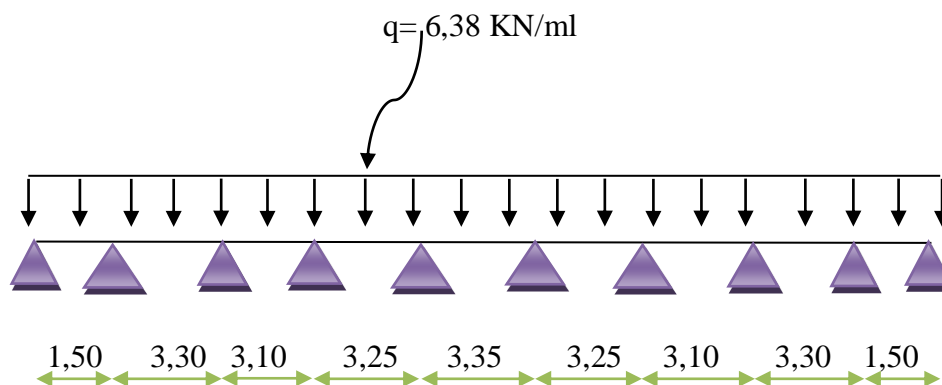
1. la charge d'exploitation modérée : $P \leq \max(2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$
2. l'inertie est constante (les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans toutes les travées).
3. le rapport entre deux portées successives doit être compris entre 0,8 et 1,25.
4. la fissuration est peu nuisible.

Les 4 conditions vérifiées donc on applique la méthode de **Forfaitaires** pour les cas (étages courants et terrasse).

III.3.1 la méthode de trois moments :

a. Type 1 :

$G = 5,60 \text{ KN/m}^2$; $q = 1,5 \text{ KN/m}^2$
 $q = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,65 \rightarrow q = 6,38 \text{ KN/ml}$ à E.L.U.R



III.3.2 Les Charges appliquées sur les poutrelles :

Niveau	G (KN / m^2)	Q (KN / m^2)	$b(m)$	ELU(KN/ml) $q_u = (1,35G + 1,5Q)B$	ELS(KN/ML) $q_s = (G + Q)b$
Terrasse	6,73	1	0,65	6,88	5,02
Etage courant	5,6	1,5	0,65	6,38	4,62
RDC	5,6	1,5	0,65	6,38	4,62

Tableau III.1 : Évaluation des charges

III.3.3 Détermination des efforts internes :

Exemple de calcul RDM, par la méthode des trois moments :

Type de poutrelle : 2 de l'étage courant.

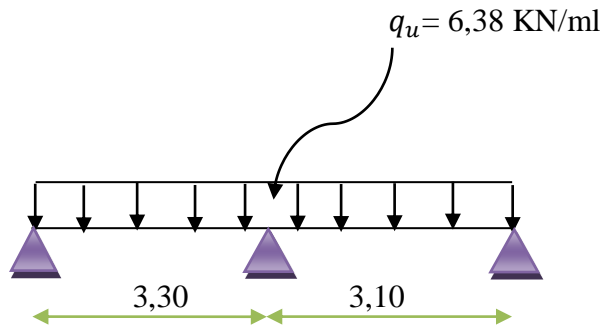
$q_u = 6,38 \text{ KN/ml}$

$q_s = 4,62 \text{ KN/ml}$

$L_0 = 3,25 \text{ m} ; L_1 = 3,10 \text{ m} ; L_2 = 3,30 \text{ m}$

❖ Les moments fléchissant :

✚ TYPE 2 :



✓ ELU:

- Travée 0-1-2

$$l_0 M_0 + 2M_1(l_0 + l_1) + l_1 \times M_2 + 6A_1 = 0$$

Conditions aux limites $M_0 = M_2 = 0$

Au nœud 1 :

$$2M_1(3,30 + 3,10) + 6A_1 = 0$$

$$12,8 \times M_1 + 6A_1 = 0$$

On aura donc :

$$12,7M_1 + 3,1M_2 = -6A_1 \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

$$A = EI_z(\omega_d - \omega_g) \quad ; \quad \omega_d = -qL^3/24EI_z \quad ; \quad \omega_g = qL^3/24EI_z .$$

$$(1) = -6EI_z ((-qL_1^3/24EI_z) + (-qL_1^3/24EI_z)) = -qL_1^3/2$$

Donc :

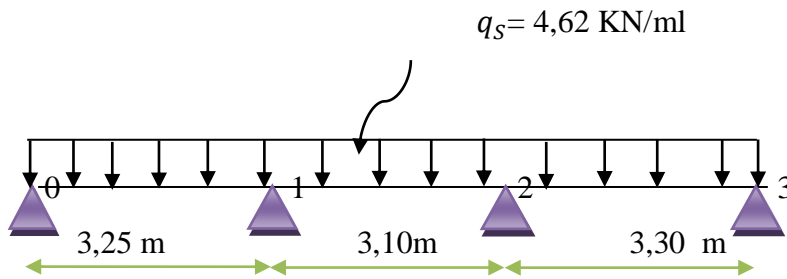
$$12,8 \times M_1 = -95,03$$

On obtient :

$$M_1 = -8,19 \text{ KN.m}$$

✓ ELS:

✚ TYPE 2 :



▪ Travée 0-1-2

$$l_0 M_0 + 2M_1(l_0 + l_1) + l_1 M_2 + 6A_1 = 0$$

Conditions aux limites $M_0 = M_2 = 0$

Au nœud 1 :

$$2M_1(3,30 + 3,10) + 6A_1 = 0$$

$$12,8M_1 + 6A_1 = 0$$

On aura donc :

$$12,8 \times M_1 = -6A_1 \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

$$A = EI_z (\omega_d - \omega_g) \quad ; \quad \omega_d = -qL^3 / 24EI_z \quad ; \quad \omega_g = qL^3 / 24EI_z .$$

$$(1) = -6EI_z ((-qL_1^3 / 24 EI_z) + (qL_1^3 / 24 EI_z)) = -qL_1^3 / 2$$

Donc :

$$12,8 \times M_1 = -68,82$$

On obtient :

$$M_1 = -5,93 \text{ KN.m}$$

❖ Les efforts tranchants :

✓ ELU:

▪ Travée 0 -1 :

Calcul des réactions des appuis :

On a :

$$R_0 + R_1 = q_u L_1 \dots \dots \dots (1)$$

$$R_0 + R_1 = 6,38 \times 3,30 = 21,05 \text{ KN}$$

$$R_1 \times 3,30 + M_1 - q_u \times L_1^2 / 2 = 0 \quad \longrightarrow \quad R_1 = \frac{6,38 \times \left(\frac{3,30^2}{2}\right) + 7,42}{3,30} = 12,77 \text{ KN}$$

$$\text{De (1)} \quad \longrightarrow \quad R_0 = 8,27 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_0 x - q_u x^2 / 2 = 8,27 x - 6,38 x^2 / 2$$

$$M(x) = \left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \quad \text{KN.m} \\ M(3,30) = -7,44 \text{ KN.m} \end{array} \right\}$$

$$T(x) = -R_0 + q_u x = 8,27 - 6,38 x .$$

$$T(x) = \left\{ \begin{array}{l} T(0) = 13 \text{ KN} \\ T(3,25) = -12,78 \text{ KN} \end{array} \right\}$$

$$M_{max} \text{ quand : } M'(x)=0 \longrightarrow x=1,29 \text{ m}$$

$$M_{max} = 5,07 \text{ KN.m}$$

▪ **Travée 1 - 2 :**

Calcul des réactions des appuis :

$$\text{On a } R_1 + R_2 = q_u L \dots\dots (1)$$

$$R_1 + R_2 = 6,38 \times 3,1 = 19,78 \text{ KN.}$$

$$R_2 \times 3,1 - M_1 - q_u \times L_2^2 / 2 = 0 \longrightarrow R_2 = \frac{7,42 + 6,38 \times \left(\frac{3,1^2}{2}\right)}{3,1} = 12,28 \text{ KN.}$$

$$\text{De (1)} \longrightarrow R_1 = 7,49 \text{ KN}$$

$$M(x) = M_1 + R_1 x - q_u x^2 / 2 = -7,42 + 7,49 x - 6,38 x^2 / 2$$

$$M(x) = \left\{ \begin{array}{l} M(0) = -7,42 \quad \text{KN.m} \\ M(3,1) = -14,85 \quad \text{KN.m} \end{array} \right\}$$

$$T(x) = -R_1 + q_u x = -7,49 + 6,38 x .$$

$$T(x) = \left\{ \begin{array}{l} T(0) = -7,49 \text{ KN} \\ T(3,1) = 12,28 \text{ KN} \end{array} \right\}$$

$$M_{max} \text{ quand : } M'(x)=0 \longrightarrow x = 1,17 \text{ m}$$

$$M_{max} = -3,02 \text{ KN.m}$$

✓ **ELS:**

▪ **Travée 0 -1 :**

Calcul des réactions des appuis :

On a :

$$R_0 + R_1 = q_s L_1 \dots\dots\dots (1)$$

$$R_0 + R_1 = 4,62 \times 3,3 = 15,24 \text{ KN}$$

$$R_1 \times 3,25 + M_1 - q_s \times L_1^2 / 2 = 0 \longrightarrow R_1 = \frac{4,62 \times \left(\frac{3,3^2}{2}\right) - 5,38}{3,3} = 5,99 \text{ KN.}$$

$$\text{De (1)} \longrightarrow R_0 = 9,24 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_0 . x - q_s \times x^2 / 2 = 9,24 x - 4,62 x^2 / 2$$

$$M(x) = \left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \quad \text{KN.m} \\ M(3,25) = 5,33 \text{ KN.m} \end{array} \right\}$$

$$T(x) = -R_0 + q_s \times x = 9,24 - 4,62x.$$

$$T(x) = \left\{ \begin{array}{l} T(0) = 9,42 \text{ KN} \\ T(3,25) = 6,01 \text{ KN} \end{array} \right\}$$

$$M_{max} \text{ quand : } M'(x)=0 \longrightarrow x=2 \text{ m}$$

$$M_{max} = 9,24 \text{ KN.m}$$

▪ Travée 1 - 2 :

Calcul des réactions des appuis :

On a :

$$R_1 + R_2 = q_s L \dots\dots (1)$$

$$R_1 + R_2 = 4,62 \times 3,1 = 14,32 \text{ KN.}$$

$$R_2 \times 3,1 - M_1 - q_s \times L_2^2/2 + M_2 = 0 \longrightarrow R_2 = \frac{5,38 + 4,62 \times (\frac{3,1^2}{2})}{3,1} = 8,89 \text{ KN}$$

$$\text{De (1)} \longrightarrow R_1 = 5,42 \text{ KN}$$

$$M(x) = M_1 + R_1 \times x - q_s \times x^2/2 = -5,38 + 5,42 \times x - 4,62 x^2/2$$

$$M(x) = \left\{ \begin{array}{l} M(0) = -5,38 \text{ KN.m} \\ M(3,1) = -10,77 \text{ KN.m} \end{array} \right\}$$

$$T(x) = -R_1 + q_s \times x = 5,42 - 4,62x.$$

$$T(x) = \left\{ \begin{array}{l} T(0) = 5,42 \text{ KN} \\ T(3,1) = -8,90 \text{ KN} \end{array} \right\}$$

$$M_{max} \text{ quand : } M'(x)=0 \longrightarrow x = 1,17 \text{ m.}$$

$$M_{max} = -5,71 \text{ KN.m}$$

& Tableaux d'évaluation des moments fléchissant et des efforts tranchants des poutrelles :

❖ Plancher RDC et Etage Courant :

Type de Poutrelles	ELU			ELS		
	M_{app} (KN.m)	M_{tra} (KN.m)	T(KN)	M_{app} (KN.m)	M_{tra} (KN.m)	T(KN)
Type1	6,45	3,53	11,17	5,93	3,53	11,09
Type2	8,19	5,07	13	5,93	3,67	9,42
Type3	6,74	5,38	12,44	4,88	3,90	9,01

Tableau III.2 : Différentes sollicitations pour l'ELU et l'ELS aux planchers RDC et étages courants.

❖ Plancher terrasse :

Type de Poutrelles	ELU			ELS		
	M_{app} (KN.m)	M_{tra} (KN.m)	T (KN)	M_{app} (KN.m)	M_{tra} (KN.m)	T (KN)
Type1	6,38	3,81	11,75	4,66	2,78	8,57
Type2	8,83	5,47	14,02	6,44	3,99	10,23
Type3	7,27	5,18	13,41	5,31	4,24	9,79

Tableau III.3 : Différent sollicitations pour l'ELU et l'ELS aux planchers terrasse.

III.3.4 Détermination du ferrailage des poutrelles :

Pour trouver le ferrailage nécessaire aux poutrelles, on utilise les moments fléchissants et les efforts tranchants maximums.

$$\text{Avec ; } \left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \\ feE400 \\ fc28 = 22MPa \\ ft28 = 1,92MPa \\ \sigma_{bc} = 12,47MPa \\ \sigma_s = 348MPa \end{array} \right.$$

Exemple de calcul du ferrailage, sous la flexion simple :

Type de poutrelle : **1 de l'étage courant.**

III.4. Ferrailage longitudinal :

✓ **ELU :**

• **En Travée**

$$M_{max} = 5,38 \text{ KN.m}$$

$$M_t = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times (d - h_0/2)$$

Avec ;

$$\sigma_{bc} = 12,47 \text{ MPa. ; } b = 60 \text{ cm ; } h_0 = 4 \text{ cm ; } d = 0,9h = 18 \text{ cm; } h = 20 \text{ cm}$$

Donc :

$$M_t = 0,65 \times 0,04 \times 12,47 \times (0,18 - 0,04/2) = 0,052 \text{ MN.m}$$

Donc :

$M_{tr} > M_{u,max}$, cela implique que l'axe neutre est dans la table, le calcul en flexion simple se fait avec une section étant rectangulaire, de base $b=65$ cm et hauteur $h=20$ cm.

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} \longrightarrow \mu_u = \frac{0,00538}{0,65 \times 0,18^2 \times 12,47} = 0,021 < \mu_R$$

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2(0,021)} \right) = 0,027.$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18 (1 - 0,4 \times 0,027) = 0,178 \text{ m}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} \longrightarrow A_{st} \geq \frac{0,00538}{0,178 \times 348} = 0,89 \text{ cm}^2.$$

Les choix est de : **3T10=2,36 cm²**

🔗 **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} \right) \text{cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{65 \times 20}{1000}; 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{1,92}{400} \right) \text{cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max}(1,3 ; 1,29) \text{cm}^2$$

Donc $A_{st} \geq 1,3 \text{cm}^2 \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

• **En Appui :**

$$M_{max} = 8,19 \text{ KN.m}$$

$$b = 0,12 \text{m}; \quad d = 0,18 \text{m}; \quad h = 0,2 \text{m}$$

$$f_{bc} = 12,47 \text{ Mpa.}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \longrightarrow \mu_u = \frac{0,00819}{0,12 \times 0,18^2 \times 12,47} = 0,169 < \mu_R$$

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2(0,169)} \right) = 0,23 .$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18 (1 - 0,4 \times 0,23) = 0,16 \text{ m}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} \longrightarrow A_{st} \geq \frac{0,00819}{0,16 \times 348} = 1,47 \text{ cm}^2$$

Les choix est de : 1T12 + 1T10 = 1,92 cm² .

☞ Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \text{Max}\left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400}\right) \text{cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max}\left(\frac{12 \times 20}{1000}; 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{1,92}{400}\right) \text{cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max}(0,24; 0,238) \text{cm}^2$$

Donc $A_{st} \geq 0,23 \text{cm}^2$ la condition est vérifiée

✓ Vérification à E.L.S

Comme la fissuration est considérée comme préjudiciable, donc il n'y a aucune vérification à effectuer concernant σ_s .

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{section rectangulaire} \\ \text{flexion simple} \\ \text{Acier Fe E400} \end{array} \right. \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Si cette inégalité est vérifiée, donc la vérification de σ_b n'est pas nécessaire :

Avec :

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

• En Travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{5,07}{3,90} = 1,3 \quad ; \quad \alpha_{travée} = 0,025$$

$$\alpha \leq \frac{1,3-1}{2} + \frac{22}{100} \longrightarrow \alpha \leq 0,37$$

$\alpha_{travée} \leq \alpha$ donc la condition est vérifiée.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 22 = 13,2 \text{ Mpa}$$

• En Appui :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{5,07}{3,90} = 1,3 \quad ; \quad \alpha_{travée} = 0,182$$

$$\alpha \leq \frac{1,3-1}{2} + \frac{22}{100} \longrightarrow \alpha \leq 0,37$$

$\alpha_{appui} \leq \alpha$ donc la condition est vérifiée.

Alors les contraintes de béton σ_{bc} et σ_{st} sont vérifiées :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 22 = 13,2 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{nf_{t28}}\right) = 201,63 \text{ Mpa.}$$

Donc le ferrailage calculé à l'ELU convient à l'ELS.

III.5. Ferrailage transversal :

➤ Vérification au cisaillement :

Pour des armatures transversales perpendiculaires à la ligne moyenne. D'après le B.A.E.L 83, la condition suivante doit être vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \longrightarrow \tau_u = \frac{0,013}{0,12 \times 0,18} = 0,60 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (2,93 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = 2,93 \text{ MPa.}$$

$$\text{Donc } \tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{c.v}$$

➤ Vérification au glissement :

En appui :

$$T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} \leq 0$$

Avec :

$$T_u = 13 \text{ KN}$$

$$M_u = 8,19 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$0,013 - \frac{0,00819}{0,9 \times 0,18} = -3,75 \times 10^{-2} < 0 \rightarrow \text{c.v}$$

➤ Vérification de la flèche :

D'après le BAEL91 :

$$f \leq f_{adm}$$

$$\text{Tel que } f_{adm} = \frac{L}{500}$$

$$L_{max} = 3,35 \text{ m}$$

$$f_{adm} = \frac{335}{500} = 0,66 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times A_{st} \times \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$I_0 = \frac{0,65 \times (0,12)^3}{12} + 15 \times 2,26 \times \left(\frac{0,20}{2} - 0,021 \right)^2$$

$$I_0 = 2,12 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\varphi \times \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)}$$

$$\varphi = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{2,36 \times 10^{-4}}{0,12 \times 0,18} = 0,0109.$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times 1,92}{0,0109 \times (2 + 3 \times \frac{0,12}{0,65})} = 3,58$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \varphi \times \sigma_{st} + f_{t28}}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times 1,92}{4 \times 0,0109 \times 348 + 1,92} = 0,20$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} = \frac{1,1 \times 2,12 \times 10^{-4}}{1 + 3,58 \times 0,20} = 1,36 \times 10^{-4} m^4$$

$$\frac{1}{\gamma} = \frac{M_{ser}}{E_i \times I_{fi}} = \frac{0,00401}{32164,195 \times 1,36 \times 10^{-4}} = 9,17 \times 10^{-8} m^{-1}$$

$$\text{Donc : } f = \frac{L_2}{10} \times \frac{1}{\gamma} = \frac{3,10}{10} \times 0,0000000917 = 0,000000028$$

$$f = 0,000000028 < f_{adm} \rightarrow C.V$$

➤ **Les armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_{tmin} ; \frac{b_0}{10} \right) \quad \text{avec } \phi_{min} = 12 \text{ cm}$$

h : Hauteur totale de la poutrelle.

ϕ_{min} : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

b_0 : Largeur de l'âme de la nervure.

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{20}{35} ; 12 ; \frac{12}{10} \right) = 0,57 \text{ cm}$$

On prend $\phi_t = 0,6 \text{ cm}$ avec une nuance d'acier FeE235

$$\text{Choix : } \phi 6 \longrightarrow A_t = 0,28 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul de l'espacement (d'après de RPA 99v.2003) :**

Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_{tmin} ; 30 \text{ cm} \right)$$

$$S_t \leq \min (5,25 \text{ cm} ; 12 \text{ cm} ; 30 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 5,25 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 5 \text{ cm}$

Zone courante:

$$S_t \leq \frac{h}{2} \longrightarrow S_t \leq 10 \text{ cm}$$

On prend

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

✓ **Ancrage des barres :**

$$\tau_s = 0,6 \times \phi_s^2 \times f_{tj}$$

$$\begin{cases} 1 \dots \dots \dots RL \\ 1,5 \dots \dots \dots HA \end{cases} \quad \phi_s = 1,5$$

$$\tau_s = 0,6 \times 1,5^2 \times 1,92 = 2,592 \text{ Mpa.}$$

εr Longueur de scellement droit

C'est la largeur pour assurer un ancrage droit :

$$l_s = \frac{f_e}{\tau_s} \times \frac{\phi}{4} = \frac{400}{2,592} \times \frac{1}{4} = 38,58 \text{ cm}$$

On prend $l_s = 50 \text{ cm}$ (RPA 99 V.2003).

III.6 Ancrage des armatures

III.6.1 Rayon de courbe minimal

On adopte un crochet HA à $\theta = 90^\circ$

Avec :

$$\alpha = e^{\varphi\theta} \text{ et } \beta = \frac{e^{\varphi\theta} - 1}{\varphi}$$

$$\varphi = 0,4 ; \alpha = 1,87 ; \beta = 2,19$$

$r = 5,5\phi$ Pour la barre a haute adhérence feE400

$$l_2 = l_s - \alpha \times l_1 - \beta \times r \text{ avec : } l_1 = 10 \phi \text{ pour } \theta = 90^\circ$$

$$l_2 = 50 - 1,87 \times (10 \times 10) - 2,19 \times (5,5 \times 10)$$

$$l_2 = 192,55 \text{ mm}$$

$$l = l_2 + r + \frac{\phi}{2} = 192,55 + 55 + 10/2 = 252,55 \text{ mm.}$$

$$l = 25,255 \text{ cm.}$$

On prend :

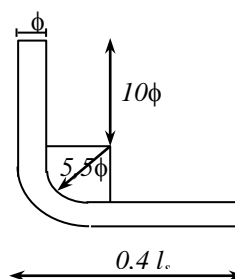


Figure III.3 : Schéma de l'ancrage courbe.

Niveau	Type de	Armatures	longitudinale.	Armatures	
	Poutrelles	En travée	En appui	transversales	Espacement (cm)
RDC + ETAGE COURANT	1	3T10	1T12 + 1T10	6∅	10(zone Courante) 5(zone Nodale)
	2	3T10	1T12 + 1T10		
	3	3T10	1T12 + 1T10		
TERRASE	1	3T10	1T12 + 1T10	6∅	10(zone Courante) 5(zone Nodale)
	2	3T10	1T12 + 1T10		
	3	3T10	1T12 + 1T10		

Tableau III.4: Tableau récapitulatif de ferrailage des poutrelles.

III.6.2 Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression a une épaisseur de 5 cm .

Elle est armée par un treillis soudé de diamètre Φ , dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- ✓ 20 cm pour les armatures verticales aux nervures.
- ✓ 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures. On a :
- Les armatures verticales aux nervures : $A_1 \leq \frac{4 \times L}{f_e}$

Avec :

L = 65 cm (Distance entre axes des poutrelles)

$f_e = 400$ Mpa

A_1 : Armatures perpendiculaires aux poutrelles

A_2 : Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_1 \geq \frac{4 \times 65}{400}$$

$$A_1 \geq 0,65 \text{ cm}^2$$

- Les armatures parallèles aux nervures : $A_2 \geq \frac{A_1}{2} = 0,33 \text{ cm}^2$

On adopte un treillis soudé pour les différents planchers de $5 \text{ } \emptyset (20 \times 20) \text{ cm}^2$

III.6.3 Calcul de l'espacement des armatures transversales

D'après le B.A.E.L 91 :

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{t28}}{0,9 \frac{f_e}{\gamma_s} (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 1,92 \text{ MPa} .$$

$$\alpha = 90^\circ$$

$$\text{Donc : } \delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,9 f_e}{b_0 \times \gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{t28})} \Rightarrow \delta_{t1} \leq 87,4 \text{ cm}$$

$$\delta_{t1} \leq \frac{0,57 \times 0,9 \times 235}{12 \times 1,15 (0,586 - 0,3 (1,92))} \Rightarrow \delta_{t2} \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm})$$

$$\delta_{t2} \leq \min (16,2 ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow \delta_{t2} \leq 16,2 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times \sin \alpha \times 0,4}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{0,57 \times 235}{12 \times 0,4} \Rightarrow \delta_{t3} \leq 27,91 \text{ cm} \quad \delta_t \leq \min (\delta_{t1}, \delta_{t2}, \delta_{t3})$$

$$\Rightarrow \delta_t \leq \min ((16,2); (27,91 -), (87,4))$$

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

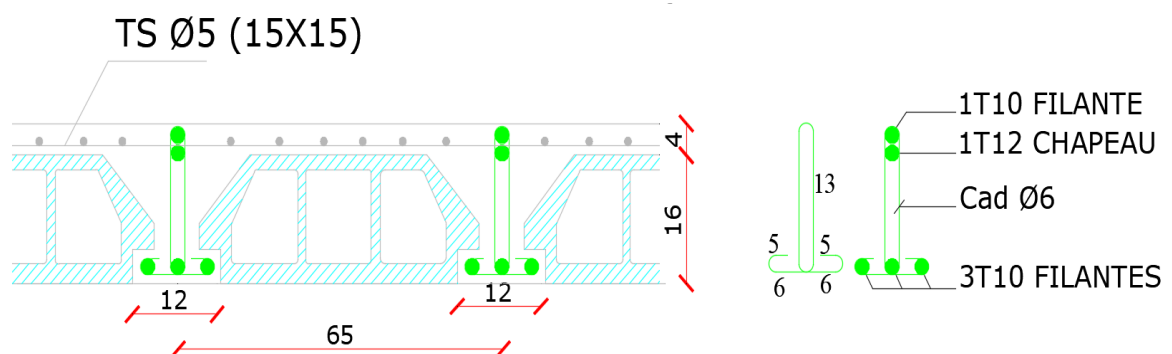


Figure III.4 : ferrailage de poutrelle

III.7 Calcul de la flèche

III.7.1 Vérification de la flèche

D'après les règles B.A.E.L 91, Nous montrons qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre ou d'une poutrelle si cette dernière est associée à un hourdis et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

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

$$b) \frac{h}{L} > \frac{1}{10} \times \frac{M_{t.service}}{M_{a.service}}$$

$$c) \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

L : La portée de la travée entre nus d'appui.

h : La hauteur totale de la section droite.

d : La hauteur utile de la section droite.

b_0 : La largeur de la nervure.

$M_{t.service}$: Le moment en travée maximal à E.L.S.

$M_{a.service}$: Le moment en appui maximal à E.L.S.

A : La section des armatures tendue.

f_e : La limite élastique de l'acier utilisé (en MPa).

III.7.2 Vérification des conditions

$$a. \frac{h}{L} = \frac{20}{330} = 0,06 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow C.V$$

$$b. \frac{h}{L} = \frac{20}{330} = 0,06 \leq \frac{1}{10} \times \frac{12,77}{10,38} = 0,123 \rightarrow C.N.V$$

$$c. \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,0156 \geq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow C.N.V$$

Ces trois conditions ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

G : Charge permanente après mise en place des cloisons.

P : Charge Totale ($P = G +$ charge d'exploitation).

J : Charge permanente avant la mise en place des cloisons.

$$\text{On a : } \begin{cases} G = 530 \text{ Kg/m}^2 \\ P = 530 + 150 = 680 \text{ Kg/m}^2 \\ J = 530 - 65 = 465 \text{ Kg/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{Pour } b = 0,65 \text{ m } \begin{cases} G = 5300 \times 0,65 = 3445 \text{ N/ml} \\ P = 6800 \times 0,65 = 4420 \text{ N/ml} \\ J = 4650 \times 0,65 = 3022,5 \text{ N/ml} \end{cases}$$

III.7.3 Calcul des moments fléchissant

$$\begin{cases} M_G = 0,71 \times \frac{G \times L^2}{8} = 0,71 \times \frac{3445 \times (3,30)^2}{8} = 3329,55 \text{ N.m.} \\ M_P = 0,71 \times \frac{P \times L^2}{8} = 0,71 \times \frac{4420 \times (3,30)^2}{8} = 4271,87 \text{ N.m.} \\ M_J = 0,71 \times \frac{J \times L^2}{8} = 0,71 \times \frac{2958,5 \times (3,30)^2}{8} = 4114,37 \text{ N.m.} \end{cases}$$

✚ Module du modèle de déformation longitudinale :

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{22} = 30822,43 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \times \sqrt[3]{22} = 10367,5 \text{ MPa}$$

✚ Détermination du centre de gravité :

$$y_G = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i} = \frac{(b \times h_0)(h_0/2 + h - h_0) + [(h - h_0)b_0(h - h_0)/2] + \eta \times A_s \times c}{(b \times h_0) + (h - h_0)b_0 + \eta \times A_s}$$

$$y_G = \frac{(65 \times 4)(4/2 + 20 - 4) + [(20 - 4)12(20 - 4)/2] + 15 \times 3,39 \times 3}{(65 \times 4) + (20 - 4)12 + 15 \times 3,39}$$

$$y_G = 12,84$$

✚ Détermination du moment d'inertie :

$$I_g = \frac{by_G^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y_G - h_0)^3}{3} + \frac{b_0(h_t - y_G)^3}{3} + 15A_s(d - y_G)^2$$

$$I_g = \frac{65(12,84)^3}{3} - \frac{(65 - 12)(12,84 - 4)^3}{3} + \frac{12(20 - 12,84)^3}{3} + 15 \times 3,39(18 - 12,84)^2$$

$$I_g = 45018,20 \text{ cm}^4$$

✚ Pourcentages des armatures :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,015$$

$$\text{D'après le B.A.E.L 83 : } \rho_1 = \rho \times 100 = 1,5 \longrightarrow \beta_1 = 0,837$$

III.8 Calcul des contraintes suivant les sollicitations

$$\sigma_{sg} = \frac{M_g}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{3329,55}{3,39 \times 0,837 \times 18} = 65,19 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_p}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{4271,87}{3,39 \times 0,837 \times 18} = 83,64 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{M_j}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{4114,37}{3,39 \times 0,837 \times 18} = 80,55 \text{ MPa.}$$

III.8.1 Calcul de μ_g , μ_p , μ_j :

$$\mu_g = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 1,92}{4 \times 0,015 \times 65,19 + 1,92} \right] = 0,42.$$

$$\mu_p = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 1,92}{4 \times 0,015 \times 83,64 + 1,92} \right] = 0,52.$$

$$\mu_j = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 1,92}{4 \times 0,015 \times 80,55 + 1,92} \right] = 0,50.$$

III.8.2 Calcul des moments d'inertie fictifs

$$I_f = \frac{1,1 \times I_0}{(1 + \lambda \times \mu)}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \times \rho} = \frac{0,05 \times 1,92}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{65}\right) \times 0,015} = 2,53.$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \times \rho} = \frac{0,02 \times 1,92}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{65}\right) \times 0,015} = 1,00.$$

$$I_{f_i}^g = \frac{1,1 \times I_0}{(1 + \lambda_i \times \mu_g)} = \frac{1,1 \times 45018,20}{(1 + 2,53 \times 0,58)} = 20069,72 \text{ cm}^4.$$

$$I_{f_v}^g = \frac{1,1 \times I_0}{(1 + \lambda_v \times \mu_g)} = \frac{1,1 \times 45018,20}{(1 + 1,00 \times 0,58)} = 31341,78 \text{ cm}^4.$$

$$I_{f_i}^p = \frac{1,1 \times I_0}{(1 + \lambda_i \times \mu_p)} = \frac{1,1 \times 45018,20}{(1 + 2,53 \times 0,65)} = 18077,58 \text{ cm}^4.$$

$$I_{f_i}^J = \frac{1,1 \times I_0}{(1 + \lambda \times \mu_J)} = \frac{1,1 \times 45018,20}{(1 + 2,53 \times 0,50)} = 24462,4 \text{ cm}^4.$$

III.9 calcul de flèche (total et admissible)

$$f_{g_i} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_{f_i}^g} = \frac{3329,55 \times (330)^2}{10 \times 32164,19 \times 20069,72} = 0,056 \text{ cm}.$$

$$f_{g_v} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_v \times I_{f_v}^g} = \frac{3329,55 \times (330)^2}{10 \times 10818,86 \times 31341,78} = 0,11 \text{ cm}.$$

$$f_{J_i} = \frac{M_J \times L^2}{10 \times E_i \times I_{f_i}^J} = \frac{4114,37 \times (330)^2}{10 \times 32164,19 \times 18077,58} = 0,057 \text{ cm}.$$

$$f_{P_i} = \frac{M_P \times L^2}{10 \times E_i \times I_{f_i}^P} = \frac{2859,35 \times (330)^2}{10 \times 32164,19 \times 24462,4} = 0,04 \text{ cm}.$$

III.9.1 La flèche totale

$$\Delta f_t = (f_{g_v} - f_{J_i}) + (f_{P_i} - f_{g_i}) = (0,11 - 0,08) + (0,04 - 0,056)$$

$$\Delta f_t = 0,014 \text{ cm}$$

III.9.2 La flèche admissible

Pour $L = 330 \text{ cm} < 500 \text{ cm} \Rightarrow \Delta f_{\max} = \frac{L}{500} = \frac{330}{500} = 0,66 \text{ cm}.$

Donc $\Delta f_t = 0,014 \text{ cm} < \Delta f_{\max} = 0,66 \text{ cm} \longrightarrow$ condition vérifiée.

IV.1 Escaliers

IV.1.1 Introduction

L'escalier est un ouvrage utilitaire dont la fonction est de permettre l'accès aux différents niveaux d'une construction par le biais des gradins successifs.

L'assemblage de ces gradins donne un ensemble « escalier » dont chaque partie est définie par un terme précis. Les éléments composant un escalier sont :

- **La volée** : c'est la partie d'escalier comportant une suite ininterrompue de marches égales et située deux paliers successifs. Une volée ne doit pas comporter plus de 20 à 22 marches et moins de 3 marches.
- **Le palier** : c'est la partie horizontale d'un escalier, arrêtant la suite des marches au droit d'un étage, ou entre les étages, pour assurer l'accès à chaque niveau intermédiaire (palier d'arrivée)
- **La cage d'escalier** : c'est l'emplacement à l'intérieur duquel se l'escalier. La forme est tributaire de la destination et de construction de l'escalier. Souvent la cage est le mur clôturant un escalier.
- **L'échappée de tête** : c'est la hauteur libre minimale de passage entre le nez d'une marche et la face inférieure de l'escalier situé au-dessus.
- **Le jour** : c'est la largeur en plan du vide entre deux volées parallèles.
- **La pailleasse** : c'est la dalle en pente supportant les marches d'une vole.
- **L'emmarchement** : c'est la largeur utile d'une volée. Elle est fonction de la destination de l'escalier.
- **Le giron ou la foulée** : c'est la distance horizontale comprise entre chaque nez ou entre chaque contremarche.
- **Contremarche** : c'est la partie verticale prenant place entre deux marches.
- **Le linge de foulée** : c'est la projection en plan du trajet suivi par une personne gravissant l'escalier.
- **Le collet** : c'est le nom donné au bord limitant l'escalier du côté jour.
- **La marche** : c'est la partie horizontale ou l'on marche.
- **Le nez** : c'est l'arête la plus saillante de la moulure d'un astragale et la distance horizontale maximale entre cette arête et la contre marche.

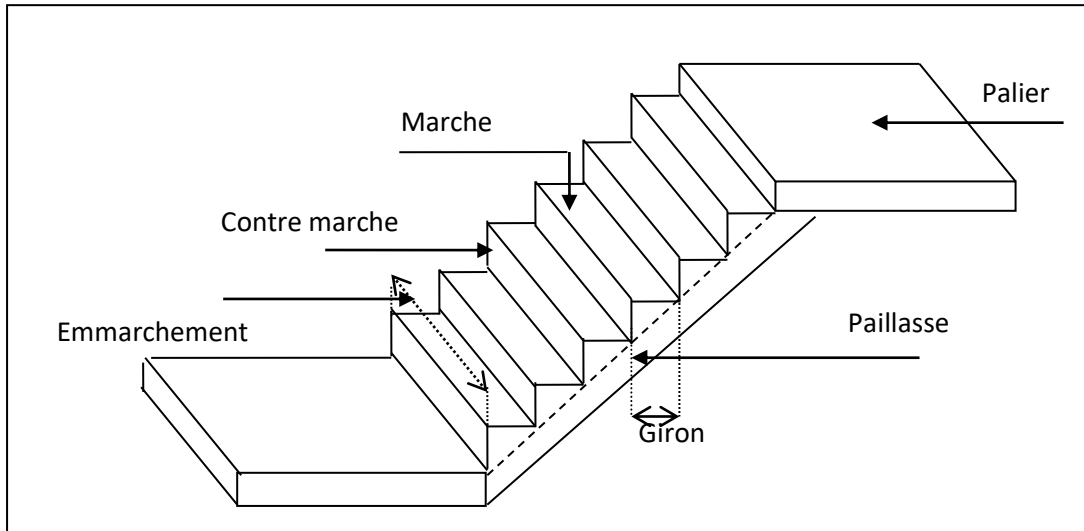


Figure IV.1 : schéma d'un escalier.

VUE EN PLAN

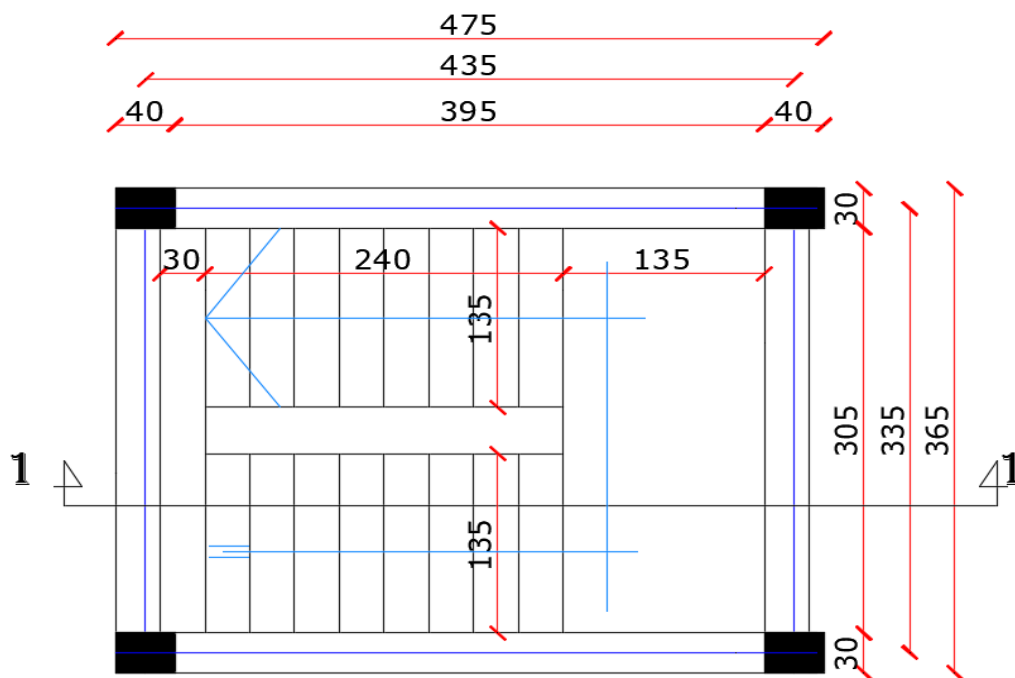
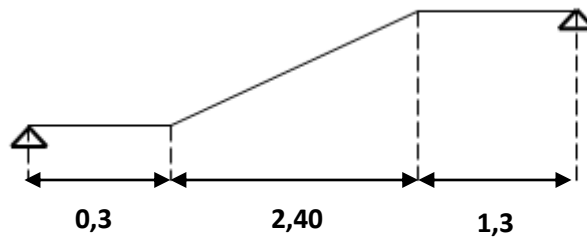


Figure IV.2 : Vue en plan des escaliers.

IV.1.2 Etudes des escaliers à deux volées avec palier intermédiaire



IV.1.2.1 Calcul de nombre des marches

Soit :

- H_e : hauteur d'étage : $H_e = 3,06$ m
- H : hauteur d'un demi-étage,

$$H = \frac{H_e}{2} = \frac{306}{2} = 153 \text{ cm}$$

- h : hauteur de contre marche,

h est compris entre (16 ; 18) cm , on prend $h = 17$ cm.

Dans ce cas on a deux volées dans chaque étage, la hauteur de chaque volée 1,53m.

- n : nombre de contre marches,

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \text{ (nombre de contre marches)}$$

- $n-1$: nombre de marches,

$$n-1 = 8 \text{ (nombre de marches)}$$

- L : projection horizontale de la longueur total du volée.
- g : largeur de la marche,

$$\text{Détermination du giron : } g + 2h \approx 64 \rightarrow g = 64 - 2(17) = 30 \text{ cm.}$$

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

D'après la formule de Blondel, on a :

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm.}$$

$$2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm et que } 59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm.}$$

- L'inclinaison : $\text{tg } \alpha = \frac{17}{30} = \frac{H}{L} = \frac{153-17}{240} = 0,56 \Rightarrow \alpha = \text{arctg } \alpha.$

$$\alpha = 29,53^\circ.$$

$$\text{ou bien } \text{tg } \alpha = \frac{17}{30} = 29,53^\circ.$$

IV.1.2.2 Epaisseur de la paillasse et de palier

a. Epaisseur de la paillasse :

- longueur de la paillasse : $L_p = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{240}{0,87} = 275,83 \text{ cm.}$

$$\frac{L_p}{30} \leq e_p \leq \frac{L_p}{20} ; \text{ on a } \frac{275,83}{30} \leq e_p \leq \frac{275,83}{20}$$

on prend $e_p = 15 \text{ cm}$

b. Epaisseur de palier :

$$\frac{L}{20} \leq e_{pal} \leq \frac{L}{15} ; \frac{240}{20} \leq e_{pal} \leq \frac{240}{15} ; 12 \leq e_{pal} \leq 16 .$$

on prend $e_{pal} = 15 \text{ cm}$

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

IV.1.2.3 Descente de charge

◆ Paillasse :

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (kg/m3)	G (kg/m2)
Carrelage	2	2200	44
Mortier horizontal	2	2000	40
Carrelage contre marche	2	$2000 \times \frac{0,17}{0,3}$	22,67
Mortier Vertical	2	$2000 \times \frac{0,17}{0,3}$	22,67
Paillasse en B.A	0,17	2500	$375/\cos\alpha=430,98$
Enduit en plâtre	2	1000	20
Contre marche	/	$2500 \times \frac{0,17}{2}$	212,5
			G= 792,82 Kg / m ²
			Q=250 Kg / m ²

Tableau IV. 1 : Évaluation des charges et des surcharges pour la paillasse.

- charge permanente : $G_v=7,92KN/m^2$.
- Surcharge d'exploitation : $Q_v=2,50KN/m^2$.

$$q_{u \text{ vol}} = (1,35G_1 + 1,5Q_1) \times 1 \text{ m} = 14,44KN/ml.$$

$$q_{ser \text{ vol}} = (G + Q) \times 1 \text{ m} = 10,42 KN/ml.$$

◆ Palier

Matériaux	Epaisseur (cm)	ρ (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Carrelage	2	2200	44
Mortier de pose	2	2000	40
Couche de sable	2	1800	36
Poids propre de palier	1,5	2200	375
Enduit en plâtre	2	1000	20
			G=515 Kg / m ²
			Q=250 Kg / m ²

Tableau IV.2 : Évaluation des charges et des surcharges pour le palier.

- charge permanente : $G_p=5,15 \text{ KN/m}^2$.
- Surcharge d'exploitation : $Q_p=2,50 \text{ KN/m}^2$.

$$q_{u\text{ pal}} = (1,35G_2 + 1,5Q_2) \times 1 \text{ m} = 10,70 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{ser\text{ pal}} = (G + Q) \times 1 \text{ m} = 7,65 \text{ KN/ml.}$$

	charges		Combinaisons fondamentales	
	G (KN)	Q (KN)	ELU(KN/ml)	ELS(KN/ml)
Paillasse	7,92	2,5	14,44	10,42
Palier	5,15	2,5	10,70	7,65

Tableau IV.3 : Détermination les combinaisons fondamentales.

IV. 1. 2. 4 Détermination des sollicitations

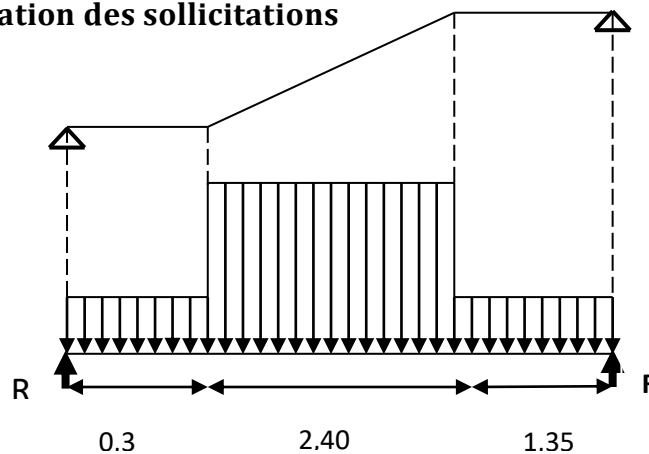


Figure IV.3 : Schéma statique de l'escalier à paillasse avec palier de repos.

E.L.U :

○ Réactions des appuis

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (q_2 \times 0,3) + (q_1 \times 2,40) + (q_2 \times 1,35)$$

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (10,70 \times 0,3) + (14,44 \times 2,40) + (10,70 \times 1,35)$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 52,31 \text{KN}$$

$$\sum M /_B = 0 \Rightarrow R_A = \left[\frac{(1,35)^2}{2} q_2 + 2,40 \left(\frac{(2,40)}{2} + 1,35 \right) q_1 + 0,30 \left(\frac{(0,3)}{2} + 2,40 + 1,35 \right) q_2 \right] / 4,05$$

$$\Rightarrow R_A = 27,31 \text{KN}$$

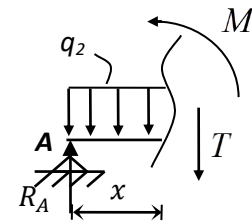
$$\sum M /_A = 0 \Rightarrow R_B = \left[\frac{(0,3)^2}{2} q_2 + 2,40 \left(\frac{(2,40)}{2} + 0,3 \right) q_1 + 1,35 \left(\frac{(1,35)}{2} + 2,40 + 0,3 \right) q_2 \right] / 4,05$$

$$\Rightarrow R_B = 25 \text{KN}$$

○ Effort tranchant et moment fléchissant

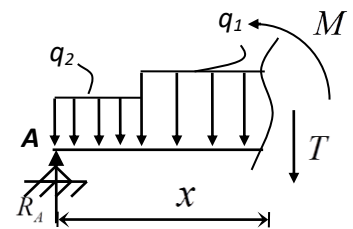
- Section 1-1: $0 \leq x \leq 0,30$

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



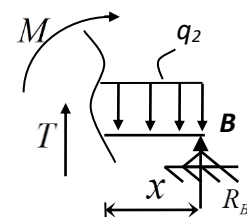
- Section 2-2: $0,30 \leq x \leq 2,7$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - 0,30 q_2 - q_1 (x - 0,30) \\ M(x) = R_A x - 0,30 \left(x - \frac{0,30}{2} \right) q_2 - \frac{(x - 0,30)^2}{2} q_1 \end{cases}$$



- Section 3-3: $0 \leq x \leq 1,35$

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



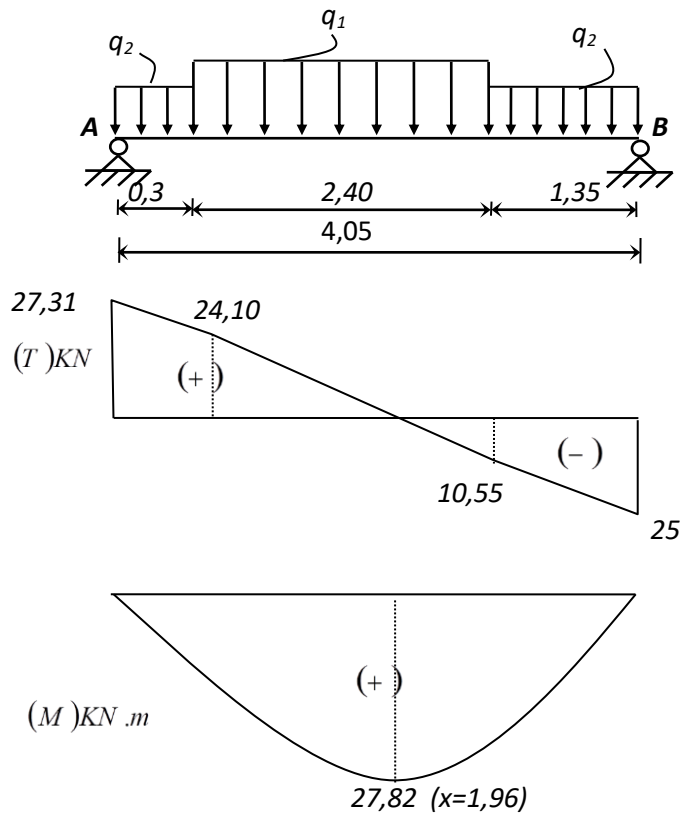


Figure IV.4 : Diagrammes des sollicitations E. L. E.

E. L. S:

○ Réactions des appuis

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (q_2 \times 0,30) + (q_1 \times 2,40) + (q_2 \times 1,35)$$

$$\begin{aligned} \sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B &= (7,65 \times 0,30) + (10,42 \times 2,40) + (7,65 \times 1,35) \\ \Rightarrow R_A + R_B &= 37,63 \text{KN} \end{aligned}$$

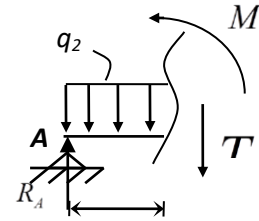
$$\begin{aligned} \sum M /_B = 0 \Rightarrow R_A &= \left[\frac{(1,35)^2}{2} q_2 + 2,40 \left(\frac{(2,40)}{2} + 1,35 \right) q_1 + 0,3 \left(\frac{(0,3)}{2} + 2,40 + 1,35 \right) q_2 \right] / 4,05 \\ \Rightarrow R_A &= 19,67 \text{KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum M /_A = 0 \Rightarrow R_B &= \left[\frac{(0,3)^2}{2} q_2 + 2,40 \left(\frac{(2,40)}{2} + 0,3 \right) q_1 + 1,35 \left(\frac{(1,35)}{2} + 2,40 + 0,3 \right) q_2 \right] / 4,05 \\ \Rightarrow R_B &= 17,95 \text{KN} \end{aligned}$$

○ **Effort tranchant et moment fléchissant**

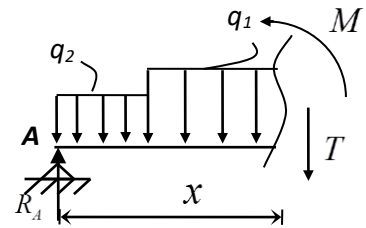
- Section 1-1: $0 \leq x \leq 0,30$

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



- Section 2-2: $0,30 \leq x \leq 2,7$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - 0,30q_2 - q_1(x - 0,3) \\ M(x) = R_A x - 0,30 \left(x - \frac{0,30}{2} \right) q_2 - \frac{(x - 0,30)^2}{2} q_1 \end{cases}$$



- Section 3-3: $0 \leq x \leq 1,35$

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

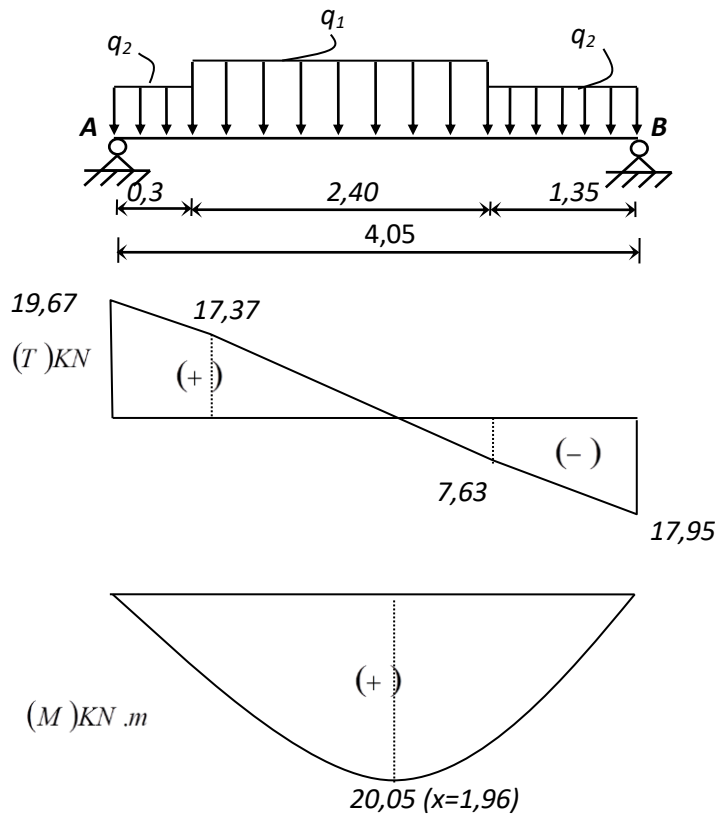
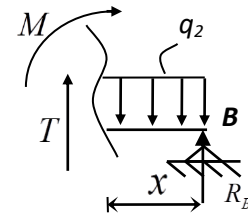


Figure IV.5 : Diagrammes des sollicitations E.L.S.

☀ **Remarque :**

Les appuis doivent équilibrer un moment : $M_a = 0,3M_0$ qui conduit à un moment réduit en travée :

$$M_t = 0,8M_0$$

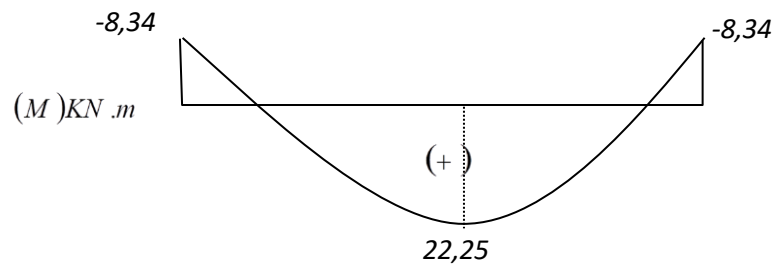


Figure IV.6 : Diagramme des moments retenus.

(E. L. U)	(E. L. S)
<ul style="list-style-type: none"> • $M_{t\ max} = 22,25\ \text{kn. m}$ • $M_{a\ max} = -8,34\ \text{kn. m}$ • $T_{max} = 27,31\ \text{kn}$ 	<ul style="list-style-type: none"> • $M_{t\ max} = 16,04\ \text{kn. m}$ • $M_{a\ max} = -6,02\ \text{kn. m}$ • $T_{max} = 19,67\ \text{kn}$

Tableau IV.4 : les sollicitations maximales.

IV.1.2.5 calcul de ferrailage

a. E.L.U

☞ En travée

$$\mu = \frac{22,25 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 12,47} = 0,105 < \mu_l = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,139$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,94$$

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

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{22250}{0,94 \times 13 \times 348} = 5,23 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23 \times b d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{1,92}{400} = 1,43 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 5,23 \text{ cm}^2$$

Choix : esp 15.

9 T12 → e = 15 cm ≤ min [3h ; 33 cm] = min [15 × 3 = 45 ; 33] cm = 33 cm → condition vérifiée

$$A_{\text{rep}} = \frac{A}{4} = \frac{10,18}{4} = 2,55 \text{ cm}^2$$

Ar : 4T10 → Ar = 3,14 cm²/ml

T10 → e = 20 cm ≤ min [4h ; 45 cm] = min [60 ; 45] cm = 45 cm → condition vérifiée.

🔗 En appui

$$\mu = \frac{15,60 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 12,47} = 0,074 < \mu_l = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,096$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,96$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{15600}{0,96 \times 13 \times 348} = 3,59 \text{ cm}^2$$

$$A = 3,59 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,43 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 3,59 \text{ cm}^2$$

Choix : 10T14 esp 14,5 → A = 15,39 cm².

$$A_r : \frac{A}{4} = 3,84 \text{ cm}^2.$$

6T10 → Ar = 4,71 cm²/ml

T10 → e = 15 cm.

b. **E.L.S** :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{FE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

☞ En travée :

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

$$\gamma = \frac{22,25}{16,04} = 1,38$$

$$\alpha = 0,41 < 0,44 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

☞ En appui :

$$\gamma = \frac{8,34}{6,02} = 1,38$$

$$\alpha = 0,41 < 0,44 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

c. vérification les efforts tranchants

$$T_{\max} = 27,31 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = 0,21 \text{ MPa}$$

$$\tau_\ell = \min \left(\frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 1,03 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,21 \text{ MPa} \leq \tau_\ell = 1,03 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

☀ Remarque :

Les marches ferrailent constructivement avec T10 et $\phi 8$.

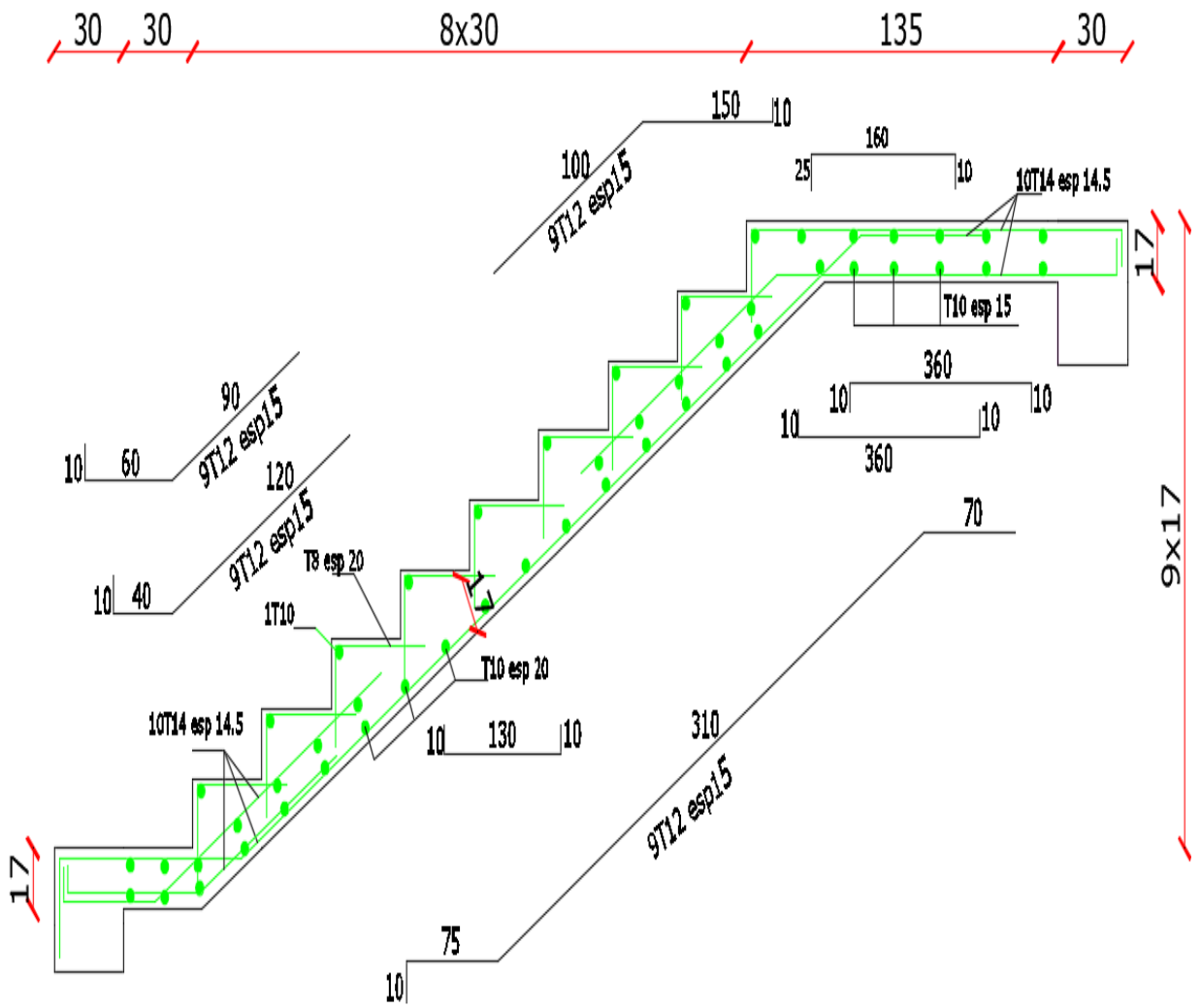


Figure IV. 7: Ferrailage de l'escalier RDC étage courante .

IV.2 Acrotère

IV.2.1 Introduction

L'acrotère est un élément de sécurité qui se situe au niveau de la terrasse, il forme en quelque sorte un garde-corps. Il est considéré comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse.

✓ Le rôle de l'acrotère :

- Empêche l'écoulement de l'eau
- A un aspect esthétique
- Protection des personnes

$$S = \frac{0,05 \times 0,1}{2} + (0,1 \times 0,05) + (0,1 \times 0,7)$$

$$S = 0,0775m^2$$

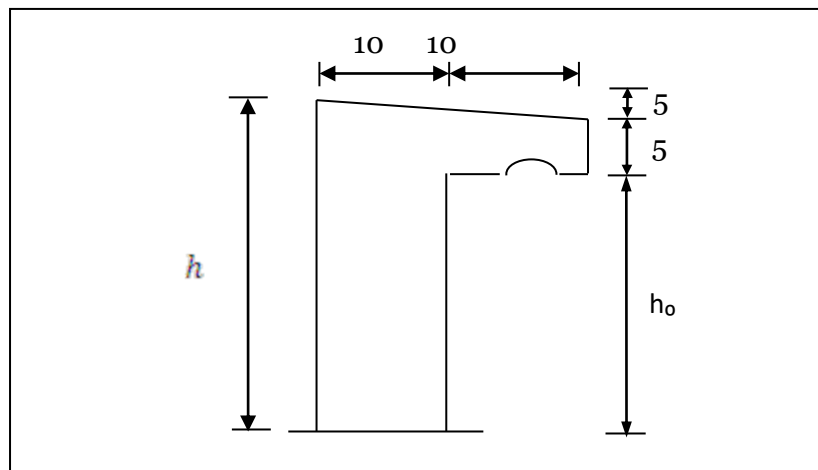


Figure IV.8 : Coupe de l'acrotère.

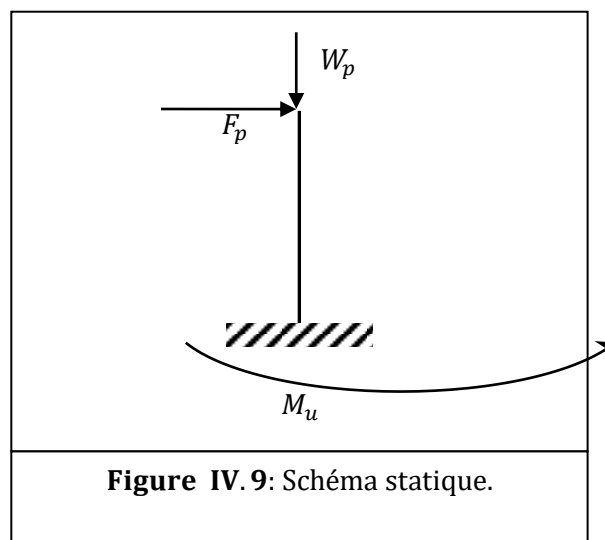


Figure IV.9 : Schéma statique.

Géométrie	
La hauteur h	70cm
L'épaisseur b	10cm
L'enrobage c	2cm
La surface S	0.0775m ²
L'enrobage C=C'	2cm

Matériaux	
Béton de résistance f_{c28}	22MPa
Acier de limite élastique f_e	400MPa

Tableau IV.5 : pré-dimensionnement de l'acrotère.

IV. 2. 2 Ferrailage de l'acrotère

IV. 2. 2. 1 Sollicitation

$$S = (0,05 \times 0,1) / (2) + (0,05 \times 0,1) + (0,1 \times 0,7) = 0,0775 \text{ m}^2/1$$

W_p : Le Poids Propre de l'Acrotère.

$$W_p = G = S \times \gamma_b = 0,0775 \times 2500 = 193,75 \text{ kg/ml.}$$

La charge horizontale:

L'acrotère est assimilé à une console encastrée au niveau du plancher soumis au poids propre et la surcharge d'exploitation.

le calcul se fait par une bande de 1 m.

- Selon **R.P.A** on a : $F_p = 4AC_pW_p$

A = 0,25 coefficient d'accélération de la zone

$W_p = 193,75 \text{ kg/ml}$ poids de l'acrotère

$C_p = 0,8 \text{ kN}$ facteur de la force horizontale

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 193,75 = 155 \text{ kg/ml}$$

Q : Les surcharges d'exploitation :

Une surcharge due à l'application d'une main courante $Q = 1,00 \text{ kN/m}$

E.L.U		
La charge permanente ultime	$N_u = 1,35W_p$	2,605 KN
La surcharge d'exploitation ultime	$Q_u = 1,5Q$	1,5KN
Moment d'encastrement	$M_u = hQ_u$	1,05 KN.m

Tbleau IV. 6 : Calcul des sollicitations à E. L. U.

E.L.S		
La charge permanente ultime	$N_s = W_p$	1,93 KN
La surcharge d'exploitation ultime	$Q_s = Q$	1 KN
Moment d'encastrement	$M_s = hQ_s$	0,7 KN.m

Tbleau IV. 7 : Calcul des sollicitations à E. L. S.

IV. 2. 2. 2 Calcul de l'excentricité

- L'excentricité de 1^{er} ordre :

$$e_1 = M_u / N_u = \frac{1,05}{2,605} = 0,40m$$

- L'excentricité additionnelle :

$$e_a = \max(2cm; l/250) = 2cm$$

- L'excentricité de 2^{ème} ordre :

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \emptyset)$$

$$l_f = 2l = 1,4m ; \alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5M_s} \right) = 0 \Rightarrow e_2 = 0,00168m$$

$$e_o = e_1 + e_a + e_2 = 0,421m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e_o = 0,421m \\ \frac{h_o}{2} - C' = 0,08m \end{array} \right. \Rightarrow e_o > \left(\frac{h_o}{2} - C' \right) \Rightarrow \text{La section partiellement comprimé}$$

IV.2.2.3 Sollicitation au centre de gravité de l'acier tendue

$$d = 0,9 h \Rightarrow d = 0,09 m.$$

$$d' = 0,1 - 0,09 \Rightarrow d' = 0,01m$$

- *E.L.U* :

$$e_{uA} = e_o + \left(d - \frac{h_o}{2}\right) = 0,40 + \left(0,09 - \frac{0,1}{2}\right) = 0,44m$$

$$M_{uA} = N_u e_{uA} = 1,14KN.m$$

- *E.L.S* :

$$e_o = M_{ser}/N_{ser} = \frac{0,7}{1,93} = 0,362m$$

$$e_{sA} = e_o + \left(d - \frac{h_o}{2}\right) = 0,402m$$

$$M_{sA} = N_s e_{sA} = 0,77KN.m$$

IV.2.2.3 Calcul de ferrailage :

Calcul des moments réduits		
Etat limite de compression du béton	Si :	$\mu = \frac{M_{uA}}{\delta_{bu} b d^2} = 0,005$ Pas d'aciers comprimés
	a) $\mu \leq \mu_l$ alors : « Pas d'aciers comprimés » b) $\mu \geq \mu_l$ alors : « Aciers comprimés nécessaires »	
Calcul des paramètres caractéristiques de la section		
Coefficient de la fibre neutre	$1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	$\alpha=0,006$
Ordonnée de la fibre neutre	$\alpha \times d$	$y=0,0008m$
Bras de levier du couple interne	$d(1 - 0,4\alpha)$	$Z_b=0,129m$
Détermination de la section théorique des aciers tendus		
Section théorique d'acier	$M_{uA}/Z_b \delta_{su}$	$A_u = 0,253cm^2$
Condition de non fragilité	$0,23 bd f_{t28}/f_e$	$A_{min} = 1,435cm^2$
Choix des sections commerciales (les armatures tendus)		
$2T10 \rightarrow A_s=1,57 cm^2$		
Les armatures de répartition	$A/4$	$0,392cm^2$
$2T8 \rightarrow A_s=1,01 cm^2$		

Tbleau IV. 8 : Ferrailage de l'acrotaire .

IV.2.2.4 Vérification à L'ELS

- Vérification de l'effort tranchant :

Vérification de la contrainte de cisaillement		
Contrainte tangente	$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$	$\tau_u = 0,1 \text{ MPa}$
Contrainte tangente limite	$\tau_u \leq \text{Min} \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right)$	2,50 MPa
Vérification de la contrainte de cisaillement	$\tau_u \leq \text{Min} \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right)$	0,1 < 2,5 vérifiée

Tbleau IV. 9 : Vérification de la contrainte de cisaillement .

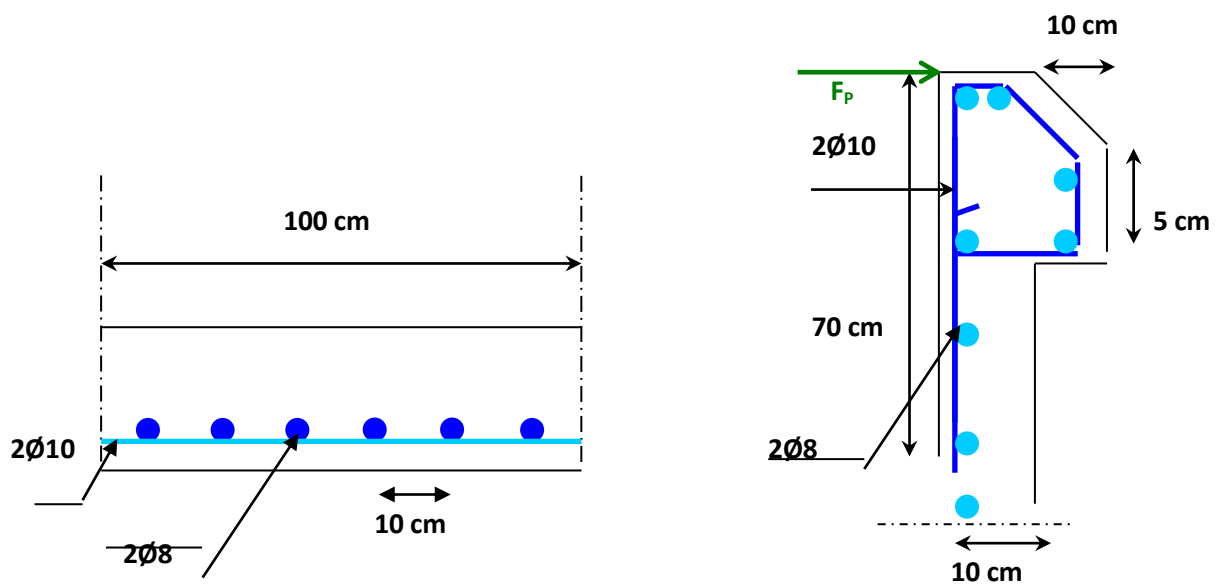


Figure IV. 10: coupe de l'acrot.

IV.3 Étude des balcons :

IV.3.1 Introduction :

Les balcons sont des dalles pleines calculées comme des consoles encastrées dans les poutres, et sont sollicités par G, Q, et P, tel que P représente une charge ponctuelle due au poids du mur.

On adopte une épaisseur de $h=15\text{ cm}$.

Le calcul se fait pour une bande de 1 ml.

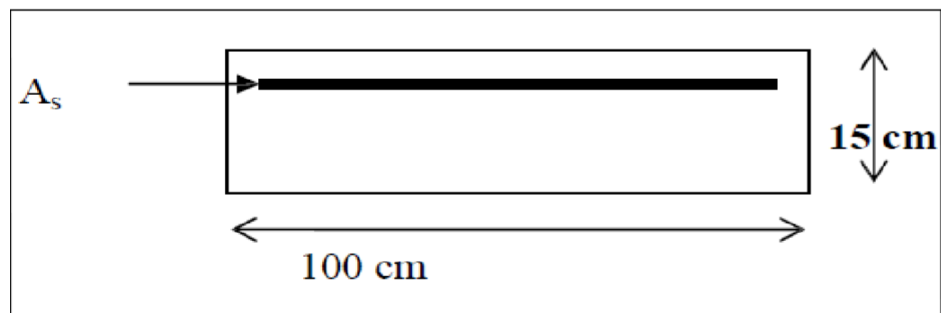


Figure IV.11 : Coupe transversale d'un mètre linéaire du balcon.

IV.3.2 Evaluation des charges :

Désignation	Poids volumique (KN/m^3)	E_p (m)	Poids S (KN/m^2)
Carrelage	22	0,02	44
Mortier de pose	20	0,02	40
Lit de sable	18	0,02	36
Dalle en BA (dalle plein)	25	0,15	375
Enduit en plâtre	10	0,02	20

Tableau IV.10 : Evaluation des charges pour le balcon.

IV.3.3 Calcul des balcons :

Charge permanente : $G=5,15 \times 1\text{ ml} = 5,15\text{ KN/ml}$

Charge d'exploitation : $Q=3,5 \times 1\text{ ml} = 3,5\text{ KN/ml}$

La charge des murs : c'est une force concentrée P

$$P = 1,38 \times 1,10 \text{ m} \times 1 \text{ m} = 1,518 \text{ KN}$$

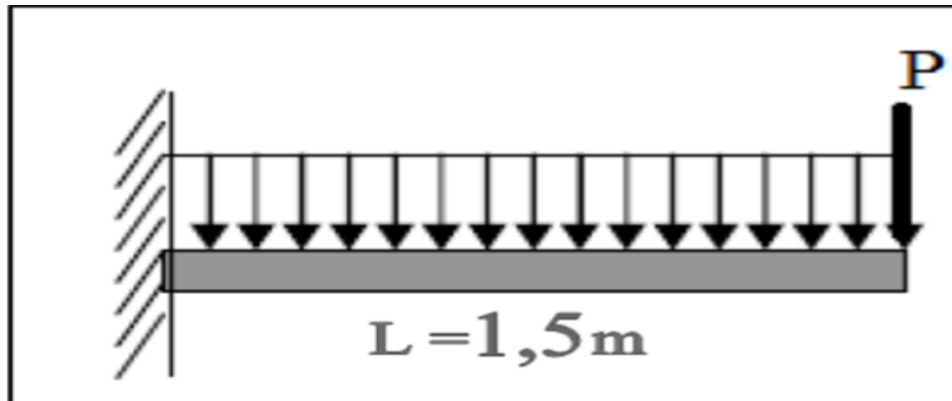


Figure IV. 12 : Schéma statique des charges appliquées sur le balcon.

❖ À l'ELU :

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,15 + 1,5 \times 3,5 = 12,20 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1,35P = 1,35 \times 1,518 = 2,05 \text{ KN}$$

❖ À l'ELS :

$$Q_s = G + Q = 5,15 + 3,5 = 8,65 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = 1,518 \text{ KN}$$

a) Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants :

• ELU :

Section (1-1) : $0 < x < 1,50 \text{ m}$

$$M(x) = -P_u x - Q_u \frac{x^2}{2} = -2,05 x - 12,20 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1,5) = -16,80 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = -P_u - Q_u \cdot x = -2,05 - 12,20x$$

$$T(x) = \begin{cases} T(0) = -2,05 \text{ KN} \\ T(1,5) = -20,35 \text{ KN} \end{cases}$$

- **ELS :**

Section (1-1) : $0 < x < 1,50 \text{ m}$

$$M(x) = -P_s x - Q_s \frac{x^2}{2} = -1,518 x - 8,65 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1,5) = -12,01 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = -P_s - Q_u \times x = -1,518 - 8,65x$$

$$T(x) = \begin{cases} T(0) = -1,518 \text{ KN} \\ T(1,5) = -14,49 \text{ KN} \end{cases}$$

b) Ferrailage :

On considère le balcon comme une poutre en console, soumise à la flexion simple. Le calcul se fait par bande de 1 ml.

- **ELU :**

➤ **Les armatures longitudinales :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0,01680}{1 \times 0,135^2 \times 12,47} = 0,073 < \mu_R$$

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \quad \alpha = 0,094$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,130 \text{ m}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} \quad A_{st} \geq 3,72 \text{ cm}^2$$

Le choix est de : 4T12 = 4,52 cm²

Condition de non fragilité :

$$A_{st.min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} = 1,49 \text{ cm}^2 \text{ (par 1 ml).}$$

Le **RPA99V.2003** exige que :

$$A_{min} = 0,5\% (b \times h) \text{ dans toute la section.}$$

$$A_{min} = 0,5\% (100 \times 15) = 7,5 \text{ cm}^2$$

D'où A_{st} choisi (4T12) = 4,52 cm² < 7,5 cm²

Donc le choix est 7T12 (7,92cm²)

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_{\text{rép}} = A \text{ (adopté)} / 4 = 7,92 / 4 = 1,98 \text{ cm}^2$$

Le choix est : **2 T12.**

• **ELS :**

$$A_{st} = 7,92 \text{ cm}^2 ; n = 15.$$

$$\frac{b \times x^2}{2} - n \times A_{st} (13,5 - x) = 0$$

$$\frac{100 \times x^2}{2} - 15 \times 7,92 (13,5 - x) = 0$$

$$50x^2 + 118,8x - 1603,8 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 334873,44$$

$$x = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-118,8 + 578,68}{100} \Rightarrow x = 4,6 \text{ cm}$$

➤ **Le moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \times x^3}{3} + n \times A_{st} (d - x)^2$$

$$I = \frac{100 \times (4,6)^3}{3} + 15 \times 7,92 (13,5 - 4,6)^2$$

$$I = 12654,68 \text{ cm}^4 = 1,265 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

➤ **Les contraintes :**

Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{0,01201 \times 0,046}{1,265 \times 10^{-4}} = 4,37 \text{ Mpa}$$

Acier :

$$\sigma_{st} = n \frac{M_s (d - x)}{I}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{0,01201 \times (0,135 - 0,046)}{1,265 \times 10^{-4}}$$

$$\sigma_{st} = 126,75 \text{ Mpa.}$$

➤ **Les contraintes admissibles :**

Béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa.}$$

Acier :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{n \times f_{t28}}\right) \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

Avec :

$$n = 1,6$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266,66 ; 201,63) \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa}$$

Donc :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification aux cisaillements :**

$$T_{max} = 20,35 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{20,35 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 0,151 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa}\right) \text{ Fissuration préjudiciable } (\gamma_b = 1,5 : \text{cas générale})$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa}$$

Donc :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \text{ Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,15}{1,5} = 0,10 > 0,0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4,20}{1,5} \frac{7,92 \times 10^{-4}}{1 \times 0,135} \leq \frac{4,20}{f_e} \quad 0,0058 \leq 0,0105 \text{ Condition vérifiée.}$$

Donc le calcul de la flèche n'est pas utile.

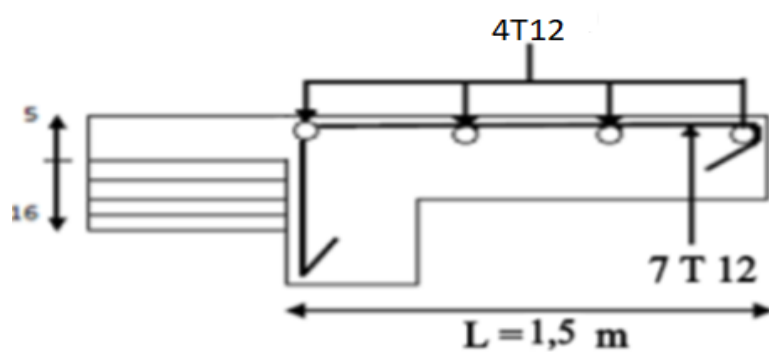


Figure IV. 13 : Dessin de ferrailage de la dalle pleine.

IV.4 Étude des séchoirs :

IV.4.1 Introduction :

On a un type de séchoir considéré comme console encastrée, constitués d'une dalle pleine, d'épaisseur $e=15$ cm et sollicités par les efforts G, Q et le poids P suivants :

G : charge permanente du balcon.

Q : surcharge d'exploitation du balcon.

P : charge concentrée du mur = charge permanente.

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.

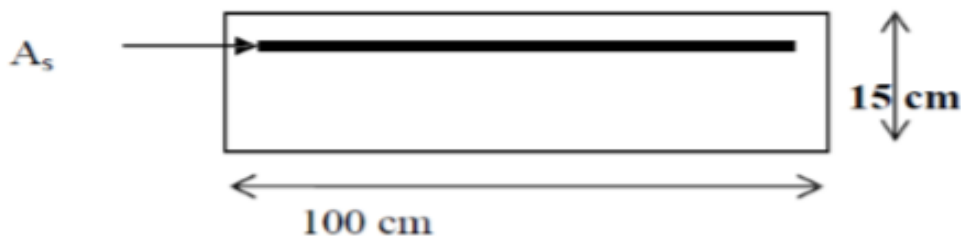


Figure IV. 14 : Coupe transversale d'un mètre linéaire du séchoir.

IV.4.2 Evaluation des charges :

Désignation	Poids volumique (KN/m^3)	E_p (m)	Poids S (KN/m^2)
Carrelage	22	0,02	44
Mortier de pose	20	0,02	40
Lit de sable	18	0,02	36
Dalle en BA (dalle plein)	25	0,15	375
Enduit en plâtre	10	0,02	20

Tableau IV. 11 : Evaluation des charges pour le Séchoir

IV.4.3 Calcul des Séchoirs :

Charge permanente : $G=5,15 \times 1\text{ml} = 5,15$ KN/ml

Charge d'exploitation : $Q=3,5 \times 1\text{ml} = 3,5$ KN/ml

La charge des murs : c'est

Une force concentrée $P = 1,38 \times 1,10 \text{ m} \times 1 \text{ m} = 1,518 \text{ KN}$

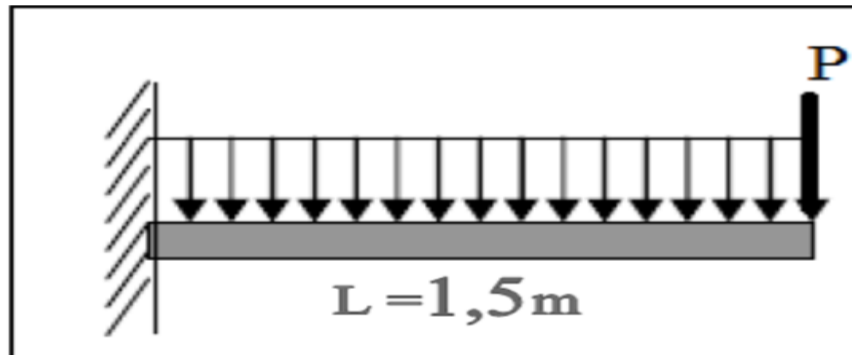


Figure IV. 15 : Schéma statique des charges appliquées sur le séchoir.

❖ À l'ELU :

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,15 + 1,5 \times 3,5 = 12,20 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1,35P = 1,35 \times 1,518 = 2,05 \text{ KN}$$

❖ À l'ELS :

$$Q_s = G + Q = 5,15 + 3,5 = 8,65 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = 1,518 \text{ KN}$$

c) Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants :

• ELU :

Section (1-1) : $0 < x < 1,50 \text{ m}$

$$M(x) = -P_u x - Q_u \frac{x^2}{2} = -2,05 x - 12,20 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1,5) = -16,80 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = -P_u - Q_u \cdot x = -2,05 - 12,20x$$

$$T(x) = \begin{cases} T(0) = -2,05 \text{ KN} \\ T(1,5) = -20,35 \text{ KN} \end{cases}$$

- **ELS :**

Section (1-1) : $0 < x < 1,50 \text{ m}$

$$M(X) = -P_s x - Q_s \frac{x^2}{2} = -1,518 x - 8,65 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1,5) = -12,01 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = -P_s - Q_u \cdot x = -1,518 - 8,65x$$

$$T(x) = \begin{cases} T(0) = -1,518 \text{ KN} \\ T(1,5) = -14,49 \text{ KN} \end{cases}$$

d) Ferrailage :

On adopte le même ferrailage du balcon (même section) :

Le choix est de : $4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$

D'où A_{st} choisi ($4T12$) = $4,52 \text{ cm}^2 < 7,5 \text{ cm}^2$

Donc le choix est $7T12$ ($7,92 \text{ cm}^2$)

➤ **Armatures de répartition :**

$A_{rép} = A$ (adopté)/4 = $7,92/4 = 1,98 \text{ cm}^2$

Le choix est : **2T12.**

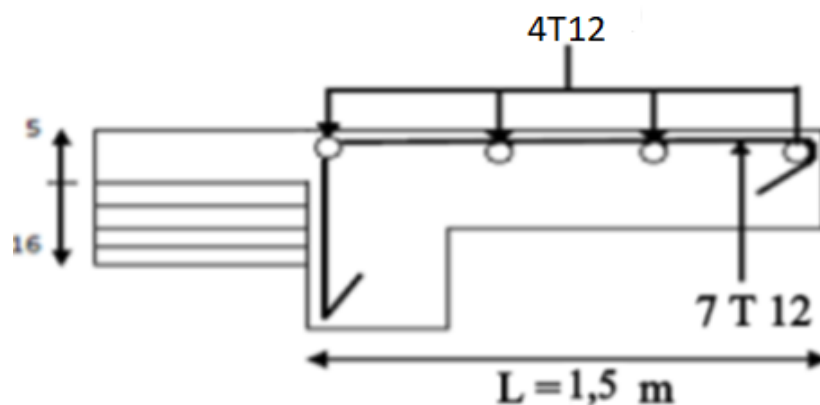


Figure IV. 16 : Dessin de ferrailage de la dalle pleine.

V.1 Introduction :

Parmi les grands problèmes qui influent sur les domaines d'économie et du génie civil, est l'activité sismique. En Algérie, les différentes études géologiques et sismologiques montrent que 70% du Nord du pays est soumis à l'activité sismique. Dans cette partie du territoire national sont concentrées au moins 90% des installations socio-économiques et politiques du pays. Dans le monde arabe, l'Algérie est le pays qui a le plus souffert des effets destructeurs des séismes.

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

V.2 Objective de l'étude sismique :

L'étude parasismique nous permet d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des usages, l'exécution d'un ouvrage doit respecter la démarche globale de conception parasismique.

Elle doit s'appuyer sur trois points :

- respect de la réglementation parasismique.
- conception architecturale parasismique.
- mise en œuvre soignée

V.3 Modélisation mathématique :

La modélisation est la recherche d'un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible les caractéristiques intrinsèques de la structure (masse et rigidité de tous les éléments de la structure).

Le calcul dynamique consiste à déterminer les modes propres de vibration de la structure ainsi que leurs périodes propres associées. Les caractéristiques dynamiques de la structure sont déterminées par le logiciel ETABS.

Deux types de modélisation peuvent être envisagés :

- Modélisation par éléments finis
- Modélisation à masses concentrées et raideurs équivalentes

V.4 Représentation des éléments non structuraux :

D'une manière générale, les éléments non structuraux sont ceux qui ne contribuent pas à la résistance de l'ouvrage : éléments de remplissages, divers équipements....

Pour l'analyse dynamique, il y a lieu d'apprécier leur influence sur la réponse de la structure :

- Augmentation de la raideur due aux panneaux de remplissage
- Amplification des réactions d'appui des équipements due à leur réponse propre.

V.5 Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ces forces peuvent être déterminées par trois méthodes qui sont les suivantes :

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

V.6 Méthode statique équivalente :

V.6.1 Définition :

Cette méthode consiste à remplacer l'ensemble des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- une ductilité suffisante
- une capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures

V.6.2 Condition d'application de la méthode statique équivalente

a) Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 (RPA99/Version 2003) avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III

b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration régulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

- **Zone I** : tous groupes
- **Zone IIa**:

Groupe d'usage 3.

Groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

- **Zone IIb et III** :

Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

V.6.3 Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale

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

- Hypothèses de calcul.
- Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux)

V.6.4 Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié au paravent 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.

La structure étudiée ne répond pas aux conditions exigées par les RPA99/Version 2003 pour l'application de la méthode statique équivalente; c'est pourquoi le calcul sismique se fera par la méthode Modale Spectrale.

V.7 Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003 :

a) Classification des zones sismiques :

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

Zone 0: sismicité négligeable

Zone I : sismicité faible

Zone II : sismicité moyenne

Zone III : sismicité élevée

Notre ouvrage est implanté dans la wilaya Skikda donc en zone Ia

b) Classification de l'ouvrage selon son importance

Le bâtiment étudié à usage de bureaux selon (RPA 2003) chapitre 3artiel 3.2

Le bâtiment accueillir plus de 300personnes dans le groupe 1B

c) Classification du site

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol ferme de catégorie S2.

V.7.1 Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale

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

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_T$$

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone.
- D : facteur d'amplification dynamique moyen.
- Q : facteur de qualité.
- R : coefficient de comportement.
- W_T : poids total de la structure.

➤ Détermination des coefficients :

- ❖ Coefficient d'accélération de zone (A) : donné par le tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

	ZONE	ZONE	ZONE	ZONE
Groupe	I	IIa	II b	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Groupe d'usage 2 et zone sismique IIa $\Rightarrow A = 0,15$

- ❖ Coefficient de comportement global de la structure (R) :

Sa valeur donnée par le tableau 4.3

Portique contreventé par des voiles $\Rightarrow R = 4$.

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

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

- T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 Site ferme $S2 \Rightarrow T_2 = 0,4s$.

- η : Facteur de correction d'amortissement donné par le formule: $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7$

ξ (%) Est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. Tableau 4.7 $\Rightarrow \xi$ (%) = 7%

Présenté ci-après.

Remplissage	Portique		Voile ou murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé / Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Donc $\eta = \sqrt{7/(2 + 7)} = 0,882 > 0,7$.

- T : la période fondamentale de la structure: $T = C_T h_N^{\frac{3}{4}}$ (4.6).

- h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau:

$h_N=19,67m$.

- C_T : coefficient, fonction de système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau (4.6)

$\Rightarrow C_T = 0,050$.

$$\Rightarrow T = 0,050 \times (18,96)^{\frac{3}{4}} = 0,454 \text{ S}$$

et comme " C_T " le cas $n_0=03$ dans le tableau, on peut utiliser aussi la formule :

$$T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} (4.7).$$

Où " D " est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction considérée.

$$D_x = 25,96\text{m} \Rightarrow T_x = 0,3349 \text{ s} \quad ; \quad D_y = 20,35\text{m} \Rightarrow T_y = 0,3727 \text{ s}.$$

Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (4.6) (4.7).

Donc on prend : $T_x = 0,3349 \text{ s}$ et $T_y = 0,3727 \text{ s}$

$$T_2 = 0,4 \text{ s} < T_x = 0 \leq 0,3349 < 3,0 \text{ s} \quad \Rightarrow D_x = 2,5 \eta = 2,205\text{m}$$

$$T_2 = 0,4 \text{ s} < T_y = 0 \leq 0,3727\text{s} < 3,0 \text{ s} \Rightarrow D_y = 2,5 \eta = 2,205\text{m}$$

❖ Facteur de qualité (Q) :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de:

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule: $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Facteur de qualité (Q) : Critique « q »	Pénalité "Pq".	
	Observé	Non observé
Conditions minimales sur les files de contreventement.	/	0
Redondance en plan.	/	0
Régularité en plan.	/	0
Régularité en élévation.	0	/
Contrôle de la qualité des matériaux.	/	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution.	/	0,10

Tableau V.1: Pénalité correspondante au critère.

$$Q = 1 + (0 + 0,05 + 0,1) = 1,15$$

❖ Poids total de la structure : (W_T)

W_T : est égale à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W_T = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}.$$

W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation

$$\beta = 0,20[\text{tab (4.5) RPA99}]$$

Niveau	Elément	$W_G(t)$	$W_{Gi} & W_{Qi} (t)$
Terrasse	L'acrotère.....	14,03	$W_G = 209,42$ $W_Q = 21,38$
	Plancher terrasse.....	94,81	
	Poutres longitudinales.....	16,43	
	Poutres transversales.....	19,64	
	Poteaux.....	21,55	
	Murs.....	13,34	
	Voiles	29,62	
Etage courant	Plancher étage.....	72,36	$W_G = 183,08$ $W_Q = 22,04$
	Poutres long.....	16,43	
	Poutres transe	19,64	
	Poteaux.....	21,55	
	Voiles	29,62	
	Murs.....	13,34	
	Escalier.....	10,14	
RDC	Plancher étage.....	72,36	$W_G = 195,91$ $W_Q = 22,90$
	Poutres long.....	16,43	
	Poutres transe	19,64	
	Poteaux.....	25,15	
	Voiles.....	34,27	
	Murs.....	15,57	
	Escalier.....	12,49	

Tableau V.2: le poids total de la structure.

Le poids total de la structure :

$$W_T = (1 \cdot 37,) + 0,2 (132,) = 232,0016 \text{ t.}$$

➤ **La force sismique totale « V » appliquée à la base dans les deux sens :**

$$V = \frac{A \times D_x \times Q}{R} W_T = \frac{0,15(2,202)(1,15)}{4} \times 2320,016 = 220,312 \text{ kn.}$$

V.8 Etude dynamique

V.8.1 Présentation du logiciel L'ETABS

L'ETABS : est un programme structural basé sur la méthode des éléments finis autonome pour l'analyse et la conception des structures civiles.

Il offre une interface utilisateur intuitive, pourtant puissante avec beaucoup d'outils pour faciliter la construction rapide et précise des modèles, avec les techniques analytiques sophistiquées requises pour faire les projets les plus complexes.



- **Nom du programme:** Extended 3D Analysis of Building Systèmes.
- **Version :** Version 9.0.0.
- **Entreprise productrice :** Computers and Structures, Inc.

Berkeley, Californie. USA.

Ce dernier est un logiciel qui permet de modéliser et d'analyser les bâtiments. Les caractéristiques principales d'ETABS sont :

- ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

- Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI ..etc). De plus de part ça spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport au codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc).
- ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

Modélisation mathématique par la méthode des éléments finis

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre infini de degré de liberté (DDL) par un modèle ayant un nombre fini de DDL, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement.

En d'autres termes; La modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

Analyse et conception structurales

Les étapes générales suivantes sont exigées pour analyser et concevoir une structure en utilisant ETABS :

- Créez ou modifiez un modèle qui définit numériquement la géométrie, les propriétés, le chargement, et les paramètres d'analyse pour la structure.
- Exécutez une analyse du modèle.
- Passez en revue les résultats de l'analyse. Vérifiez et optimisez la conception de la structure

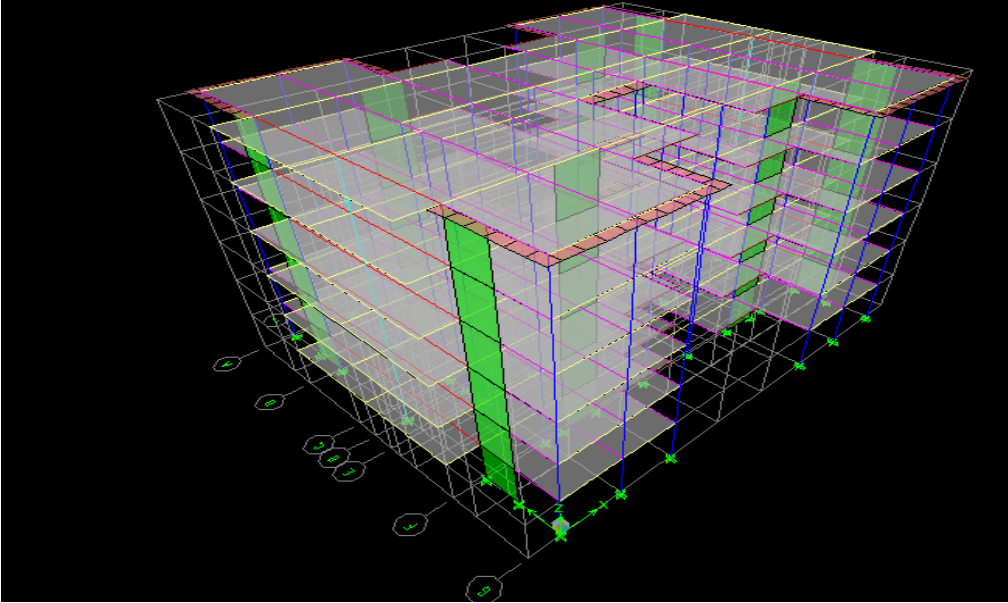


Figure V.1 : Vue en 3D du bâtiment

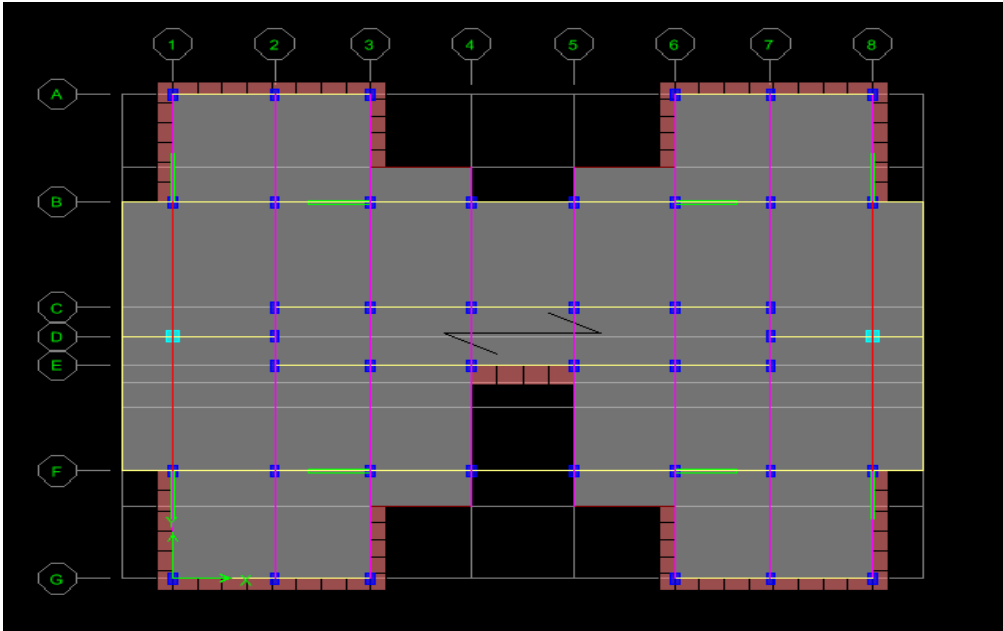


Figure V.2 : vue en plan du bâtiment

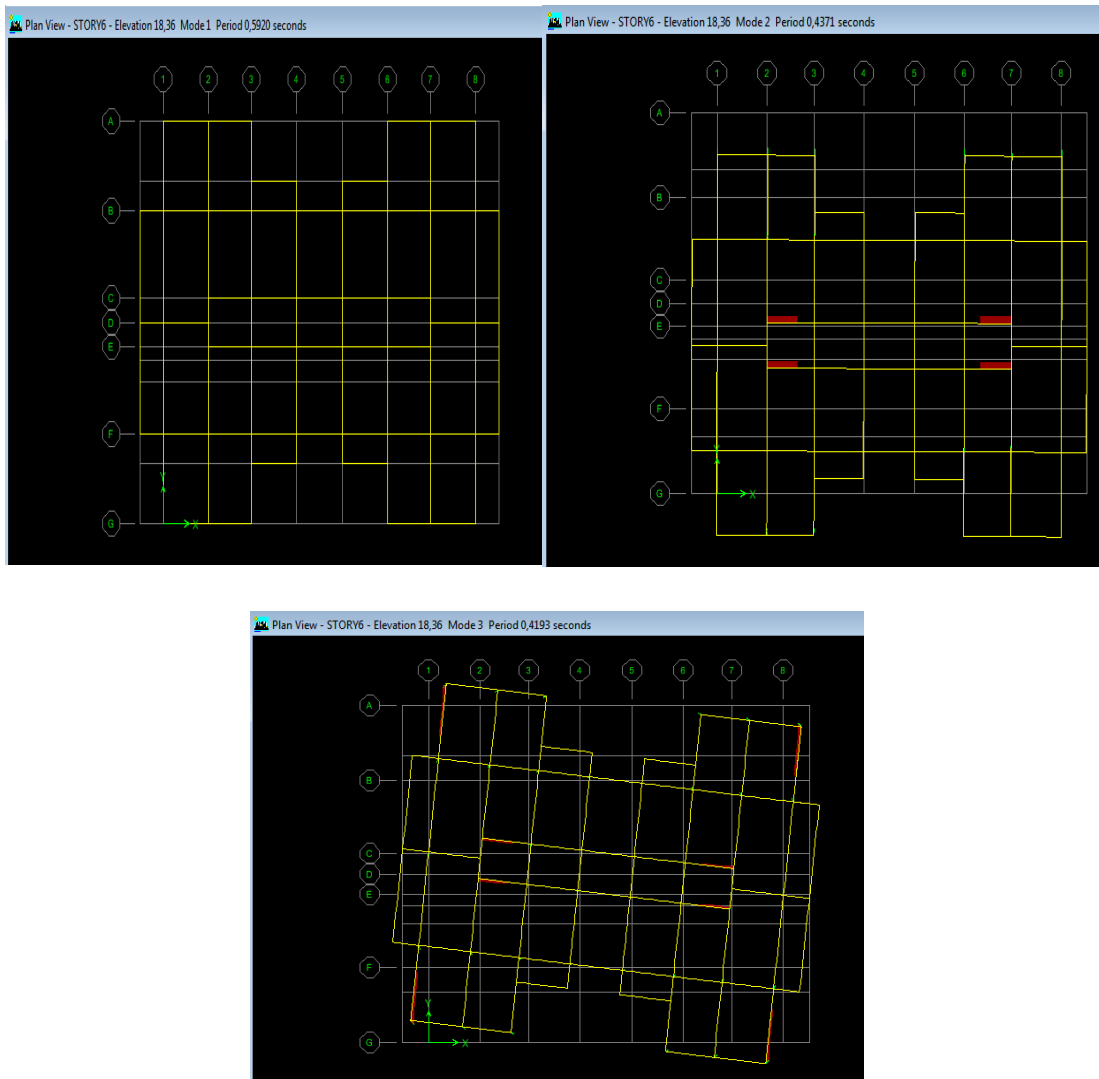


Figure V.3 Les trois premiers modes de déformation.

➤ Centre de masse et centre de torsion

Story	Diaphragme	XCCM	YCCM	XCR	YCR
STORY1	D1	11,941	10,365	11,325	10,039
STORY1	D2	11,182	10,079	11,325	10,058
STORY1	D3	11,066	9,879	11,325	10,077
STORY1	D4	11,044	9,943	11,325	10,093
STORY1	D5	11,325	10,032	11,325	10,101
STORY1	D6	11,325	9,962	11,325	10,094

Tableau V.3: Centre de masse et centre de torsion.

➤ **b2-2 L'excentricité accidentelle :**

➤ Dans notre cas (analyse tridimensionnelle) en plus de l'excentricité théorique calculée ,une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0,05 L$,(L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être

➤ Appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.

➤ Sens X : $e_{acc} = 0,05 \times 25,96 = 1,298$ m

➤ Sens Y : $e_{acc} = 0,05 \times 20,35 = 1,0175$ m

➤ **Calcul de l'excentricité**

🔗 **Excentricité théorique**

$$e_x = |X_{CCM} - X_{CR}| ; e_y = |Y_{CCM} - Y_{CR}|$$

🔗 **Excentricité accidentelle: RPA99/V2003 Article (4.2.7)**

$$e_{acc} = 0,05 L$$

Diaphragme	Excentricité	théorique	Excentricité acc
	Ex	Ey	Eacc
1	0,616	0,287	1,298
2	0,143	0,021	1,298
3	0,259	0,198	1,298
4	0,281	0,150	1,298
5	0	0,069	1,298
6	0	0,132	1,298

Tableau V.4:Excentricité accidentelle.

➤ **Facteurs de participations modales :**

Mode	Période	U_x	U_y	U_z	Sum U_x	Sum U_x
1	0,563417	75,1431	0	0	75,1431	0
2	0,51653	0	76,4334	0	75,1431	76,4334
3	0,475904	0,0198	0	0	75,1628	76,4334
4	0,154668	14,7525	0	0	89,9153	76,4334
5	0,14506	0	13,5668	0	89,9153	90,0002
6	0,129322	0	0	0	89,9153	90,0002
7	0,073942	5,6166	0		95,5319	90,0002

Tableau V.5 : Facteurs de participations modales.

☞ **Déplacements et Efforts tranchant de chaque diaphragme:**

Story	Diaphragme	Lead	U_x	U_y	v_x	v_y
STORY6	D6	E	1,8117	1,7054	28,91	27,28
STORY5	D5	E	1,2926	1,3521	81,43	84,6
STORY4	D4	E	1,1153	1,0901	120,85	127,47
STORY3	D3	E	0,9261	0,961	150,11	159,41
STORY2	D2	E	0,8402	0,7228	169,6	180,98
STORY1	D1	E	0,4832	0,3007	178,96	189,51

Tableau V.6 : Déplacements et Efforts tranchant de chaque diaphragme.

➤ **Vérification des déplacements:**

Les déplacements horizontaux de chaque niveau dus aux efforts horizontaux sont aux niveaux des planchers.

D'après le RPA 99/ V 2003 le déplacement horizontal à chaque niveau δ_k de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

Avec,

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i .

R : Coefficient de comportement (R= 4).

Le déplacement relatif au niveau δ_k par rapport au niveau δ_{k-1} est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adja doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Dans le sens X-X							
Niveau	$\delta_{ek}(cm)$	$\delta_k(cm)$	$\delta_{k-1}(cm)$	Δ_k	h_k	$\Delta_k / h_k (\%)$	Observation
RDC	1,8117	7,2468	0	7,25	306,0	2,368	<i>vérifiée</i>
Etage1	1,2926	5,1704	7,2468	-2,08	306,0	-0,679	<i>vérifiée</i>
Etage2	1,1153	4,4612	5,1704	-0,71	306,0	-0,232	<i>vérifiée</i>
Etage3	0,9261	3,7044	4,4612	-0,76	306,0	-0,247	<i>vérifiée</i>
Etage4	0,8402	3,3608	3,7044	-0,34	306,0	-0,111	<i>vérifiée</i>
Etage5	0,4832	1,9328	3,3608	-1,43	306,0	-0,466	<i>vérifiée</i>

Dans le sens X-X							
Niveau	$\delta_{ek}(cm)$	$\delta_k(cm)$	$\delta_{k-1}(cm)$	Δ_k	h_k	$\Delta_k / h_k (\%)$	Observation
RDC	1,7054	6,822	0	6,82	306,0	2,229	<i>vérifiée</i>
Etage1	1,3521	5,408	6,822	-1,41	306,0	-0,462	<i>vérifiée</i>
Etage2	1,0901	4,360	5,408	-1,05	306,0	-0,342	<i>vérifiée</i>
Etage3	0,961	3,844	4,360	-0,52	306,0	-0,169	<i>vérifiée</i>
Etage4	0,7228	2,891	3,844	-0,95	306,0	-0,310	<i>vérifiée</i>
Etage5	0,3007	1,203	2,891	-1,69	306,0	-0,550	<i>vérifiée</i>

Tableau V.7 : Vérification des déplacements

Donc tous les déplacements relatifs sont inférieurs aux déplacements admissibles imposés par le « R.P.A.99 /version 2003 » et qui est de l'ordre de 1% de la hauteur d'étage.

➤ Vérification de l'effort tranchant à la base:

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

	0,8V statique (KN)	V dynamique (KN)	
Suivant X	176,24	178,96	Condition Vérifiée
Suivant Y	176,25	189,51	Condition Vérifiée

Tableau V.8 : Vérification de l'effort tranchant à la base.

Justification vis à vis de l'effet P-Δ

Les effets du 2^o ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0,10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k » :

$$P_k = \sum_{i=1}^n (W_{gi} + \beta W_{qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau "k".

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $1 / (1 - \theta_k)$.

Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Dans le sens x :

Niveaux	h_k	P_k	Δ_k	V_k	θ_k	Observation
RDC	306,0	26138	-25832,00	178,96	-12329,714	<i>vérifiée</i>
1	306,0	21289,0	-20983,00	196,6	-7425,367	<i>vérifiée</i>
2	306,0	16466,6	-16160,60	150,11	-5793,358	<i>vérifiée</i>
3	306,0	11644,3	-11338,30	120,85	-3570,206	<i>vérifiée</i>
4	306,0	6821,9	-0,34	81,43	-0,094	<i>vérifiée</i>
5	306,0	1999,5	-1,43	28,91	-0,323	<i>vérifiée</i>

Tableau V.9 : Vérification vis à vis de l'effet P- Δ dans le sens x.

Dans le sens y :

Niveaux	h_k	P_k	Δ_k	V_k	θ_k	Observation
RDC	306,0	26138	-25832,00	189,51	-11643,320	<i>vérifiée</i>
1	306,0	21289,0	-20983,00	180,98	-8066,234	<i>vérifiée</i>
2	306,0	16466,6	-16160,60	159,41	-5455,373	<i>vérifiée</i>
3	306,0	11644,3	-11338,30	127,47	-3384,791	<i>vérifiée</i>
4	306,0	6821,9	-0,95	84,43	-0,252	<i>vérifiée</i>
5	306,0	1999,5	-1,69	28,91	-0,382	<i>vérifiée</i>

Tableau V.10 : Vérification vis à vis de l'effet P- Δ dans le sens y.

Donc $\theta \leq 1,0$ dans tous les niveaux, donc l'effet P- Δ est négligé.

✚ Conclusion :

La vérification des conditions exigées par le règlement parasismique algérien RPA99.V2003 nous a amené à l'augmentation des sections des éléments structuraux obtenus après pré dimensionnement, la modéliser des différents emplacements des voiles est une meilleur solution pour obtenir une bonne réponse pour notre structure de forme H.

VI.1 Introduction

L'étude des éléments porteurs présente une grande importance dans la conception de cette étude vue le rôle important que joue ces éléments dans la construction, ces éléments reprennent seuls les différentes actions horizontales et verticales.

L'étude des éléments porteurs qui sont les plus sollicités ; doit être conformes aux règlements de calcul et de conception « RPA 99 VERSION 2003 ; CBA 93 ».

Ce qui nous intéresse dans l'étude des portiques c'est la distribution des charges (horizontales et verticales) aux portiques et voiles, cette étude sera effectuée par la méthode des éléments finis à l'aide du logiciel «ETABS » ; (**Extended 3D Analyses of Building Systèmes**).

VI.2 Ferrailage des poutres

Les poutres sont sollicitées par un moment, un effort tranchant et un effort normal, ce dernier ne sera pas pris en considération dans les calculs à cause de sa valeur négligeable par rapport aux autres sollicitations.

La section d'armature finale $A = \max (A_{calcul} ; A_{CNF} ; A_{RPA})$ tel que :

- A_{calcul} : section d'armature calculée en flexion simple.
- A_{CNF} : Condition de non fragilité : $A_{min} = 0,23.b.d.f_{tj}/f_e$
- A_{RPA} : Section d'armature minimale du RPA 99 « Version 2003 » (Art 7.5.2.1 P63).

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- ✓ 4% en zone courante.
- ✓ 6% en zone de recouvrement.

& Poutres principales et secondaires :

Les poutres sont soumises aux efforts suivants :

- Moment fléchissant.
- Effort tranchant.
- Effort normal.

Et vu que l'influence de l'effort normal sur les poutres est souvent insignifiante devant celle du moment fléchissant ou de l'effort tranchant, l'effort normal est négligé; Donc le ferrailage se fera en **flexion simple** (cas le plus défavorable)

Combinaisons :

Les poutres sont calculées suivant les deux situations suivantes :

- Situation durable selon **CBA (1,35G+1,5Q)** : pour déterminer le moment Max en travée.
- Situation accidentelle selon le **RPA99V2003 (G+Q ± E ; 0,8G ± E)** : Pour déterminer respectivement le moment maximum négatif et positif, sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis.

et Cas des contraintes :

Cas des contraintes					
Situation	Contrainte de béton	$f_{bu} = 0,85f_{c28}/\gamma_b$	$\gamma_b = 1,5$	$f_{bu} = 12,47$	MPa
Durable	Contrainte d'acier	$\sigma_s = f_e/\gamma_s$	$\gamma_s = 1,15$	$\sigma_s = 348$	MPa
Situation	Contrainte de béton	$f_{bu} = 0,85f_{c28}/\gamma_b$	$\gamma_b = 1,15$	$f_{bu} = 16,26$	MPa
Accidentelle	Contrainte d'acier	$\sigma_s = f_e/\gamma_s$	$\gamma_s = 1$	$\sigma_s = 400$	MPa

Tableau VI.1 : Récapitulatif.

➤ Calcul de ferrailage :

VI.2.1 Poutres principales (30x50) :

a) Ferrailage longitudinal

On prend comme un exemple de calcul la poutre la plus sollicitée (poutre d'étage).

Calcul des armatures longitudinales :

☞ **En travée** : Combinaison utilisée : 1,35G+1,5Q.

Données				
Géométrie :	Largeur de la poutre	b=	0,30	M
	Hauteur de la section	h=	0,50	M
	Hauteur utile des aciers tendus	d=	0,475	M
	Hauteur utile des aciers comprimés	c=	0,025	M
Matériau :	Contrainte de l'acier utilisé	$f_e =$	400	MPA
	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} =$	22	MPA
	Contrainte de fissuration	Peu préjudiciable		
Sollicitation:	Moment ultime due à : 1.35G+1.5Q	$M_u =$	78,94	Kn.m
	Moment réduit ultime	$\mu_l =$	0,392	

Tableau VI.2 : Récapitulatif.

Calcul des moments réduits :

$$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bu}) = 62,43 \times 10^3 / (30 \times 47,5^2 \times 12,47) = 0,09$$

$$\mu = 0,12 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{Pas d'aciers comprimés (A' = 0 cm}^2\text{)}$$

$$\mu = 0,09 \Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,12 < \alpha_L = 0,616.$$

$$\Rightarrow \beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,953.$$

Détermination de la section théorique des aciers tendus :

$$A_s = M_u / (\beta \times d \times \sigma_s) = 62,43 \times 10^3 / (0,953 \times 47,5 \times 348) = 5,01 \text{ cm}^2.$$

En appuis :

Nappe inférieure :

Combinaison utilisée : 0.8G + E.

Calcul des moments réduits :

$$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bu}) = 108,1 \times 10^3 / (30 \times (47,5)^2 \times 16,26) = 0,098$$

$$\mu = 0,098 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{Pas d'aciers comprimés (A' = 0)}$$

$$\mu = 0,098 \Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,13 < \alpha_L = 0,616.$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,95.$$

Détermination de la section théorique des aciers tendus :

$$A_s = M_u / (\beta \times d \times \sigma_s) = 108,1 \times 10^3 / (0,95 \times 47,5 \times 400) = 5,60 \text{ cm}^2.$$

✿ Remarque :

A_s (Travée) < A_s (Appuie nappe inférieure) donc :

$$A_s \text{ (Appuie nappe inférieure)} = 5,60 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s \text{ théorique}} = 5,60 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{s \text{ réel}} = 9,24 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2 \times 3\text{HA}14.$$

Nappe supérieure :

Combinaison utilisée : G+Q ±E

Calcul des moments réduits :

$$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bu}) = 70,28 \times 10^3 / (30 \times 47,5^2 \times 16,26) = 0,06$$

$$\mu = 0,06 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{Pas d'aciers comprimés (A' = 0)}$$

$$\mu = 0,06 \Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,077 < \alpha_L = 0,616.$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,97$$

Détermination de la section théorique des aciers tendus :

$$A_s = M_u / (\beta \times d \times \sigma_s) = 100,78 \times 10^3 / (0,92 \times 47,5 \times 400) = 3,81 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s \text{ théorique}} = 3,81 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{s \text{ réel}} = 11,50 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2 \times 3\text{HA}14 + 2\text{HA}12.$$

b) Vérifications

- Pourcentage minimal d'après le RPA99V2003 (7.5.2.1) :

$$A_{\min} = 5\% (b \times h) = 75 \text{ cm}^2$$

- Pourcentage maximal d'après le RPA99V2003:

$$4\% b h \text{ en zone courante (} A_{\max} = 60 \text{ cm}^2)$$

$$6\% b h \text{ en zone de recouvrement (} A_{\max} = 90 \text{ cm}^2)$$

Condition de non fragilité :

$$A_s > A_{CNF} = 0,23 \times b \times d \times f_{tj} / f_e = 1,57 \text{ cm}^2$$

VI.2.2 Poutres principales (30, 40) :

a. Ferrailage longitudinal

On prend comme un exemple de calcul la poutre la plus sollicitée (poutre d'étage).

Calcul des armatures longitudinales :

Données				
Géométrie :	Largeur de la poutre	b=	0,30	M
	Hauteur de la section	h=	0,40	M
	Hauteur utile des aciers tendus	d=	0,375	M
	Hauteur utile des aciers comprimés	c=	0,025	M
Matériau :	Contrainte de l'acier utilisé	$f_e =$	400	MPA
	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} =$	22	MPA
	Contrainte de fissuration	Peu préjudiciable		
Sollicitation: En travée	Moment ultime due à : 1,35G+1,5Q	$M_u =$	62,43	Kn.m
	Moment réduit ultime	$\mu_l =$	0,392	
Sollicitation appuis Nappe inférieure	Moment ultime due à : 0,8G+E	$M_u =$	106,33	Kn.m
Sollicitation appuis Nappe supérieure	Moment ultime due à : G+Q±E	$M_u =$	100,78	Kn.m

Tableau VI.3 : Récapitulatif.

Calcul des moments réduits :

$$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bu}) = 62,43 \times 10^3 / (30 \times 37,5^2 \times 12,47) = 0,12$$

$$\mu = 0,12 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{Pas d'aciers comprimés (A' = 0 cm}^2\text{)}$$

$$\mu = 0,05 \Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,16 < \alpha_L = 0,616.$$

$$\Rightarrow \beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,934.$$

Détermination de la section théorique des aciers tendus :

$$A_s = M_u / (\beta \times d \times \sigma_s) = 62,43 \times 10^3 / (0,934 \times 37,5 \times 348) = 5,12 \text{ cm}^2.$$

En appuis :

Nappe inférieure :

Combinaison utilisée : 0.8G + E.

Calcul des moments réduits :

$$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bu}) = 106,33 \times 10^3 / (30 \times (37)^2 \times 16,26) = 0,16$$

$$\mu = 0,16 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{Pas d'aciers comprimés (A' = 0)}$$

$$\mu = 0,16 \Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,22 < \alpha_L = 0,616.$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,92.$$

Détermination de la section théorique des aciers tendus :

$$A_s = M_u / (\beta \times d \times \sigma_s) = 106,33 \times 10^3 / (0,92 \times 37,5 \times 400) = 7,71 \text{ cm}^2.$$

✿ Remarque :

A_s (Travée) < A_s (Appuie nappe inférieure) donc :

$$A_s \text{ (Appuie nappe inférieure)} = 7,71 \text{ cm}^2.$$

$$A_s \text{ théorique} = 7,71 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s \text{ réel} = 9,24 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2 \times 3\text{HA}14.$$

Nappe supérieure :

Combinaison utilisée : G+Q ±E

Calcul des moments réduits :

$$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bu}) = 100,78 \times 10^3 / (30 \times 37,5^2 \times 16,26) = 0,15$$

$$\mu = 0,15 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{Pas d'aciers comprimés (A' = 0)}$$

$$\mu = 0,15 \Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,20 < \alpha_L = 0,616.$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,92$$

Détermination de la section théorique des aciers tendus :

$$A_s = M_u / (\beta \times d \times \sigma_s) = 100,78 \times 10^3 / (0,92 \times 37,5 \times 400) = 7,30 \text{ cm}^2.$$

$$A_s \text{ théorique} = 7,30 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s \text{ réel} = 11,50 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2 \times 3\text{HA}14 + 2\text{HA}12.$$

d) Vérifications

- Pourcentage minimal d'après le RPA99V2003 (7.5.2.1) :

$$A_{\min} = 5\% (b \times h) = 60 \text{ cm}^2$$

- Pourcentage maximal d'après le RPA99V2003:

$$4\% b h \text{ en zone courante (} A_{\max} = 48 \text{ cm}^2)$$

$$6\% b h \text{ en zone de recouvrement (} A_{\max} = 72 \text{ cm}^2)$$

Condition de non fragilité :

$$A_s > A_{CNF} = 0,23 \times b \times d \times f_{tj} / f_e = 1,73 \text{ cm}^2$$

VI.2.3 Poutres secondaires (30x35) :

a) Ferrailage longitudinal

En travée : Combinaison utilisée : 1,35G+1,5Q

Données				
Géométrie :	Largeur de la poutre	B=	0,30	M
	Hauteur de la section	H=	0,35	M
	Hauteur utile des aciers tendus	D=	0,32	M
	Hauteur utile des aciers comprimés	C=	0,03	M
Matériau :	Contrainte de l'acier utilisé	$f_e =$	400	MPA
	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} =$	22	MPA
	Contrainte de fissuration	Peu préjudiciable		
Sollicitation:	Moment ultime	$M_u =$	142,38	Kn.m
	Moment réduit ultime	$\mu_l =$	0,392	

Tableau VI.4 : Récapitulatif.

$$\mu = 0,28 \Rightarrow \alpha = 0,42 \Rightarrow A_s = 13,2 \text{ cm}^2.$$

$$\beta = 0,83$$

En appuis :

Nappe inférieure :

Combinaison utilisée : 0,8G + E.

Données				
Géométrie :	Largeur de la poutre	B=	0,30	M
	Hauteur de la section	H=	0,35	M
	Hauteur utile des aciers tendus	D=	0,325	M
	Hauteur utile des aciers comprimés	C=	0,025	M
Matériau :	Contrainte de l'acier utilisé	$f_e =$	400	MPA
	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} =$	22	MPA
	Contrainte de fissuration	Peu préjudiciable		
Sollicitation:	Moment ultime	$M_u =$	125,96	Kn.m
	Moment réduit ultime	$\mu_l =$	0,392	

Tableau VI.5 : Récapitulatif.

$$\mu = 0,24 \Rightarrow \alpha = 0,35 \Rightarrow A_s = 11,27 \text{ cm}^2.$$

$$\beta = 0,86$$

$A_s(\text{Travée}) < A_s(\text{Appui nappe inférieure})$ donc :

$$A_s(\text{Appui nappe inférieure}) = 11,27 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s \text{ théorique}} = 11,27 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{s \text{ réel}} = 13,76 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2 \times 3\text{HA}14 + 2 \times 2\text{HA}12.$$

Nappe supérieure :

Combinaison utilisée : G+Q ±E

$$M_u = 106,6$$

$$\mu = 0,21 \Rightarrow \alpha = 0,29 \Rightarrow A_s = 9,32 \text{ cm}^2.$$

$$\beta = 0,83.$$

$$A_{s \text{ théorique}} = 9,32 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{s \text{ réel}} = 15,27 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2 \times 3\text{HA}14 + 3\text{HA}16.$$

b) Vérifications :

☞ Pourcentage minimal d'après le RPA99V2003 (7.5.2.1) :

Données				
Géométrie :	Largeur de la poutre	B=	0,30	M
	Hauteur de la section	H=	0,35	M
	Hauteur utile des aciers tendus	D=	0,325	M
	Hauteur utile des aciers comprimés	C=	0,025	M
Matériau :	Contrainte de l'acier utilisé	$f_e =$	400	MPA
	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} =$	22	MPA
	Contrainte de fissuration	Peu préjudiciable		
Sollicitation:	Moment ultime	$M_u =$	104,36	Kn.m
	Moment réduit ultime	$\mu_l =$	0,392	

Tableau VI.6 : Récapitulatif.

$$A_{min} = 0,5\% (b \times h) = 5,25 \text{ cm}^2$$

☞ Pourcentage maximal d'après le RA99V2003:

$$4\% b h \text{ en zone courante } (A_{max} = 42 \text{ cm}^2)$$

$$6\% b h \text{ en zone de recouvrement } (A_{max} = 63 \text{ cm}^2)$$

Condition de non fragilité :

$$A_{sl} > A_{CNF} = 0,23 \times b \times d \times f_{tj} / f_e = 1,0764 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

VI.2.4 Vérification de la contrainte de cisaillement :

Contrainte tangente :

$$\tau_u = V u_{max} / bd = 113,2 \times 10^3 / 300 \times 325 = 1,16 \text{ MPa.}$$

Armature droite : $\alpha = 90^\circ$

$$\tau_u = 0,92 \text{ MPa} < \tau_{lim} = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Armatures transversales :

D'après le BAEL 91 :

$$\phi_t \leq \text{Min} (h/35 ; b/10 ; \phi_l) \text{ cm} = \text{Min} (10 ; 30 ; 12 \text{ mm})$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm.}$

D'après le RPA99V2003 :

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t \geq 0,3\% S_t b$$

Pour la zone nodale :

$$S_t \leq \text{Min} (h/4 ; 12\phi_1)$$

$$S_t \leq \text{Min} (35/4 ; 12(1,2)) = 8,75 \text{ cm}$$

Donc on adoptera un espacement de $S_t = 8,75 \text{ cm}$.

Pour la zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 35/2 = 17,5 \text{ cm}$$

Donc on adoptera un espacement de $S_t = 15 \text{ cm}$.

Ça nous donne :

$$S_t = 8,75 \text{ cm} \rightarrow \text{zone nodale} : A_t \geq 0,3\% (8,75) (30) = 0,7875 \text{ cm}^2.$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{zone courante} : A_t \geq 0,3\% (15) (30) = 1,35 \text{ cm}^2.$$

On adopte 2 HA12 = 2,26 cm² avec un espacement dans :

Zone nodale $S_t = 8,75 \text{ cm}$.

Zone courante $S_t = 15 \text{ cm}$.

Vérification de la compression du béton :

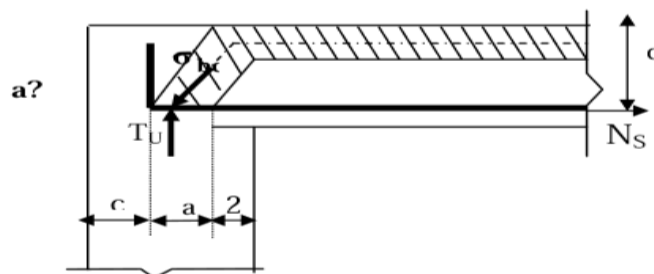


Figure VI.1 : Vérification de l'effort tranchant.

$$Vu_{max} = 113,2 \text{ kN} \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} = 0,267 \times 325 \times 300 \times 22 \times 10^{-3} = 572,715 \text{ kN}.$$

$$a = l_a - 2 \text{ cm}$$

l_a = longueur d'ancrage.

On choisit un **crochet droit**.

$$\Rightarrow l_a = l_s - 31,13 \times \phi_1$$

ϕ_1 : armatures longitudinales.

l_s : longueur de scellement roit.

$$l_s = 35 \times \varphi_1 (f_e E 400, \Psi_s = 1,5)$$

$$l_a = (35 - 31,13) \times 1,2 = 4,64 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow L_{a,min} = r - 0,5 \times \varphi_1$$

$$\Rightarrow r = 5,5 \times \varphi_1 = 6,6$$

$$L_{a,min} = 9,6 \text{ cm.}$$

$$a = 9,6 - 2 \text{ cm} = 6 \text{ cm.}$$

a : doit vérifiée la condition suivante :

$$\frac{3,75 \times V_u}{b \times f_{cj}} \leq a \leq 0,9 \times d = 0,9 \times 32,5$$

$$0,64 \text{ cm} \leq a = 6 \text{ cm} \leq 29,25 \text{ cm} \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

Donc :

$$V_u = 0,1132 \text{ KN} \leq 0,267 \times 0,06 \times 0,30 \times 22 = 0,106 \text{ MN} \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

VI.2.5 Vérification des contraintes :

a) Poutre principale

Données				
Matériaux :	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} =$	22	Mpa
	Contrainte limite de traction du béton	$f_{t28} =$	1,92	Mpa
	Contrainte de l'acier utilisé	$f_e =$	400	Mpa
	Section d'acier tendue	$A_s =$	5,12	Cm ²
	Coefficient d'équivalence	$n =$	15	
	Coefficient $\eta = 1,6$ pour les HA $\eta = 1,6$ pour les ronds lisses	η	1,6	
Géométrie :	Largeur de la poutre	$b =$	30	Cm
	Hauteur totale de la poutre	$h =$	50	Cm
	Hauteur utile de la poutre	$d =$	47,5	Cm

Tableau VI.7 : Récapitulatif.

Vérification des contraintes		
Moment service	M_{ser}	104,36 KN.m
Position de l'axe neutre	$\frac{by^3}{2} - 15A_s(d - y) = 0$	Y=13,86 cm $y = \sqrt{\frac{15A_s \times 2 \times d}{b}}$
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} - 15A_s(d - y)^2$	16294,64cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser} / I$	640,45 N/cm ³
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K \times y$	88,77Mpa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$	227,10 Mpa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28}$	8,87 < 13,2 vérifiée
Vérification de contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = (f_e)$	227,10 < 400 vérifiée

Tableau VI.8 : Récapitulatif.

b) Poutre secondaires :

Données				
Matériaux :	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} =$	22	Mpa
	Contrainte limite de traction du béton	$f_{t28} =$	1,92	Mpa
	Contrainte de l'acier utilisé	$f_e =$	400	Mpa
	Section d'acier tendue	$A_s =$	4,62	Cm ²
	Coefficient d'équivalence	$n =$	15	
	Coefficient $\eta = 1,6$ pour les HA $\eta = 1,6$ pour les ronds lisses	η	1,6	
Géométrie :	Largeur de la poutre	$b =$	30	Cm
	Hauteur totale de la poutre	$h =$	35	Cm
	Hauteur utile de la poutre	$d =$	32,5	Cm

Tableau VI.9 : Récapitulatif.

Vérification des contraintes		
Moment service	M_{ser}	18,89kn.m
Position de l'axe neutre	$\frac{by^3}{2} - 15A_s(d - y) = 0$	Y=12,15 cm $y = \sqrt{\frac{15A_s \times 2 \times d}{b}}$
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} - 15A_s(d - y)^2$	9369,62cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser} / I$	54,95 mn/cm ³
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K \times y$	6,72 Mpa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$	162,8 Mpa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28}$	6,72 < 15 vérifiée
Vérification de contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = (f_e)$	162,8 < 400 vérifiée

Tableau VI.10 : Récapitulatif.

Calcul de chargement

Charge permanente sans revêtement : $j = 3,5$ KN/ml.

Charge permanente avec revêtement : $g = 4,06$ KN/ml.

Charge totale : $P = (G+Q) b = (4,06+0,65) = 4,71$ KN/ml.

Calcul des moments correspondant :

$$M_j = 0,75 \frac{jL^2}{8} = 4,7 \text{ KN.m}$$

$$M_g = 0,75 \frac{gL^2}{8} = 5,49 \text{ KN.m}$$

$$M_p = 0,75 \frac{pL^2}{8} = 6,37 \text{ KN.m}$$

Calcul de position de centre de gravité:

$$y = \frac{15A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7,5A_s}} \right] \Rightarrow y = 8,85 \text{ cm.}$$

Calcul de moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 = \frac{30(35)^3}{12} + 15(4,62) \left(\frac{35}{2} - 3 \right)^2 = 117878,71 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes correspondant :

$$\sigma_j = \frac{15M_j}{I} (d - y) = 13,95 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_g = \frac{15M_g}{I} (d - y) = 16,18 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_p = \frac{15M_p}{I} (d - y) = 18,77 \text{ Mpa}$$

Calcul de pourcentage des armatures :

$$\rho = \frac{A_s}{db} = \frac{2,26}{18,65} = 0,0035$$

Calcul des coefficients correspondant :

$$\mu_j = 1 - \left(\frac{1,75f_{t28}}{4\rho\sigma_j + f_{t28}} \right) = -0,599 < 0 \Rightarrow \mu_j = 0$$

$$\mu_g = 1 - \left(\frac{1,75f_{t28}}{4\rho\sigma_g + f_{t28}} \right) = -0,578 < 0 \Rightarrow \mu_g = 0$$

$$\mu_p = 1 - \left(\frac{1,75f_{t28}}{4\rho\sigma_p + f_{t28}} \right) = -0,553 < 0 \Rightarrow \mu_p = 0$$

Calcul de module de déformation longitudinale du béton

☞ Calcul de module de déformation longitudinale instantané du béton :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 30822,43 \text{ Mpa.}$$

☞ Calcul de module de déformation longitudinale différée du béton :

$$E_v = 10818,87 \text{ Mpa.}$$

Calcul du moment d'inertie :

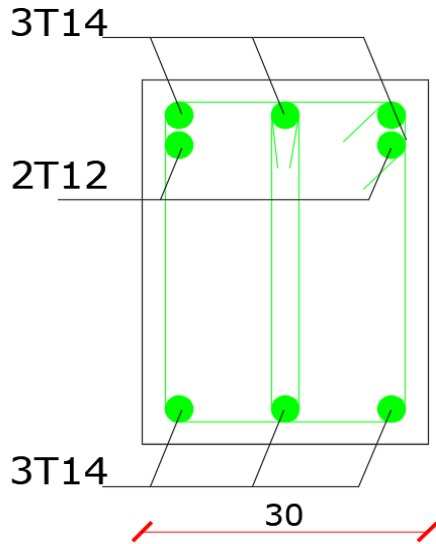
$$I_{ji} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i\mu_j} = \frac{1,1I_0}{1} = 50507,89 \text{ cm}^4.$$

$$I_{gi} = 53176,63 \text{ cm}^4.$$

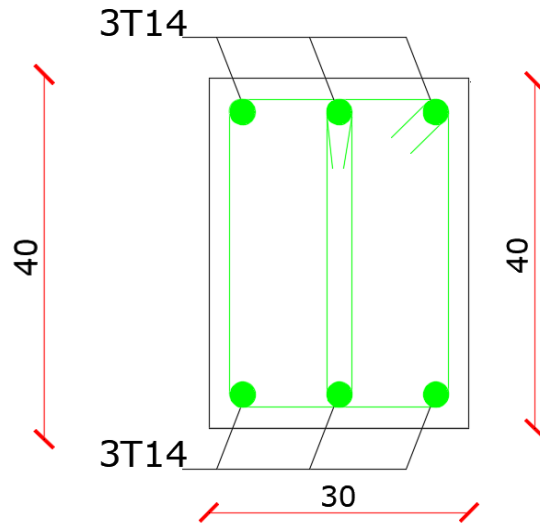
$$I_{pi} = 56544,60 \text{ cm}^4.$$

✚ Poutres principales : (30x40)

a) En appui

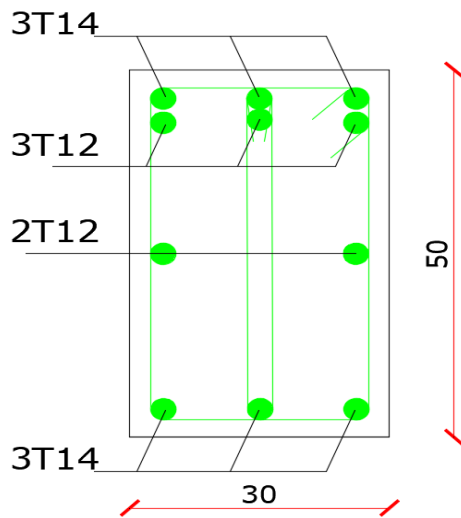


b) En travée



✚ Poutre principales : (30x50)

a) En appui



b) En travée

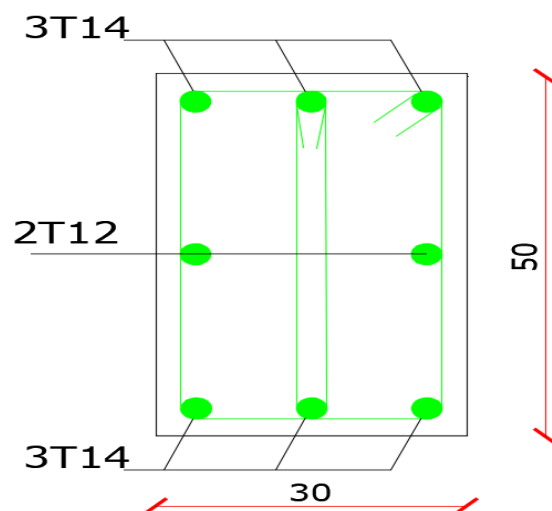


Figure VI.2 : Ferrailage des poutres principales.

✚ Poutres secondaires : (30x35)

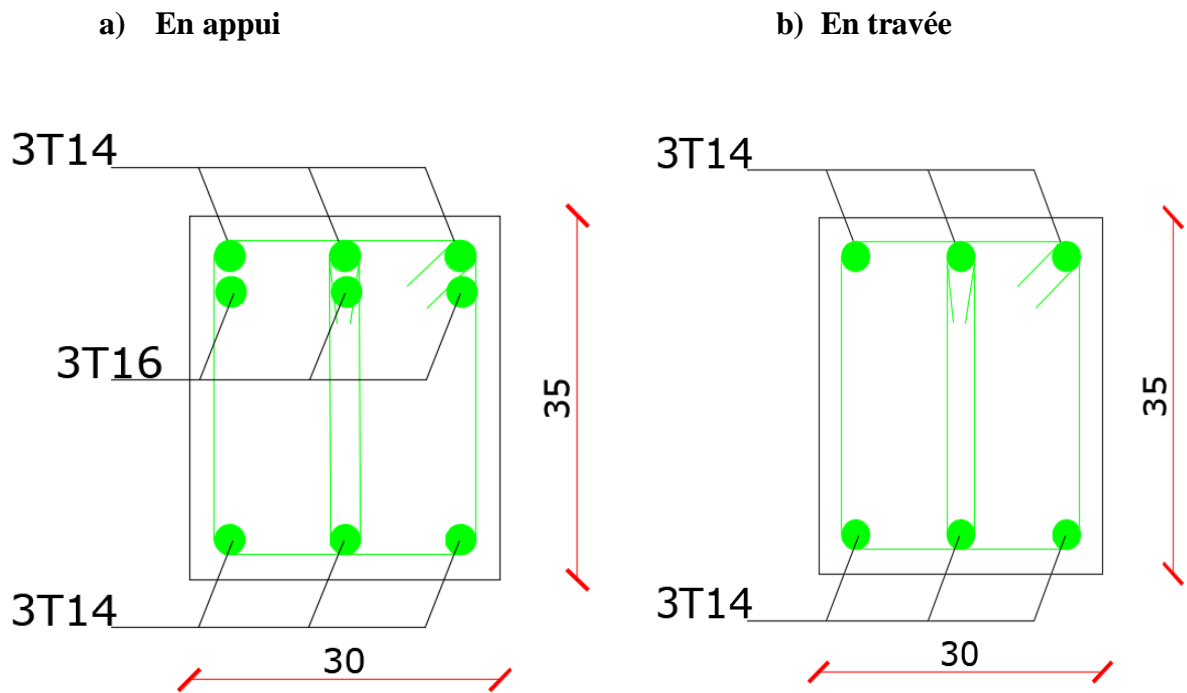


Figure VI.3 : Ferrailage des poutres secondaires.

VI.3 Ferrailage des poteaux

VI.3.1 La flexion composée

Définition :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui supportent et distribuent les charges vers les fondations. Ils sont soumis à des efforts normaux de compression et à des moments fléchissant, donc ils sont sollicités à la flexion composée dans les deux sens. Les armatures sont déterminées avec les couples de sollicitations qui correspondent à l'excentricité maximale :

- 1) M^{max}, N^{corr}
- 2) N^{min}, M^{corr}
- 3) M, N qui donnent une excentricité max.

Pour le calcul d'une section soumise à la flexion composée, trois cas peuvent se présenter :

- * Section entièrement tendue
- * Section entièrement comprimée
- * Section partiellement comprimée

$$A = (d - c)N_U - M_U \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c}{h}\right) bh^2 \sigma_b, M_U = M_G + N_U \cdot e$$

$$A = (d - c)N_U - M_U, B = \left(0,337 - 0,81 \frac{c}{h}\right) bh^2 \sigma_b$$

e: distance du CDG et les armatures inférieures

Nous avons 3 cas possibles

Si $A \leq B$, la section est partiellement comprimée (dans le cas où nous avons un effort normal de compression)

Si $A \geq B$, la section est entièrement comprimée

Si nous avons un effort normal de traction

$e_G > (d - c)$ la section est partiellement comprimée

$e_G < (d - c)$ la section est entièrement tendue

1/combinaisons des charges ;

Le calcul des sections sera mené selon les règles du calcul de béton armé (CBA93 et RPA99).

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- ✓ $1,35G + 1,5Q$ CBA 93
- ✓ $G + Q \pm E$ RPA 99
- ✓ $0,8G \pm E$ RPA 99

2/Recommandation du RPA99/version 2003 :

D'après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2 page 48), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet.

Leur pourcentage en zone sismique II est limité par :

$$A_{max} = \frac{A_s}{bh} < 3\% \text{ en zone courante.}$$

$$A_{max} = \frac{A_s}{bh} < 6\% \text{ en zone recouvrement.}$$

$$A_s > A_{min} = 0,8\%b \times h \text{ (zone IIa)}$$

Le diamètre minimal est de 12 mm.

La longueur minimale de recouvrement est de $40 \Phi L$.

La distance maximale entre les barres dans une surface de poteau est de 25cm.

VI.3.2 Calcul le ferrailage

✚ Poteau : (30x45) :

Les résultats des sollicitations donnés par ETABS :

$$\begin{cases} N_{max} = 525,7KN \\ M_{correspondant} = 34,48 KN.m \\ V = 42 KN \end{cases}$$

Longueur flambement L_f :

$$L_f = 0,7 \times L = 0,7 \times (4,35) = 3,045m$$

$$\lambda \text{ l'élancement } \lambda = \frac{L_f \sqrt{12}}{h} = \frac{3,045}{0,45} = 6,77$$

On doit vérifier que :

$$\lambda \leq \max\left(15; \frac{20 \times e_1}{h}\right) \Rightarrow \max(15; 1.24) \Rightarrow 6,77 < 15 \text{ condition verifier}$$

Le calcul sera même en flexion composé en prenant compte de l'excentricité (e_2).

✓ Calcul de l'excentricité :

$$e_T = e_1 + e_a + e_2 \text{ Avec}$$

$$e_a = \max\left\{2cm; \frac{L}{250}\right\} = \max\{2cm; 1,74cm\} = 2cm$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10000 \times h} \times (2 + \alpha \times \emptyset) \text{ Comme : } \alpha = 0,5 ; \emptyset = 2.$$

$$\Rightarrow e_2 = \left\{ \frac{3 \times (0,7 \times 4,35)^2}{10000 \times 0,45} \times (2 + 1) = 0,019cm \rightarrow (2) \right\}$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N} + e_a = 0,028 m$$

$$e_T = e_1 + e_2 = 0,028 + 0,00918 = 0,037 \text{ m} = 3,7 \text{ cm.}$$

L'excentricité est inférieure à la moitié de la distance du noyau central :

$$\frac{h}{12} = 3,75 \text{ cm} \rightarrow h = 45 \text{ cm}$$

$$e < \frac{h}{12}$$

Le centre de pression se trouve dans le noyau central.

La section sera calculée en compression simple.

Etat limite ultime de résistance E.L.U.R :

$$A'_1 = \frac{N - B \times \sigma_{bc}}{\sigma_s} = \frac{524,7 \times 10^{-3} - (0,30 \times 0,40) \times 12,47}{348} \Rightarrow A'_1 = -33,27 \times 10^{-4} \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A'_1 = 0.$$

❖ **Etat limite de stabilité de forme E.L.U.S.F:**

$$l = 6,77 < 50$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{l}{35}\right)^2} = 0,84$$

Selon le B.A.E.L [BAEL 91 r99/art B.4,1]:

$$A'_2 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(\frac{N}{\alpha} - \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} \right)$$

$$B = (b-2)(a-2) = 1204 \text{ cm}^2.$$

$$A'_2 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^2} \left(\frac{525,7}{0,84} - \frac{1204 \times 22 \times 10^2}{0,9 \times 1,5} \right) \Rightarrow A'_2 = -56,39 \text{ cm}^2 \Rightarrow A'_2 = 0.$$

$$A'_1 = \max(A'_1, A'_2) = 0$$

2^{ème} Cas : Combinaison accidentelle (G+P+1,2 E ; 0,8G±E)

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,15 \\ \gamma_b = 1 \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_{min} = 515,5 \text{ KN} \\ M_{corr} = 40,58 \text{ KN.m} \\ V = 22,2 \text{ KN} \end{cases}$$

✓ Calcule excentricité: $e = e_1 + e_2$

$$e_1 = \frac{M_u}{N} + e_a$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right\} = \max \{ 2 \text{ cm}; 1,74 \text{ cm} \} = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{40,58}{515,5} + 0,02 = 0,098 \text{ m}$$

✓ Le moment fictif

$$M_{fic} = N \left(e + d - \frac{h}{2} \right) = 515,5(0,5 + 0,405 - 0,225) = 35,05 \text{ KN.m}$$

$$M_{fic} \rightarrow A_{S(fic)} = 3,48 \text{ cm}^2$$

$$A_{S(cal)} = A_{S(fic)} - \frac{N_U}{\sigma_s} = 3,48 - 1,63 = 1,99 \text{ cm}.$$

D'après BAEL91

$$A_{min} \geq 0,23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e = 0,23 \times 30 \times 40,5 \times 1,92/400 = 1,34 \text{ cm}^2.$$

$$A_{min} \text{ (RPA)} = 0,8\% b \times h = 0,008 \times 0,30 \times 0,45 = 10,8 \text{ cm}^2 \text{ On adopte}$$

$$3\text{T16} + 2\text{T14} + 2\text{T16} = 13,13 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = \frac{A_s}{b \times h} = 13,13/1350 = 0,97\% < 3\% \text{ (zone courante)}$$

✓ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de formule

$$\frac{A_s}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e}$$

Ou

V_u : Effort tranchant

H : hauteur totale de la section brute

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

D ou S_t : espacement des A.T, dont la valeur maximale est fixée comme suit :

N.B :

\emptyset_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales.

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant , en fonction de l'élancement géométrique .

$$\lambda_g \geq 5 \Rightarrow \rho_a = 2,5$$

$$\lambda_g < 5 \Rightarrow \rho_a = 3,75$$

On a :

$$\rho_a = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \Rightarrow \lambda_g = \frac{0,7 \times 3,06}{0,45} = 4,76 \Rightarrow \rho_a = 3,75$$

$$V_u = 22,2 \text{ KN}$$

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e} = \frac{3,75 \times 22,2 \times 10^3 \times 150}{450 \times 400} = 0,69 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,69 \text{ cm}^2.$$

$$\text{soit: } 2 \times 3\text{T}14 = 9,24 \text{ cm}^2$$

Min (RPA)

$$A_t \geq 0,30\% t \times b = 2,02 \text{ cm}^2$$

■ Vérification de l'effort tranchant

La contrainte tangentielle est égale à :

Selon **B.A.E.L91**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bh} = \frac{22,2}{0,3 \times 0,45} = 0,164 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa (C.V)}$$

Selon le **RPA99**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bh} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

Ou

τ_u : Contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique.

Et :

$$\rho_d = 0,075 \lambda g > 5$$

Ce qui donne :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28} = 0,075 \times 22 = 1,65 \text{ Mpa} > 0,193 \text{ Mpa (C.V)}$$

➤ Section maximale

$$A_{max} = 4 \% b \times h$$

$$A_{max} = 0,04 \times 30 \times 45 \quad A_{max} = 54 \text{ cm}^2 > A_{totale}$$

➤ Espacement des armatures transversales

▪ En zone nodale

$$\phi_{l \min} = 1,2 \text{ cm}$$

$$St \leq \text{Min}(10\phi_{l \min}; 15 \text{ cm}) = (12 \text{ cm}; 15 \text{ cm})$$

Soit :

$$St = 10 \text{ cm en zone nodale.}$$

▪ En zone courante

$$S_t \leq 15 \times \phi_{l \min} = 18 \text{ cm}$$

$$\text{soit : } S_t = 15 \text{ cm en zone courante.}$$

➤ Longueur de recouvrement

$$l_r = 40 \times \emptyset$$

$$l_r = 40 \times 1,4$$

$$\text{Donc : } l_r = 56\text{cm}$$

❖ Etat limite de service :

$$M_s = 19,9\text{kn.m} \quad , \quad N_s = 364,3 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que:

- Contraintes maximale de compression de béton : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$.

- Contraintes maximale de traction des aciers : $\sigma_c \leq \bar{\sigma}_c$.

$$\sigma_b = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 22 = 13,2\text{MPa.}$$

Fissuration peu préjudiciable :

Avec η : coefficient de fissuration.

$$\eta = \begin{cases} 1,0 & \text{pour Rond Lisse.} \\ 1,60 & \text{pour Haute Adhérence.} \end{cases}$$

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3}f_e, \max(0,5f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\} = \{266,67; \max(200; 192,80)\} = 200\text{MPa.}$$

$$\text{On a : } e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0,055\text{m.}$$

$$y_{ser} \Rightarrow z^3 + pz + q = 0.$$

$$C = \frac{h}{2} - e_{ser} = \frac{35}{2} - 5,50 = 12\text{cm.}$$

$$p = -3 \times c^2 - (c - d') \times 6 \times n \times \frac{A'_s}{b} + (d - c) \times 6 \times n \times \frac{A_s}{b}$$

$$p = -3 \times 4,70^2 - (4,70 - d') \times 6 \times n \times \frac{A'_s}{b} + (40,5 + 4,70) \times 6 \times n \times \frac{A_s}{45}$$

$$p = -144,129\text{cm}^2$$

$$q = -2 \times c^3 - (c - d')2,6 \times n \times \frac{A'_s}{b} - (d - c)2,6 \times n \times \frac{A_s}{b} = -129490,01 \text{ cm}^3$$

$$\Delta = q^2 + (4 \times p^3/27) = 156025565,1 \text{ cm}^6 > 0$$

$$t = 0,5(\sqrt{\Delta} - q) = 70990,5\text{cm}^3$$

$$z = t^{1/3} = 41,41 \text{ cm ;}$$

$$y_c = z - \frac{p}{3z} = 42,57\text{cm,}$$

$$y_{ser} = y_c + c = 30,57 \text{ cm ;}$$

VI.3.3 Calcul des contraintes :

Le moment d'inertie de la section homogène réduite est :

$$I = b \times y_{ser}^3 / 3 + 15(A_s(d - y_{ser})^2 + A_s(y_{ser} - d')^2) = 29039,86 \text{ cm}^4 .$$

✿ **Contrainte du béton :**

$$\sigma_b = N_{ser} \times y_c \times y_{ser} / I = 2,131 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b . \quad \rightarrow \text{vérifiée.}$$

✿ **Contrainte d'acier :**

$$\sigma_s = 15 \times N_{ser} \times y_c \times (d - y_{ser}) = 113,36 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s . \quad \rightarrow \text{vérifiée.}$$

☞ Schéma de ferrailage

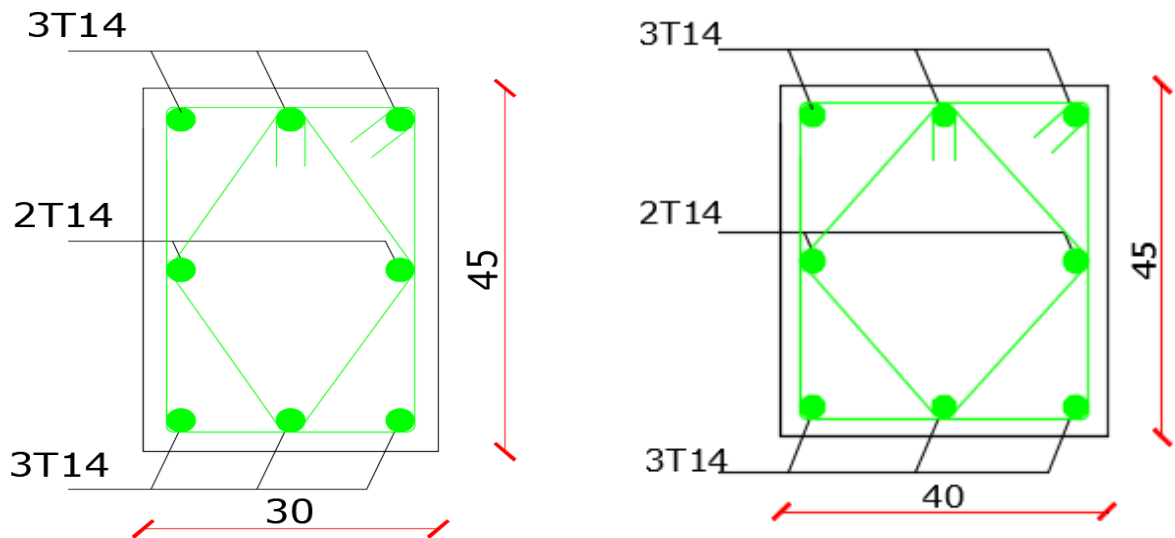


Figure VI.4 : Schéma de ferrailage des poteaux.

VI.4 Etude des voiles :

VI.4.1 Introduction :

Les voiles sont des éléments verticaux assurant essentiellement la transmission des charges et des surcharges aux fondations et sont chargées de reprendre les efforts horizontaux dus au séisme.

➤ Coffrage :

- Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition

- Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

- L'épaisseur minimale est de 15 cm, de plus elle doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

VI.4.1 Ferrailage :

Pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales: - Globalement dans la section du voile 0,15 % - En zone courantes 0,10 % L'espaceur des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petit des deux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} S_t \leq 1,5 e \\ S_t \leq 30cm. \end{cases}$$

e : épaisseur du voile

Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :

- pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges

Les voiles seront calculés dans les deux directions (horizontale et verticale), à la flexion composée sous un effort normale de compression F_c et un moment fléchissant M

➤ **Combinaisons d'actions :**

Les combinaisons d'action à prendre en compte pour le ferrailage des voiles sont :

- 1,35G+1,5Q
- G+Q
- G+Q+E
- 0,8G+Q

VI.4.3 Les Sollicitations :

Le ferrailage se fera pour le panneau le plus défavorable suivant les deux directions.

✓ Horizontalement : $F_{11max} = N = 380,6 \text{ KN}$

$$M_{11max} = 0,33 \text{ KN.m}$$

✓ Verticalement : $F_{22max} = N = 221,74 \text{ KN}$

$$M_{22max} = 0,66 \text{ KN.m}$$

❖ Ferrailage de sens vertical :

A l'état limite ultime (E.L.U)

- Effort normal : $F_{11} = 221,74 \text{ KN}$

- Moment fléchissant : $M_{11} = 0,66 \text{ KN.m}$

✓ Calcul des excentricités :

✓ Excentricité du 1er ordre e_1

$$e_1 = \frac{M}{N} + e_a$$

Avec :

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales après exécution.

$$e_a = \begin{cases} \frac{2 \text{ cm}}{L} \\ \frac{2 \text{ cm}}{250} \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \frac{2 \text{ cm}}{480} \\ \frac{2 \text{ cm}}{250} \text{ cm} \end{cases} \rightarrow e_a = 2 \text{ cm.}$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a = \frac{0,66}{221,74} + 0,02 = 0,023$$

l_f : La longueur de flambement. $l_f = 0,7 \times l_0 = 2,85 \text{ m}$

$$\frac{l_f}{h} = 14,25 < \max \left(15 ; \frac{20e_1}{h} \right) = 15$$

Donc le calcul sera mené à la flexion composée de l'excentricité du second ordre.

✓ Excentricité du 2ème ordre e_2 :

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 \times h} [2 + (\alpha \times \varphi)]$$

e_2 : L'excentricité due aux effets de second ordre lié à la déformation de la structure.

$\alpha = 0,5$ D'après RPA version 2003

φ : Le rapport de déformation finale dû au fluage de la déformation instantanée (Généralement égale à : 2).

h : La hauteur totale de la section dans la direction du flambement ($h = 20 \text{ cm}$)

$$e_2 = \frac{3 \times (2,85)^2}{10^4 \times 0,20} [2 + (0,5 \times 2)] = 0,036 \text{ m}$$

✓ Sollicitations ultimes corrigées pour le calcul en flexion composée

$$N_u = 221,74 \text{ KN}$$

$$M_u = N_u(e_1 + e_2) = 221,74 (0,023 + 0,036) = 13,08 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = e_1 + e_2 = 0,023 + 0,036 = 0,059 \text{ m}$$

✓ Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendues

$$e_A = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,059 + \left(0,18 - \frac{0,2}{2}\right) = 0,139 \text{ m}$$

$$M_{uA} = N_u \times e_A = 221,74 \times 0,139 = 30,82 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bc} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bc} = \frac{30,82 \times 10^{-3}}{1,00 \times (0,18)^2 \times 12,47} = 0,067$$

$\mu_{bc} \geq \mu_{bc} \Rightarrow$ Section partiellement comprimée

✓ Calcul en flexion simple (F.S).

$$\delta = \frac{M_u}{M_{ser}} \Leftrightarrow \delta = \frac{13,08}{1,31} = 9,98$$

$$\mu_{lu} = (3440 \times \delta + 49 \times f_{c28} - 3050) \times 10^{-4} \Leftrightarrow \mu_{lu} = 3,25$$

$$\mu_{bc} = 0,067 < \mu_{lu} = 3,25 \Rightarrow (A' = 0 \text{ pas d'aciers comprimée})$$

$$A_{FS} = \frac{M_{uA}}{z \times \sigma_S} \quad \sigma_S = \frac{f_e}{\gamma_s} E f_e 400 \begin{cases} f_e = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_s = 1 \end{cases} \quad \text{Cas accidentel}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) \Leftrightarrow \alpha = 0,086$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) \Leftrightarrow Z = 0,17 \text{ m}$$

$$A_{FS} = \frac{M_{uA}}{Z \times \sigma_s} \Rightarrow A_{FS} = \left(\frac{30,82 \times 10^{-3}}{0,17 \times 400 \times 1 \text{ml}} \right) \times 10^4 \Leftrightarrow A_{pc} = -1,013 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{PC} = 0$$

✓ Sections minimales

Selon le R.P.A 99/2003 :

$$A_{min} \geq 0,0015 \times b \times h$$

$$A_{min} = 0,0015 \times S \times S = a \times e \text{ Surface brute}$$

$$A_{min} = 0,0015 \times 20 \times 100 \Leftrightarrow A_{min} = 3 \text{ cm}^2$$

• Choix des armatures :

$$A = 5T12 = 5,65 \text{ cm}^2$$

L'espacement : selon BAEL99 et RPA2003

$$\text{Dans la zone courante : } S_t \leq \min[1,5h; 30\text{m}]$$

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

$$\Rightarrow S_t = 15 \text{ cm.}$$

$$\text{Dans la zone nodale : } S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{20}{2} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$F_{11} = N = 380,6 \text{ KN}$$

$$M_{22max} = M = 0,33 \text{ KN.m}$$

1. l'excentricité accidentelle :

$$e_a = \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ \frac{L}{250} \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ \frac{480}{250} \text{ cm} \end{cases} \rightarrow e_a = 2 \text{ cm.}$$

$$2. \text{ Calcule : } e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a = \frac{0,33}{380,6} + 0,02 = 0,0208 \text{ m}$$

$$3. l_f = 0,7 \times h = 0,7 \times 4,08 = 2,856 \text{ m.}$$

$$4. \text{ l'élancement : } \lambda = \frac{l_f \times \sqrt{12}}{a} \Rightarrow \lambda = \frac{2,856 \times \sqrt{12}}{0,20} \Rightarrow \lambda = 49,46 \Rightarrow \text{on doit vérifier que}$$

$$\lambda \leq \max \left\{ \frac{15}{\frac{20 \times e_1}{a}} \text{ cm} \Rightarrow \left\{ \frac{15}{2,08} \Rightarrow \text{Le calcul sera même en flexion composé (F.C)}. \right. \right.$$

En Prenant compte de l'excentricité « e_2 »

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 \times h} (2 + 0,8 \times e_a) \Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 2,856^2}{10^4 \times 0,2} (2 + 0,8 \times 0,02) \Rightarrow e_2 = 0,0246 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e_0 = e_1 + e_2 = 0,0208 + 0,0246 \Rightarrow e_0 = 0,0454 \text{ m}$$

✓ Calcul de sollicitations :

$$M_u = N_u \times e_0 \Rightarrow M_u = 380,6 \times 0,0454 = 17,28 \text{ KN.m}$$

✓ calcul de M_{uA}

$$e_{0A} = e_0 + \left(d - \frac{a}{2}\right) \Rightarrow e_{0A} = 0,0454 + \left(0,18 - \frac{0,2}{2}\right) \Rightarrow e_{0A} = 0,125 \text{ m}$$

$$M_{uA} = N_u \times e_{0A} \Rightarrow M_{uA} = 380,6 \times 0,125 \Rightarrow M_{uA} = 47,57 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bc} = 0,8 \frac{h}{d} \left(1 - 0,4 \times \frac{h}{b}\right) \dots \dots \dots h = a ; d = 0,9 \times h$$

$$\mu_{bc} = 0,8 \frac{0,2}{d \times 0,18} \left(1 - 0,4 \times \frac{0,2}{0,18}\right) \Rightarrow \mu_{bc} = 0,49$$

$$\mu_{bc} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bc} = \frac{47,57 \times 10^{-3}}{1,00 \times (0,18)^2 \times 12,47} = 0,103$$

$\mu_{bc} \geq \mu_{bc} \Rightarrow$ Section partiellement comprimée

$$\delta = \frac{M_u}{M_{ser}} \Leftrightarrow \delta = \frac{17,28}{1,31} = 13,19$$

$$\mu_{lu} = (3440 \times \delta + 49 \times f_{c28} - 3050) \times 10^{-4} \Leftrightarrow \mu_{lu} = 4,35$$

$$\mu_{bc} = 0,103 < \mu_{lu} = 4,35 \Rightarrow (A' = 0 \text{ pas d'aciers comprimée})$$

$$A_{FS} = \frac{M_{uA}}{z \times \sigma_S}$$

$$\sigma_S = \frac{f_e}{\gamma_s} \Rightarrow E f_e 400 \begin{cases} f_e = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_s = 1 \end{cases} \text{ Cas accidentel}$$

$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}\right) \Leftrightarrow \alpha = 0,136$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) \Leftrightarrow Z = 0,170 \text{ m}$$

$$A_{FS} = \frac{M_{uA}}{Z \times \sigma_s} \Rightarrow A_{FS} = \left(\frac{47,57 \times 10^{-3}}{0,170 \times 400 \times 1ml} \right) \times 10^4 \Leftrightarrow A = 7cm^2$$

$$A_{Fc} = A_{FS} - \frac{N_u}{\sigma_s} \Leftrightarrow A_{Fc} = 7 - \frac{(380,6 \times 10^{-3})}{400} \times 10^4 \Leftrightarrow A_{Fc} = -2,51 cm^2$$

Selon le R.P.A 99/2003 :

$$A_{min} \geq 0,0015 \times b \times h$$

$$A_{min} = 0,0015 \times S \times S = a \times e \text{ Surface brute}$$

$$A_{min} = 0,0015 \times 20 \times 100 \Leftrightarrow A_{min} = 3 cm^2$$

- Choix des armatures :

$$A = 5T12 = 5,65 cm^2$$

L'espacement : selon BAEL99 et RPA2003

Dans la zone courante : $S_t \leq \min[1,5h; 30m]$

$$\Rightarrow S_t = 30cm$$

$$\Rightarrow S_t = 15 cm.$$

Dans la zone nodale : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{20}{2} \Rightarrow S_t = 10 cm$

🔗 Vérifications :

Les vérifications à faire sont celles du C.B.A moyennant les adaptations des articles précédents et en tenant compte des vérifications complémentaires ou de remplacement.

1) Contraintes limites de cisaillement dans les linteaux et les voiles/trumeaux :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée à :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{ab}, \bar{V} = 1,4V_{ucal}$$

Avec,

a : Épaisseur du linteau ou du voile/ trumeau

d : hauteur utile = $0,9h$

h : hauteur totale de la section brute (h est soit la hauteur du linteau soit la longueur du voile /trumeau).

$$\tau_b = \frac{9,58 \times 10^3}{20(170 \times 0,9)} = 4 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\bar{V} = 1,4V_{ucal}$$

- Vérification de l'effort normal réduit dans les voiles ou trumeaux

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal décompression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,30$$

Où

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

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

f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton .

$$v = \frac{380,6 \times 10^{-3}}{(3,06 \times 0,20 \times 22)} = 0,024 \leq 0,30 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Voile N_1 :

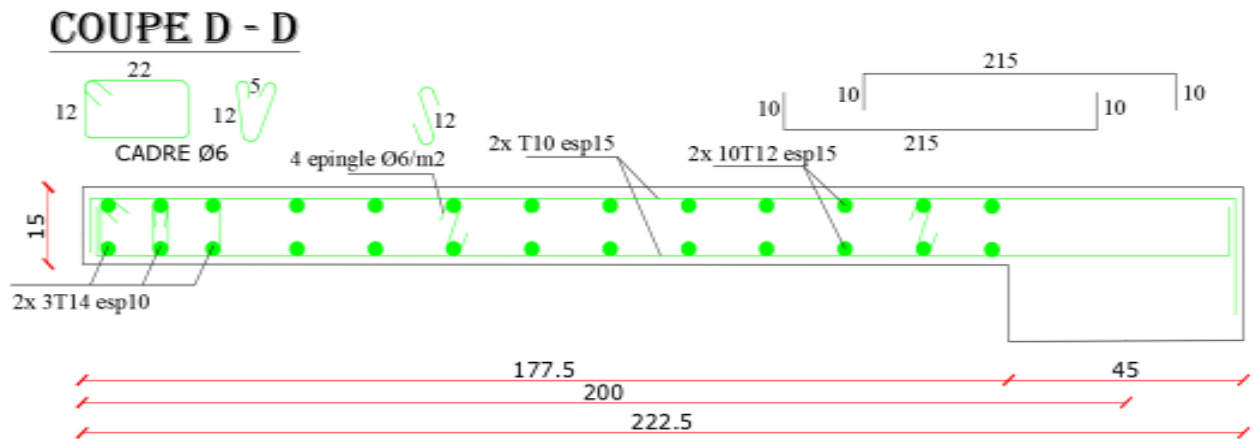


Figure VI.5 : Ferrailage de voile N_1 .

Voile N_2 :

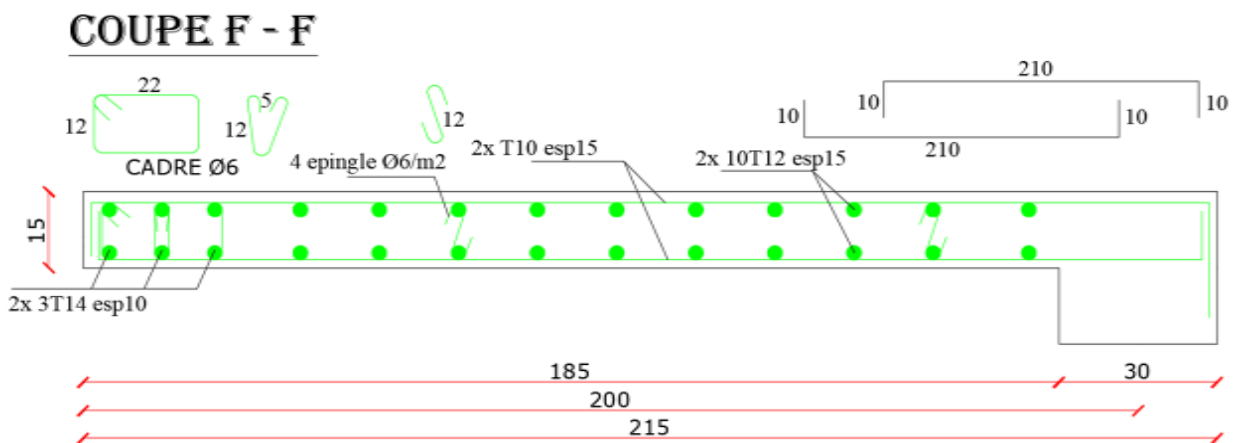


Figure VI.6 : Ferrailage de voile N_2 .

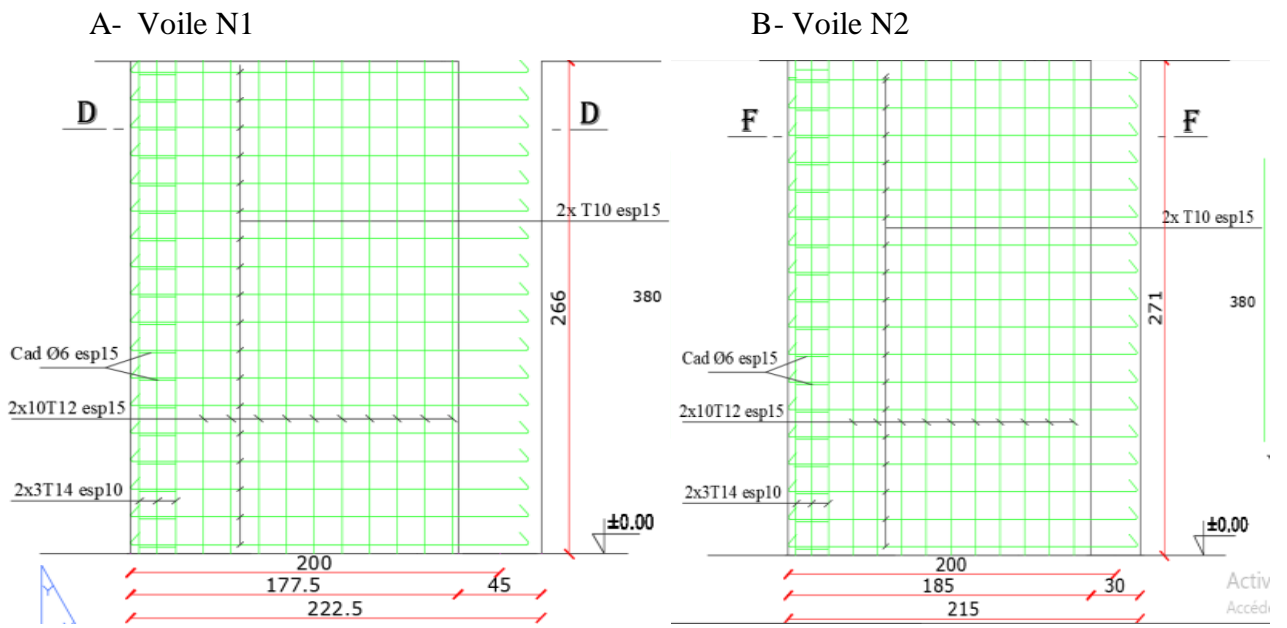


Figure VI.7 : Schéma de ferrailage de voile.

VII.1 INTRODUCTION :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble. Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposent sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des pieux).

🔗 ETUDE DU SOL

Dans l'étude d'un projet le choix et le calcul de fondation, ne peuvent pas se faire sans la connaissance détaillée du sol. Vu l'importance de l'ouvrage à construire, une étude géotechnique globale du site réservé à la construction de ce projet a été réalisée. La contrainte admissible peut être évaluée sur la base des essais au pénétromètre dynamique par application de la formule empirique

Aux regards obtenus des travaux in situ nous pouvons faire les conclusions et les recommandations suivantes Le sol mis en évidence se caractérise par les formations suivantes

- La contrainte du sol est de 1.80 bars et les tassements absolus sous cette contrainte seront admissibles
- Le sol de fondation est d'agressivité Modérée vis à vis du béton de l'infrastructure

🔗 Définitions

Les fondations superficielles sont celles qui sont faiblement encastrés dans le sol. Du point de vue de la profondeur critique D_e , une fondation sera dite superficielle si sa base se trouve au-dessus de D_e .

En considérant la profondeur d'encastrement, on dira qu'une fondation est superficielle

Si $D_e/B \leq 1,5$ (B étant la base de la fondation). La définition la plus habituelle consiste cependant à considérer une fondation superficielle comme celle dont le rapport entre l'encastrement D et la base B reste inférieur à 4.

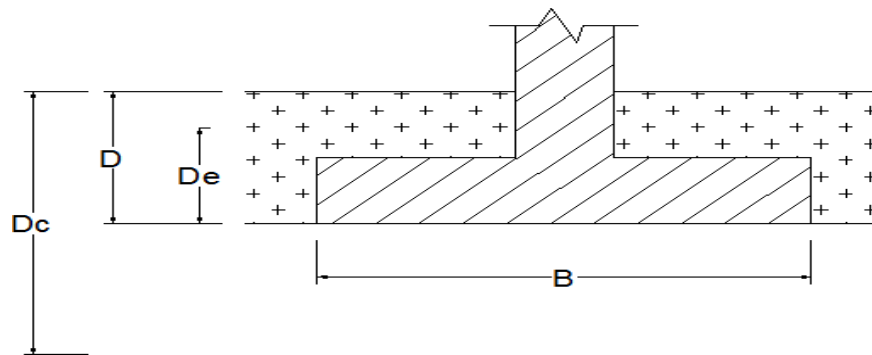


Figure VII.1: Fondation superficielle.

Ils existent trois types de fondations superficielles :

Les semelles filantes, généralement de largeur B modeste (au plus quelques mètres) et de grande longueur L ($L/B > 10$ pour fixer les idées)

Les **semelles isolées**, dont les dimensions en plan B et L sont toutes deux au plus de quelques mètres ; cette catégorie inclut les semelles carrées ($B/L=1$) et les semelles circulaires (de diamètres B)

Les **radiers** ou **dallages**, de dimensions B et L importantes ; cette catégorie inclut les radiers généraux.

Le choix du type de fondation dépend de l'hétérogénéité du sol, les mouvements de nappe phréatique, la diversité des modes d'exécution, l'influence des bâtiments déjà existants sur le sol sous-jacent et du facteur économique. De ce fait, le choix d'une fondation doit impérativement répondre aux exigences suivantes :

- La charge de calcul appliqué à la base de la fondation V_d reste en deçà de la capacité portante de calcul
- Les tassements doivent rester admissibles pour le type de structure.
- La première hypothèse consiste à envisager une semelle isolée.
- Les appuis (de type pile) étant très peu espacés, il y'a risque de chevauchement des semelles isolées, les semelles filantes seront donc plus adaptés.
- ➤ Pour l'étude des semelles filante on fera une vérification préalable à savoir si $\leq \frac{1}{2} S_t$ Avec S_s somme des surfaces des semelles et S_t surface totale de l'ouvrage.
- Il faut en d'autre terme que la surface totale des semelles soit inférieure à la moitié de la surface totale occupée par l'ouvrage.

Si cette condition n'est pas vérifiée (c'est-à-dire) alors la solution préconisée sera de fonder l'ouvrage sur un radier général.

& Pré-dimensionnement des semelles

& Les semelles seront encrées à 3m, et auront des dimensions à déterminer selon la méthode ci-après.

& On se fixe une des dimensions (longueur L ou largeur B des semelles) puis on détermine l'autre. On se propose donc de prendre une longueur L tel que :

& Pour la détermination de la largeur, on va s'appuyer sur la condition suivante Avec ;

σ_{sol} = contrainte du sol

& Pour l'étude des semelles filante on fera une vérification préalable à savoir si $S_s \leq \frac{1}{2} S_t$

sa veut dire si : $\frac{S_s}{S_t} \leq 50\%$

$$\sigma_{sol} = 1,5bars = 15_{t/m^2}$$

$$S_t = 515,87 \text{ m}^2$$

$$S_s = N / \sigma_{sol}$$

$$N = 2929,2 \text{ KN}$$

$$\text{Donc } S_s = 195,28 \text{ m}^2$$

$$\text{Implique } \frac{S_s}{S_t} = 0,38 = 38\%$$

Donc on doit adopter la semelle filante comme une fondation superficielle pour notre bâtiment.

❖ Exemple de calcul

E.L.U.R

Dimensionnement de la semelle :

Semelle	L [m]	R [KN]	X [m]	$e_x = (M/N)$ [m]	B [m]	$h_{semelle}$ [m]	σ_{moy} KN/m ²	$\sigma_{moy} \leq \bar{\sigma}_{sol}$
SF1	22,20	3400,36	11	0,04	1	0,4	108,41	C V
SF2	22,20	2226,01	12,25	0,045	1	0,4	93,36	C V
SF3	22,20	2978,58	9,75	0,050	1	0,4	105,94	C V
SF4	13,30	3066,44	7,8	0,045	1	0,4	104,24	C V

Tableau VII.1 : Les sections des différentes semelles filantes.

VII.2 : Ferrailage de semelle filante

Semelle	h_{libage} [m]	b_{libage} [m]	M_u [KN.m]		$A_{\text{calculée}}$ cm^2		$V_u \text{ max}$ [KN]	A_{choisi} cm^2		Ferrailage	
			M_{appuis}	$M_{\text{travée}}$	A_{appuis}	$A_{\text{travée}}$		appuis	travée	appuis	travée
SF1	1	0,4	213,75	219,11	26,38	28,4	264,78	29,15	29,15	16T14 + 4T12	16T14 +4T12
SF2	1	0,4	264,86	372,44	16,05	20,51	528,64	18,72	24,12	4T16+ 4T14+ 4T12	4T16+ 4T14+ 4T12
SF3	1	0,4	201,80	283,12	23,84	27,96	431,98	25,26	29,15	8T14+ 6T12	16T14 +4T12
SF4	1	0,4	272,76	382,95	19,25	28,82	562,10	22,99	29,15	12T14+ 4T12	16T14 +4T12

Tableau VII.2 : Le ferrailage des différentes semelles filantes.

🔗 Schéma de ferrillages

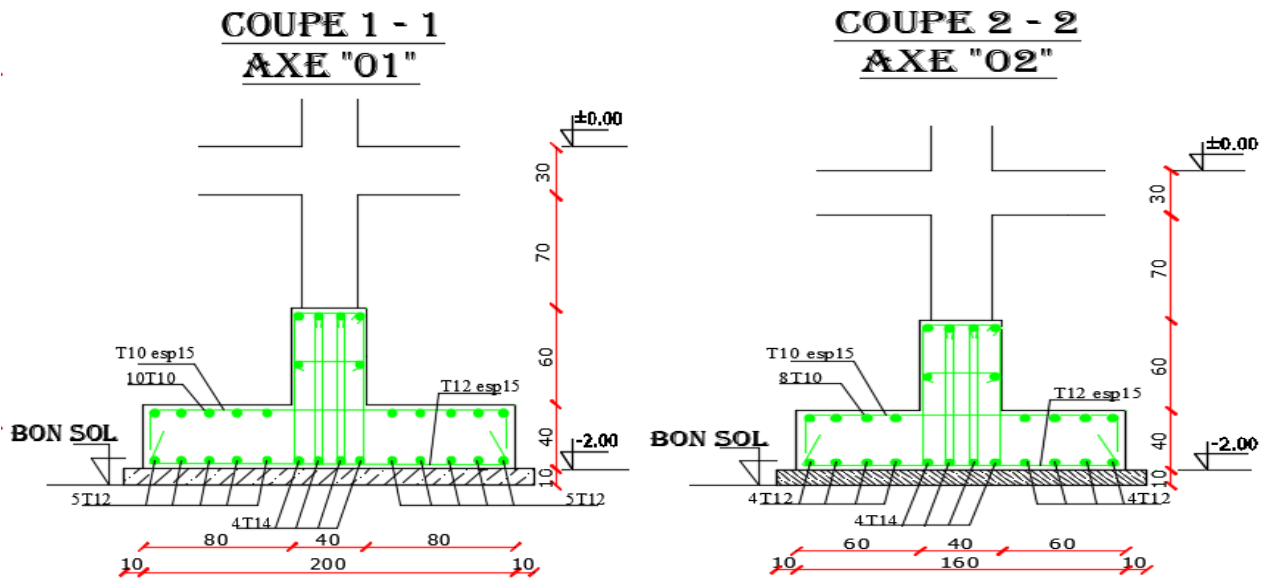


Figure VII.2 : Ferrailage de la semelle filante.

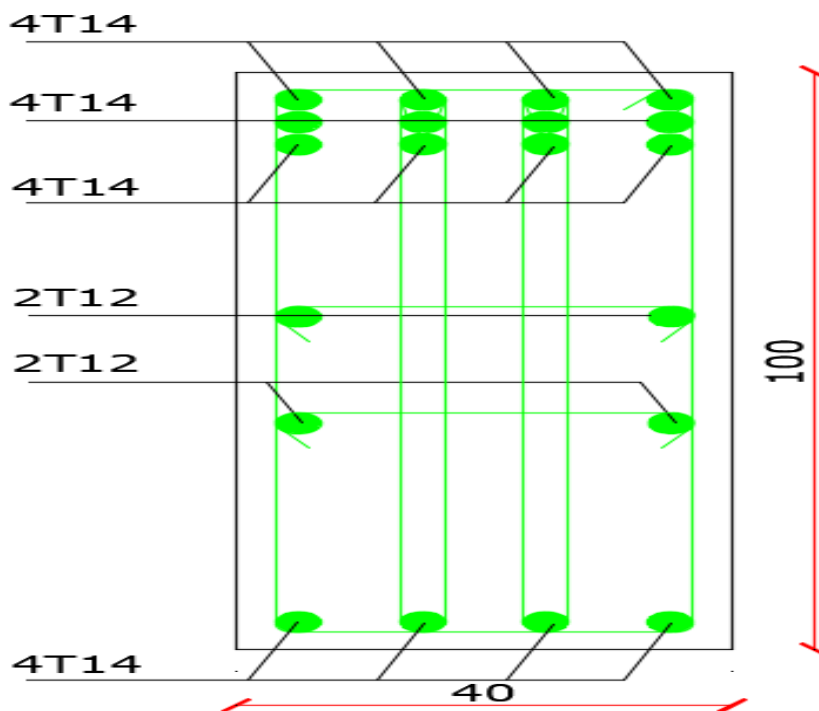


Figure VII.3 : Ferrailage de la poutre de libage.

VII.3 Semelle filante sous voile :

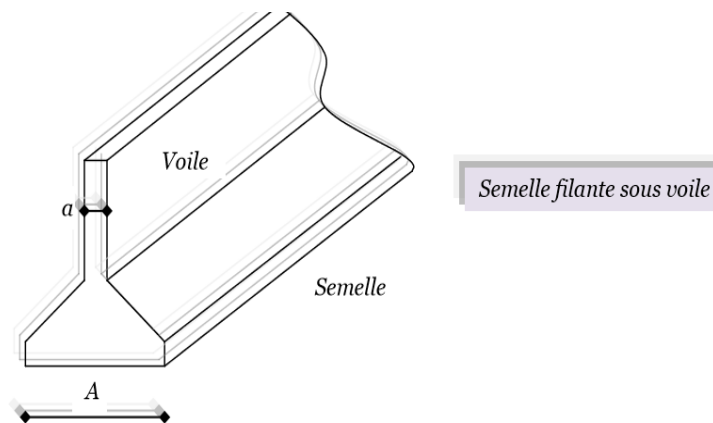


Figure VII.4 : Semelle filante sous voile .

$M_u /ml=7,04 \text{ KN.m}$ et $N_u/ml = 832,99 \text{ KN}$.

$M_s/ml = 1,55 \text{ KN.m}$ et $N_s/ml = 689,59 \text{ KN}$.

➤ **Calcul de la largeur de la semelle "B" :**

$$B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_s} L = \frac{698,59}{0,18 \cdot 10^3} = 1,60 \text{ m.}$$

On prend : **B = 1,65m.**

H=0,40m

➤ **Condition de non poinçonnement à l'ELU:**

$$\tau = P_1 / 2h \leq \tau_{Lim} = 0,045 f_{c28} / \gamma_b$$

$$\tau_{Lim} = 0,65 \text{ MPa.}$$

$$P_1 = p \left(1 - \frac{a + \frac{5h}{3}}{A} \right), \text{ pour } h = 0,4\text{m} \Rightarrow P_1 = 832,99 \left(1 - \frac{a + 5 \cdot \frac{0,4}{3}}{A} \right) = 68,96 \text{ KN}$$

$$\tau = P_1 / 2h = 99,18 / (2 \cdot 0,4) = 123,975 \text{ MPa} < \tau_{Lim} = 0,65 \text{ MPa. (C-V).}$$

● On prend : $d = 0,40\text{m}$

Semelle rigide $\Rightarrow B - b/4 \leq d \leq B - b$.

$$B - b/4 = 1,65 - 0,15/4 = 1,6125 < d = 0,40 < B - b = 1,50 \text{ (C-V).}$$

➤ **Calcul des contraintes :**

$$M=10,45.m$$

$$N= 978,15 \text{ KN}$$

$$e= M/N = 0,0106m.$$

$$\sigma_{\max} = N/B (1+6.e/L) = 978,15 /1,65 (1 + 6(0,0106)/1) 10^{-3} = 0,630 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{\min} = N/B (1-6.e/L) = 978,15 /1,65(1 - 6(0,0106)/1) 10^{-3} = 0,587 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = (3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}) /4 = 1,091 \text{ MPa.}$$

➤ **Calcul de ferrailage :**

$$N_{\max} = \sigma_{\text{moy}} (B) = 1,091 (1,65) 10^3 = 1801,387\text{KN.}$$

$$A_s = N_{\max} (A-a)/6 d \sigma_s = 1801,38 (1,35) 10 /6 (0,40) 348 = 29,12 \text{ cm}^2.$$

	N_{\max} (KN)	A_s calcul (cm^2)	CNF (cm^2)	A_s adopte (cm^2)	Choix des barres	A_t répartition
<i>s. filante</i>	1801 ,38	29,12	6,34	29,25	4HA14+8HA12	10HA10

Tableau VII.3 : Ferrailage semelle filante sous voile.

Les armatures de répartition : $A_t = A_s \cdot B/4 = A_s / 4$. (Selon BAEL99 modifiée99)

VII .4 Etude des longrines

VII .4.1 Introduction

La longrine est une poutre rectangulaire horizontale en béton armé ou en béton précontrainte qui assure, la liaison transversale entre les poteaux au niveau des massifs de fondation, qui sert à répartir les charges (des murs supportés) ou à les reporter vers des appuis.

Selon RPA99 /V. 2003 (Art 10.1.1 page93) :

$$N = 3811,19\text{kN} ; \alpha = 15$$

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{3811,19}{15} = 254,08\text{kN} \geq 20\text{KN}$$

Avec,

N: La valeur maximale des charges verticales apportées par les points d'appuis solidarisés.

α : Coefficient en fonction de la zone sismique et du site [zone II ; S2].

La dimension minimale de la section transversale de la longrine est de :

Pour site **S2** : $(25 \times 30) \text{cm}^2$

On va prend : $(30 \times 30) \text{cm}^2$

VII .4.2 Calcul du ferrailage longitudinal

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{1520,39}{348} = 4,37 \text{cm}^2$$

D'après le RPA 99 version2003, la section minimal est de :

$$A_{\min} = 0,6\% \times b \times h = 5,4 \text{cm}^2$$

On choisit : **6T12** de section $6,79 \text{cm}^2$

Condition de non fragilité (Art A-4.2.1 BAEL91) :

$$A_{\min} \geq b \cdot h \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{300 \times 300 \times 1,92}{400} = 432 \text{mm}^2 = 4,32 \text{cm}^2$$

$A_{\min} = 6,79 \text{cm}^2 > 4,32 \text{cm}^2$ Condition vérifié

VII .4.3 Calcul du ferrailage transversal

En traction, les armatures transversales n'ont aucun rôle dans la résistance de la pièce.

Donc, Le choix de la section d'un seul corps transversal sera $A_t = 4\phi_6 = 1,13 \text{cm}^2$:

Espacement des cadres :

D'après le RPA 99 version2003 on a :

$$S_t \leq \min(15\phi_1; 20 \text{cm}) = \min(15 \times 1,2; 20 \text{cm})$$

On prend : **$S_t = 15 \text{cm}^2$**

🔗 Schéma de ferrailage

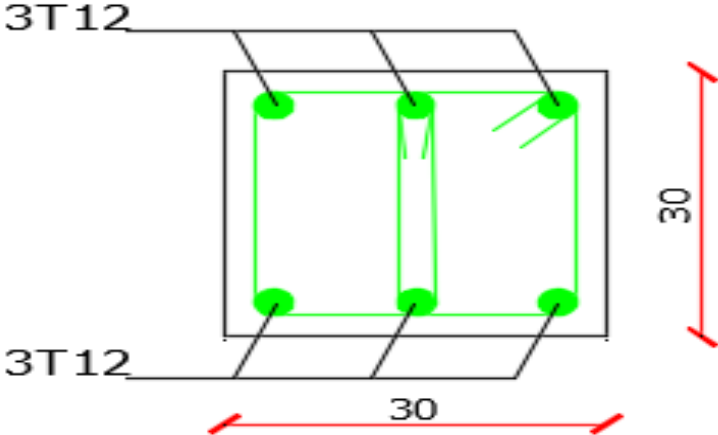


Figure VII.5 : Ferrailage de la longrine.

Conclusion général :

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, tout en consultant des documents de référence de base pour le calcul en béton armé, ainsi par l'interrogation des documents techniques réglementaires algériennes.

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que les approfondir d'avantage concernant le domaine de bâtiment tout en

Respectant la réglementation en vigueur. Les points importants tirés de cette étude sont :

La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil, ces contraintes architecturales influencent directement

Sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.

La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme.

Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plus part des cas est déterminant pour le dimensionnement des éléments structuraux.

Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (Effet P- delta).

Pour éviter la formation des rotules plastiques au niveau des poteaux, nous avons vérifié les moments résistants aux niveaux des zones nodales.

Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux, et leur mise en œuvre. Une construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur

Le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.