

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
CENTRE UNIVERSITAIRE DE TISSEMSILT
INSTITUT DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE
DÉPARTEMENT DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE

Visa du chef de département des
Sciences et de la Technologie
Signature:.....
Date :.....

**Etude d'un bâtiment (R+5 avec sous-sol) à usage
d'habitation et administratif à Tissemsilt**

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 : RAHAL MOHAMED SIRADJ EDDINE MOUNIR
Signature:
Date:

Membres du jury

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

Tissemsilt - 2018/2019

CHAPITRE I : INTRODUCTION ET PRESENTATION DU PROJET

I.1.Introduction.....	1
I.2 .Présentation du projet.....	2
I.2.1 .Caractéristiques géométriques.....	2
I.2.2. Ossature et système constructif adopté	6
I.3. Caractéristiques géotechniques du sol	6
I.4. Caractéristique mécanique des matériaux	7
I.5. Etats limites	13
I.6. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites.....	16

CHAPITRE II :PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

II.1. Introduction	17
II.2. Pré dimensionnement des planchers	17
II.2.1.Détermination de l'épaisseur des planchers	17
II.2.2.Descente de charges des planchers	18
II.3.Pré dimensionnement des éléments porteurs	21
II.4-Pré dimensionnement des voiles	26

CHAPITRE III:LES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

III.1 Introduction	29
III.2 Acrotère	29
III.2.1- Définition	29
III.2.2- Charge permanente et charge d'exploitation	30
III.2.3- Charge aux états limites	30
III.2.4- Enrobage	30
III.2.5- Excentricité	31
III.2.6- Calcul du ferrailage (E.L.U.)	31
III.2.6.1- Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section ...	31
III.2.6.2-Vérification de l'existence des armatures comprimées A' .	31
III.2.6.3-Calcul de la section d'armatures	32
III.2.6.4-Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire	32
III.2.7- Les vérifications	33
III.2.7.1- Vérification des contraintes (E.L.S.)	33
III.2.7.2- Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc}	33
III.2.7.3- Détermination des contraintes dans l'acier tendu σ_{st}	33
III.2.7.4 - Contrainte de cisaillement	33
III.2.7.5- Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme	34
III-3-Balcons	35
III-3-1-Introduction.....	35

III-3-2-aExemple de calcul (TYPE1).....	35
III-3-3-Descente des charges	36
III-3-4-Calcul de la charge concentrée due au mur extérieur.....	36
III-3-5-Calcul du moment Max et de l'effort tranchant max (ELU).....	36
III-3-6-Calcul des moments max (ELS).....	37
III-3-7-Calcul du ferrailage.....	37
III-3-8-Vérifications.....	37
III-3-2-bExemple de calcul (TYPE 2).....	40
III-3-2-1Plan de ferrailage	41
III-4-Escaliers.....	41
III-4-1-Introduction.....	41
III-4-2-Terminologie	41
III-4-3-Dimensions des escaliers.	42
III.4.4.Calcul des moments	46
III.4.5-Calcul du ferrailage.....	46
III.4.6.Les vérifications à l'E.L.S	47
III.4.7. Vérification de la flèche	48
III-5-Poutre palière	49
III-5-1-Dimensionnement.	49
III-5-2-Calcul du ferrailage à l'E.L.U	50
III-5-3-Vérification ELS	51
III-5-4-Calcul de la flèche	52
III-6-Etude de poutre palière à la torsion	53
III-6-1calcul le moment à la torsion	53
III-6-2-Vérification de béton	53
III-6-3-Calcul des armatures	54
III.6.4.Calcul des moments	57
III.6.5-Calcul du ferrailage:	58
III.6.6.Les vérifications à l'E.L.S	59
III.6.7. Vérification de la flèche	60

CHAPITRE IV :CALCUL DES PLANCHERS

IV-1- Introduction	61
IV-2-Dimensionnement des poutrelles.....	61
IV-3-Méthode de calcul des poutrelles.....	62
IV-3-1-Méthode forfaitaire.....	62
IV-3-2-Méthode de Caquot Minoré.....	65
IV-4- Calcul du ferrailage	67
IV-4-1- Planchers Sous sol.....	67
IV-4-1-1-Méthode forfaitaire :.....	67
IV-4-1-2 Etude des poutrelles plancher sous sol	67

IV-4-1-3Exemple de calcul (sous sol).....	68
IV-4-2- Planchers étage courant.....	79
IV-4-2-1-Méthode forfaitaire	79
V-4-2-2Etude des poutrelles plancher étage courant ..	79
IV-4-2-3-Exemple de calcul (étage courant).....	80
IV-4-3- Planchers terrasse.....	92
IV-4-3-1-Méthode forfaitaire	92
IV-4-3-2Etude des poutrelles plancher terrasse	92
IV-4-3-3-Exemple de calcul (terasse).....	92
IV-5-Calcul du ferrailage de la dalle de compression	107

CHAPITRE V :ÉTUDE SISMIQUE

V.1 Introduction	107
V.2 Choix de la méthode de calcul	107
V.2.1Méthodes statique équivalente	107
V.2.1.1 Définition	107
V.2.1.2 Conditions d'application de la méthode statique équivalente	107
V.2.2Les Méthodes Dynamiques	108
V.2.2.1 La méthode d'analyse modale spectrale	108
V.2.2.2 La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes	108
V.3. Modélisation mathématique	108
V.4.Présentation du logiciel ETABS	109
V.5. Utilisation de ce programme	109
V.6. Evaluation des efforts sismiques	112
V.7.Calcul des masses de la structure	115
V-7-1. Détermination des poids (Wt) de la structure	115
V.8. Calcul des forces sismiques	116
V.8.1.Les vérifications	116
V.8.2.Nombre de modes à considérer	116
V.8.3.Calcul des coefficients de participation modale	118
V.8.4.Excentricité accidentelle	119
V.8.5 Caractéristiques géométriques et massiques de la structure	119
V8. 6. Détermination des masses et centres de masse par étage	119
V.8.7.Déplacement relatif admissible.....	120
V.8.8..Vérification au renversement	122
V.9.Conclusion	124

CHAPITRE VI :ÉTUDE DES PORTIQUES

VI-1-Ferrailage des portiques.....	125
VI-1-1-Les poutres	125

VI-1-2- Les poteaux	138
---------------------------	-----

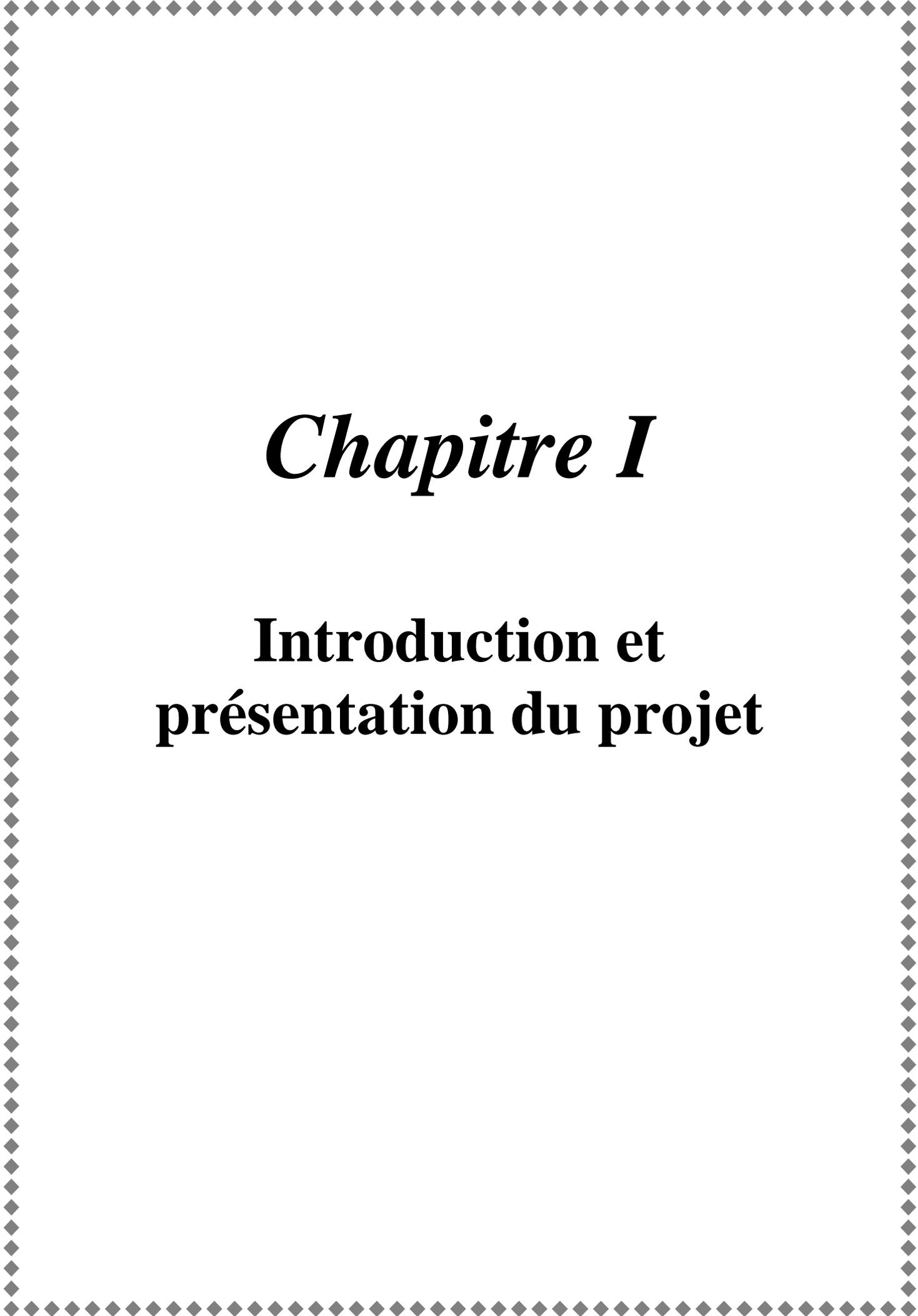
CHAPITRE VII : ÉTUDE DES VOILES

VII-1- Introduction	146
VII-2- Système de contreventement	146
VII-3- Méthode de calcul	147
VII-4- Ferrailage des voiles	148

CHAPITRE VIII :ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VIII.1.Calcul périphérique.....	du	voile	Erreur ! Signet non défini.
VIII.1.1. Définition.....			Erreur ! Signet non défini.
VIII.1.2. Dimensionnement			Erreur ! Signet non défini.
VIII.1.3. charges	Calcul	des	Erreur ! Signet non défini.
VIII.1.4. périphérique	Ferrailage	du	Erreur ! Signet non défini.
VIII.1.4.1. Les valeurs des moments en travée et appuis			Erreur ! Signet non défini.
VIII.1.4.2. Ferrailage	Calcul	du	Erreur ! Signet non défini.
VIII.1.4.3. travée		En	Erreur ! Signet non défini.
VIII.1.4.4. fragilité.....	Condition	de	Erreur ! Signet non défini.
VIII.1.5. vérifications		Les	Erreur ! Signet non défini.
VIII.2.Etude fondations		des	Erreur ! Signet non défini.

VIII.3. Différentes fondations.....	fonctions	des	
	Erreur ! Signet non défini.		
VIII.4. Différents types de fondations			160
VIII.4.1. Choix du type de fondations			
	Erreur ! Signet non défini.		
VIII.4.2. Vérification de chevauchement			
	Erreur ! Signet non défini.		
VIII.4.3. Définition du radier			
	Erreur !	Signet	non défini.
VIII.4.4. Pré dimensionnement du radier			
	Erreur ! Signet non défini.		
VIII.4.5. Ferrailage du radier			
	Erreur !	Signet	non défini.
VIII.4.6. Méthode de calcul			
	Erreur !	Signet	non défini.
VIII.4.7. Calcul du ferrailage			
	Erreur ! Signet non défini.		
VIII.4.8. Ferrailage des poutres de libages			
	Erreur ! Signet non défini.		
VIII.4.9. Les vérifications			
	Erreur ! Signet non défini.		
VIII.5. Armature de peau			170
VIII.6. Conclusion générale			172



Chapitre I

Introduction et présentation du projet

I.1. Introduction générale :

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un Rez-de-chaussée plus cinq(5) étages avec un sous sol.

L'objectif de cette étude qui représente le complément d'une formation de cinq années dans le domaine de génie civil est tout d'abord d'examiner notre compétence et notre acquis pendant cette durée de formation ainsi d'apprendre comment élaborer complètement un projet de calcul d'une structure.

Quels que soient les types des bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent des nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement.

Ces études aboutiront-ils à un résultat conforme aux normes tant souhaitées ?

La première partie consacrée à la définition des données relatives à la structure, elle est rédigée en plusieurs chapitres comme suite :

Le premier chapitre, présente la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment ainsi que la description des matériaux et leurs lois appliquées pour le calcul de la structure.

Le deuxième chapitre, est consacré au pré-dimensionnement des éléments principaux de la structure selon les règlements normatifs de calcul (**CBA93, BAEL91, RPA99 version2003**).

Et contient aussi la descente de charge que supporte la structure et qu'on utilise pour le calcul de ferrailage des différents éléments. Les charges sont calculées à l'aide du document technique et réglementaire (**DTR B.C.2-2**) ; charges permanentes et charges d'exploitations

Le troisième chapitre, a été consacré au dimensionnement et au calcul du ferrailage des éléments secondaires (poutrelles, escaliers, balcons, et acrotère).

La deuxième partie qui représente la partie la plus lourde de cette étude a été structurée comme suite :

Les autres chapitres, concernent l'étude des planchers et l'étude dynamique de la structure, elle concerne la modélisation de la structure en 3D en utilisant le logiciel de calcul ETABS afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanente, charges d'exploitation et charge sismique).

La dernière étape comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (poteaux, poutres voiles, dalles pleines, et fondations) en utilisant les différents résultats de la modélisation (forces, moments, efforts tranchants et contraintes).

Ce projet se termine par une conclusion générale qui récolte les différents résultats de cette étude.

I.2 .Présentation du projet:

Ce projet de fin d'étude consiste à faire l'étude d'un bâtiment (R+5+sous sol) à usage multiple constitué de :

- Un rez-de-chaussée étage (RDC) à usage administratif.
- du 4ere au 5ème étage à usage d'habitation.
- un sous-sol (usage administratif).

Cet ouvrage, est situé dans la wilaya de tissemsilt ce dernier est classée comme zone de moyenne sismicité (Zone IIa) selon le RPA99 version 2003.

Le bloc à étudier est de forme régulière selon les règles parasismiques algériennes (RPA)

I.2.1 .Caractéristiques géométriques:

Tableau I. 1: caractéristiques géométriques.

Longueur totale en plan du bâtiment	27.94 m
Largeur totale en plan du bâtiment	19.75 m
Hauteur totale du bâtiment	23.33 m
Hauteur du RDC	3.23 m
Hauteur des étages courants	3.06 m
Hauteur de sous-sol	4.00 m
Hauteur acrotère	0.80 m
Cage d'escaliers1	3.23×3.09 m ²
Cage d'escaliers2	4×3.6 m ²

Les plans :

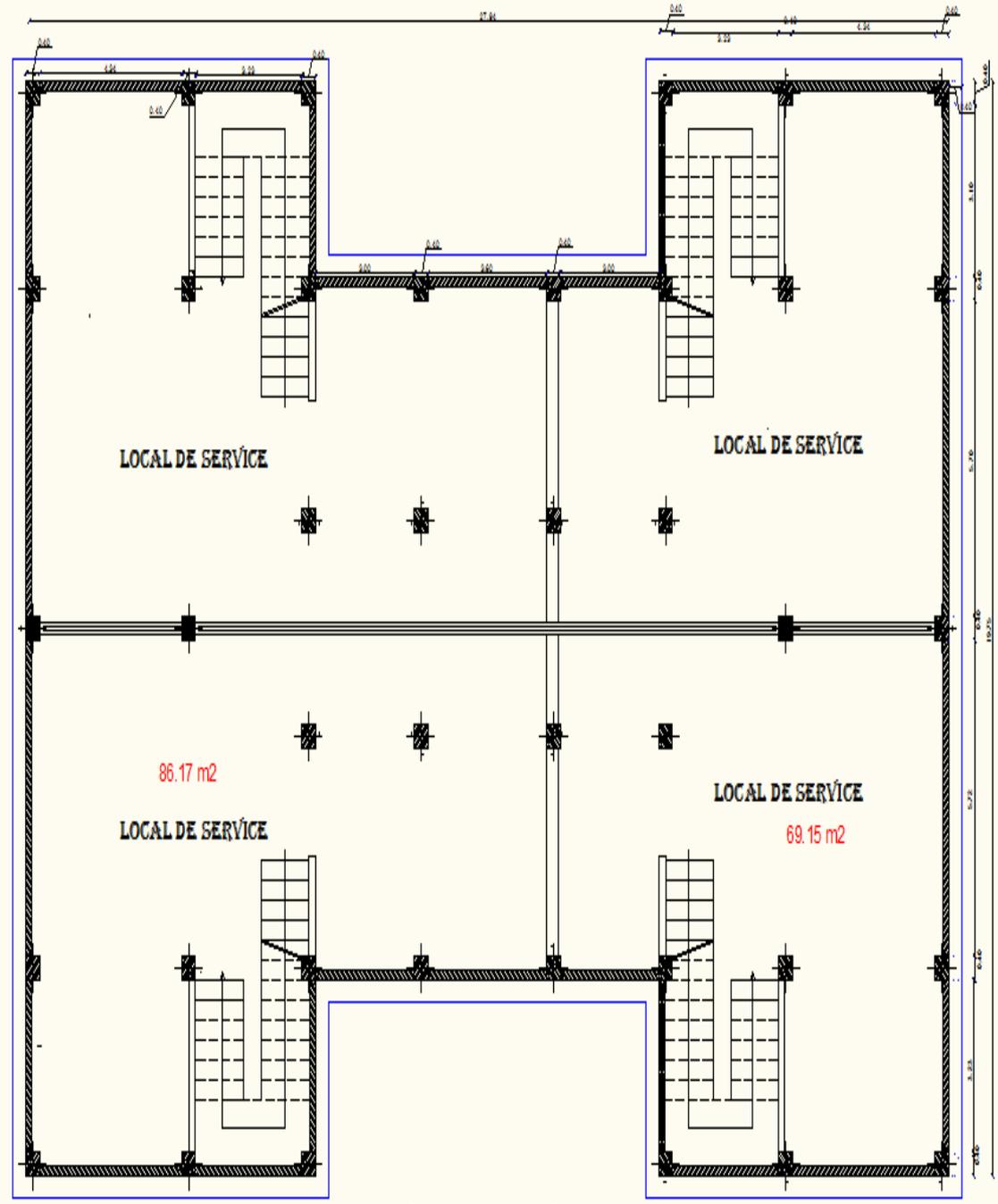


Figure I.1: Plan sous sol.

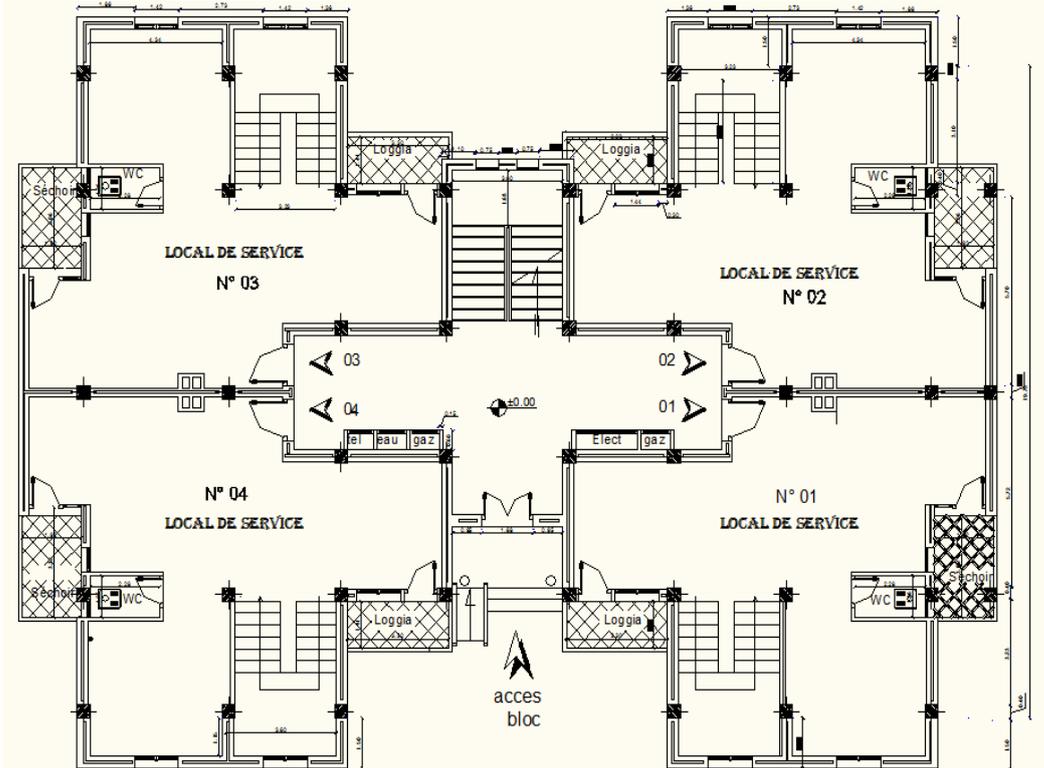


Figure I.2 : plan d architecture RDC.

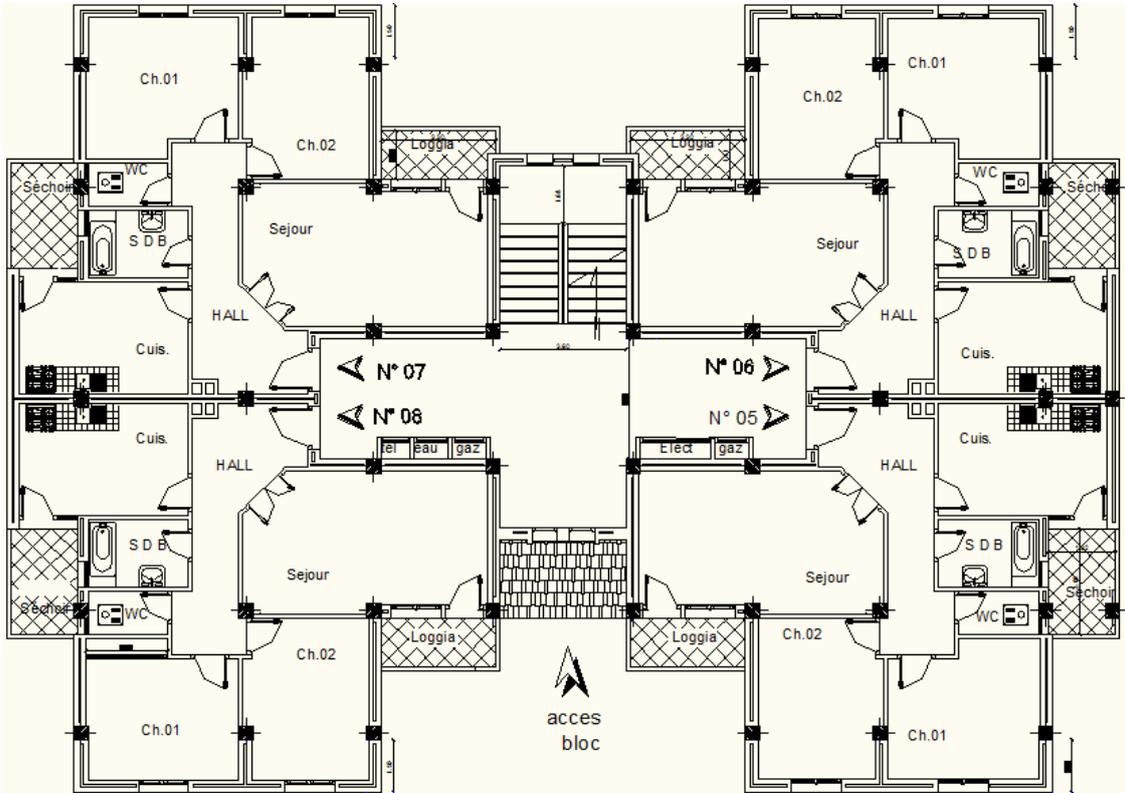


Figure I.3: plan d étage courant.



Figure I.4 : Façade principale.

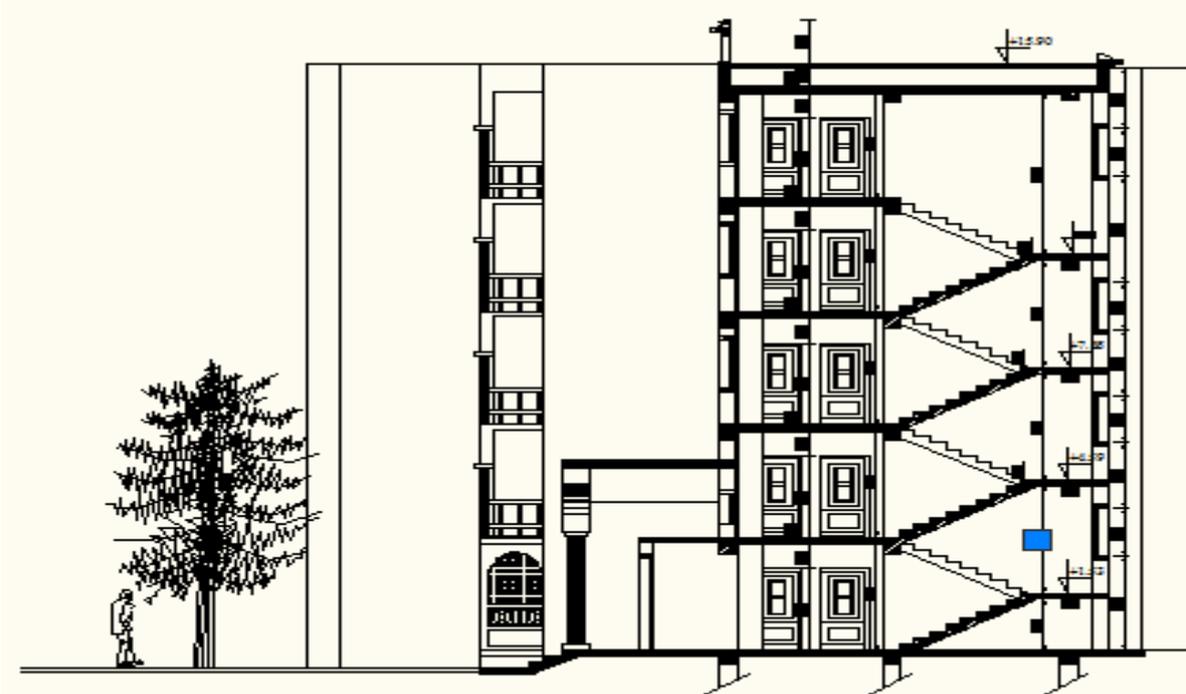


Figure I.5: coupe AA.

I.2.2. Ossature et système constructif adopté :

❖ Ossature :

C'est une ossature réalisée (poteaux, poutres et voiles).

❖ Planchers :

Tous les planchers sont réalisés en corps creux et une dalle de compression type (16+4) cm.

❖ Escaliers:

Le type d'escalier utilisé, c'est un escalier à deux volées,

❖ Maçonnerie :

Les murs extérieurs sont réalisés en doubles parois en briques creuses de (15 cm ; 10 cm) séparées par un vide de 5 cm.

Les murs intérieurs sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

❖ Revêtement :

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement à carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

❖ Isolation :

L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher, par contre au niveau des murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois qui compose ce dernier, et par la minimisation des ponts thermique en cours de réalisation.

A noter que l'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse.

I.3. Caractéristiques géotechniques du sol :

Selon le rapport géotechnique du laboratoire LTPO, le sol d'assise de la construction est un sol meuble dont les caractéristiques sont les suivantes :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 1,5 \text{ bars}$ pour un ancrage $D = 2,5 \text{ m}$.
- Le poids spécifique de terre $\gamma = 1,9 \text{ t / m}^3$.
- L'angle de frottement interne du sol $\phi = 35^\circ$.

- La cohésion $C = 0$ (sol pulvérulent).
- Le site étudié est de catégorie s3

I.4. Caractéristique mécanique des matériaux :

I.4.1. Le béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange du ciment granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage, Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (Armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction.

Nous avons utilisé une méthode pratique dite <<Méthode de DREAUX et GORISSE>> Pour obtenir un béton normal (D=20mm) ayant une maniabilité plastique et une résistance à la compression = 25MPA..

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

- 350 kg de ciment CEM II/ A 42,5
- 400 L de sable $C_g \leq 5$ mm : on voit la forme et la propreté de ses grains
- 800 L de gravillons $C_g \leq 25$ mm : passe au tamis de **25 mm** et retenir par tamis de **5mm**
- 175 L d'eau de gâchage

La fabrication des bétons est en fonction de l'importance du chantier, elle peut se faire soit par une simple bétonnière de chantier, soit par l'installation d'une centrale à béton.

La centrale à béton est utilisée lorsque les volumes et les cadences deviennent élevés, et la durée de la production sur un site donné est suffisamment longue.

I.4.2. Principaux caractéristiques et avantages du béton armé:

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

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

Les principaux avantages du béton armé sont :

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

- **Résistance au feu** : le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.
- **Fini des parements** : sous réserve de prendre certaines précautions dans la réalisation des coffrages et dans les choix des granulats.

En contrepartie, les risques de fissurations constituent un handicap pour le béton armé, et que le retrait et le fluage sont souvent des inconvénients dont il est difficile de les cerner.

I.4.3. Résistance mécanique : C.B.A 93 [A-2-1-1-1].

a) Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette résistance est mesurée par la compression axiale d'un cylindre droit de 200 cm² de section.

Lorsque les sollicitations s'exercent sur le béton à un âge de « j » jours inférieur à 28 jours.

La résistance f_{cj} obtenu au jour considéré, elle est évaluée par la formule :

$$\begin{cases} f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa} \Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83 j} \cdot f_{c28} \\ f_{c28} > 40 \text{ Mpa} \Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95 j} \cdot f_{c28} \end{cases}$$

- Pour : 28 jours < j < 60 jours : $f_{cj} = f_{c28}$

- Pour : j ≥ 60 jours : $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$

- Pour notre étude : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

b) Résistance caractéristique à la traction : C.B.A 93 [A-2-1-1-2].

Cette résistance est défini par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

Cette formule n'est valable que pour les bétons courants dans la valeur de f_{cj} ne dépasse pas 60 MPa

- pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

I.4.4. Méthode de calcul :

La connaissance plus précise du comportement du matériau béton armé acquise à la suite des nombreux essais effectués dans les différents pays a permis une modification profonde des principes des méthodes de calcul et a conduit à la méthode de calcul aux états limites.

I-4-4.1 Le règlement BAEL 91 :

(Béton Armé aux Etats Limites) : basé sur la théorie des états limites

❖ Définition des états limites :

Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis : **Sa ruine totale ou partielle.**

D'un comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect, ou encore le confort des usagers.

Les états limites sont classés en deux catégories :

✓ Etat limite ultime (ELU) :

Correspond à la ruine de l'ouvrage ou de l'un de ces éléments par perte d'équilibre statique, rupture, flambement. C'est-à-dire :

Etat limite ultime d'équilibre statique non renversement de la structure.

Etat limite ultime de résistance pour les matériaux constitues béton ou acier exemple : non rupture par écrasement du béton

Etat limite ultime de stabilité de forme non flambement d'un poteau.

✓ Etat limite de service (ELS) :

Au-delà du quels ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité (ouvertures des fissures, déformations excessives des éléments porteurs).

I.4.5. Déformation et contrainte de calcul :

- Etat limite ultime de résistance

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit parabole- rectangle, et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

Diagramme parabole rectangle (B.A.E.L91modifié 99) :

C'est un diagramme des contraintes déformations du béton qui peut être utilisé dans tous les cas.

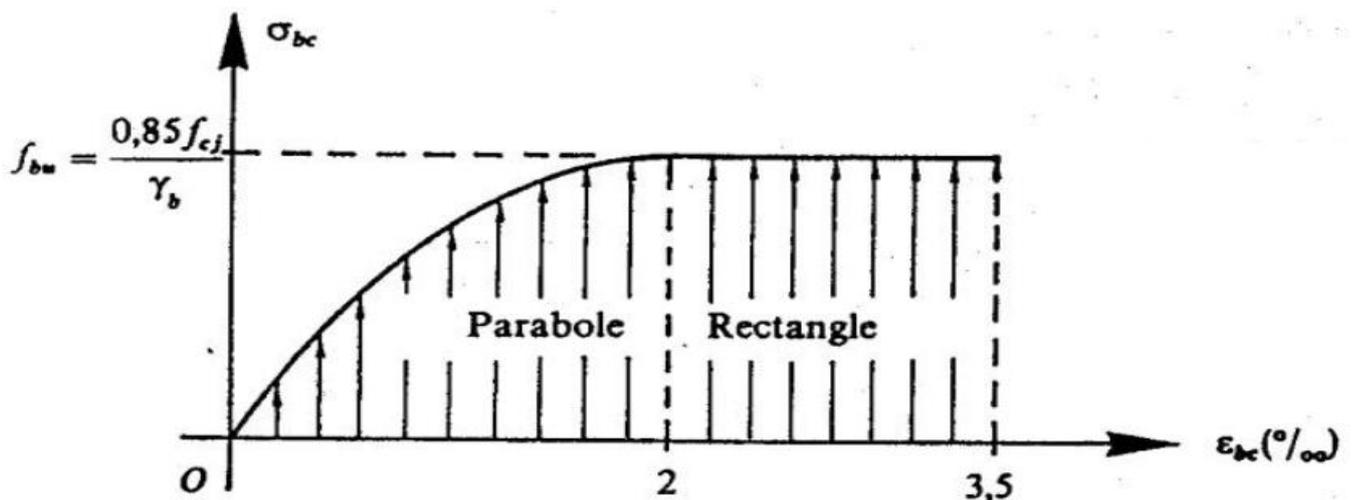


Figure I.6 : Diagramme parabole rectangle.

Avec:

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression ;

f_{bc} : Contrainte de calcul pour $2 ‰ < \epsilon_{bc} < 3,5 ‰$;

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à "j" jours ;

γ_b : Coefficient de sécurité ;

$\gamma_b = 1,5$ cas générale ;

$\gamma_b = 1,15$ cas de combinaisons accidentelles ;

Le coefficient de minoration 0,85 tient compte de l'influence défavorable de la durée d'application des charges et des conditions de bétonnage vis-à-vis des résistances caractéristiques obtenues par essais sur éprouvettes.

D' où la contrainte σ_{bc} est en fonction de son raccourcissement

$$0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \longrightarrow \sigma_{bc} = 0,25 f_{bc} \times 103 \epsilon_{bc} (4-103 \times \epsilon_{bc})$$

$$2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰} \longrightarrow \sigma_{bc} = f_{bc}$$

θ : Coefficient d'application (voir le tableau)

Tableau I.2: Coefficient d'application.

Θ	Durée d'application
1	>24 h
0.9	1h ≤ durée ≤ 24h
0.85	<1h

ELS : La contrainte de compression du béton à l E.L.S (symbole σ_{bc}) est limité à :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{t28}$$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ M Pa}$$

Diagramme rectangulaire(B.A.E.L91modifié99.p81) :Lorsque la section est partiellement comprimée, on peut utiliser un diagramme rectangulaire simplifié.

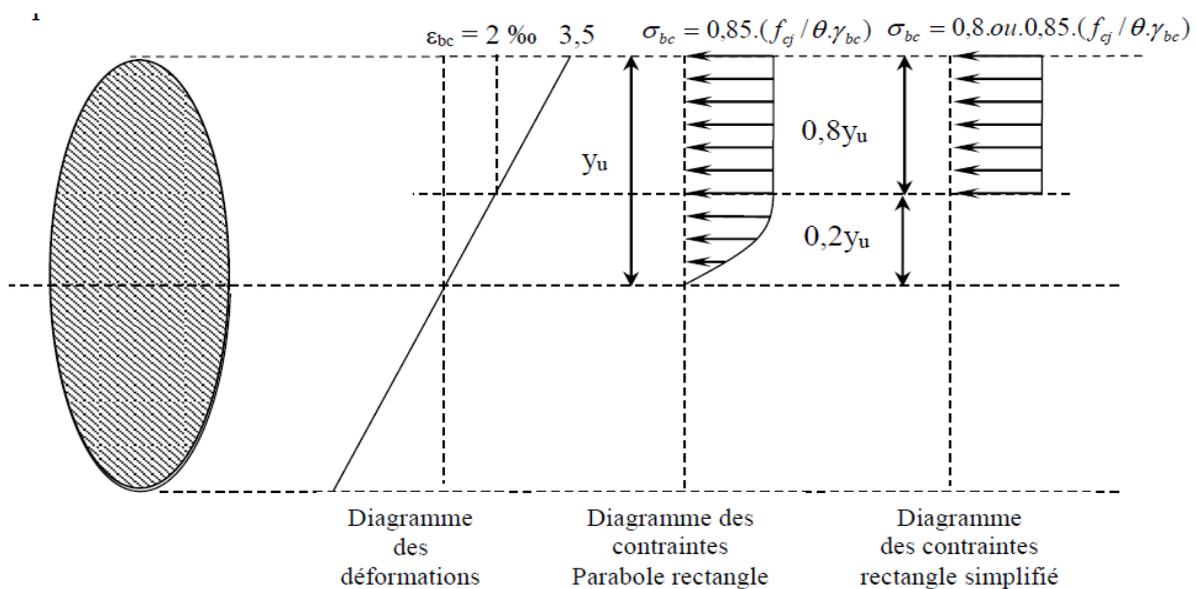


Figure I.7: Diagramme rectangulaire simplifié.

Sur une distance de $0,2 y$ compté à partir de l'axe neutre la contrainte est nulle.- Sur la distance restante $0,8y$ la contrainte a pour valeur $0,85 f_{cj} / \gamma_b \theta$ pour les zones comprimées dont la largeur est croissante ou constante vers les fibres les plus comprimées.

$0,8 f_{cj} / \theta \gamma_b$ pour les zones comprimées dont la largeur est décroissante ou constante vers ces mêmes fibres.

I.4.6. Contrainte admissible de cisaillement :

$$\tau_u = \min(0.2 f_{cj} / \gamma_b, 5 \text{Mpa}) \text{ Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\tau_u = \min(0.15 f_{cj} / \gamma_b, 4 \text{Mpa}) \text{ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton définie par rapport à l'effort tranchant ultime T_u .

$$\tau_u = T_u / bd$$

Avec : b : largeur de la pièce.

d : hauteur utile.

I.4.7. Module de déformation longitudinale du béton : C.B.A93 [A.2.1.2.1]

✓ Module de déformation instantanée:

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h.

À l'âge « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à

$$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3} \text{ avec } E_{ij} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa}$$

✓ Module de déformation différée :

Sous des contraintes de longue durée d'application à l'âge « j » jours le module de déformation longitudinal différée du béton E_{vj} est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 f_{cj}^{1/3} \text{ avec } E_{vj} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa}$$

✓ Remarque :

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

I.4.8. Module de déformation transversale :

• Coefficient de poisson :

$$\nu = (\Delta d/d) / (\Delta L/L).$$

Avec:

$(\Delta d/d)$: déformation relative transversale ;

$(\Delta L/L)$: déformation relative longitudinale ;

Il est pris égal à :

0,2 pour E.L.S (béton non fissuré),

0 pour E.L.U (béton fissuré) ;

I.4.9 Les aciers :

Le matériau acier est un alliage Fer+Carbone en faible pourcentage. Les aciers pour béton armé sont ceux de :

- Nuance douce pour 0,15 à 0,25% de carbone.
- Nuance mi- dure et dure pour 0,25 à 0,40% de carbone.

Dans la pratique les nuances d'acier suivantes sont utilisées :

- Acier naturel Fe E215 FeE 235
- Acier à haute adhérence FeE 400, FeE 500
- Treillis soudés de maille 150 x 150 mm² avec $\Phi = 3,5\text{mm}$

Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :

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

I.4.9.1. Diagramme déformation contrainte de calcul :

$$\sigma_s = f(\varepsilon\%)$$

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes :

$\gamma_s = 1,15$ cas général

$\gamma_s = 1,00$ cas des combinaison accidentelles.

Pour notre cas les aciers FeE400 sont utilisés.

✓ **Diagramme déformation- contrainte (B.A.E.L91modifié 99) :**

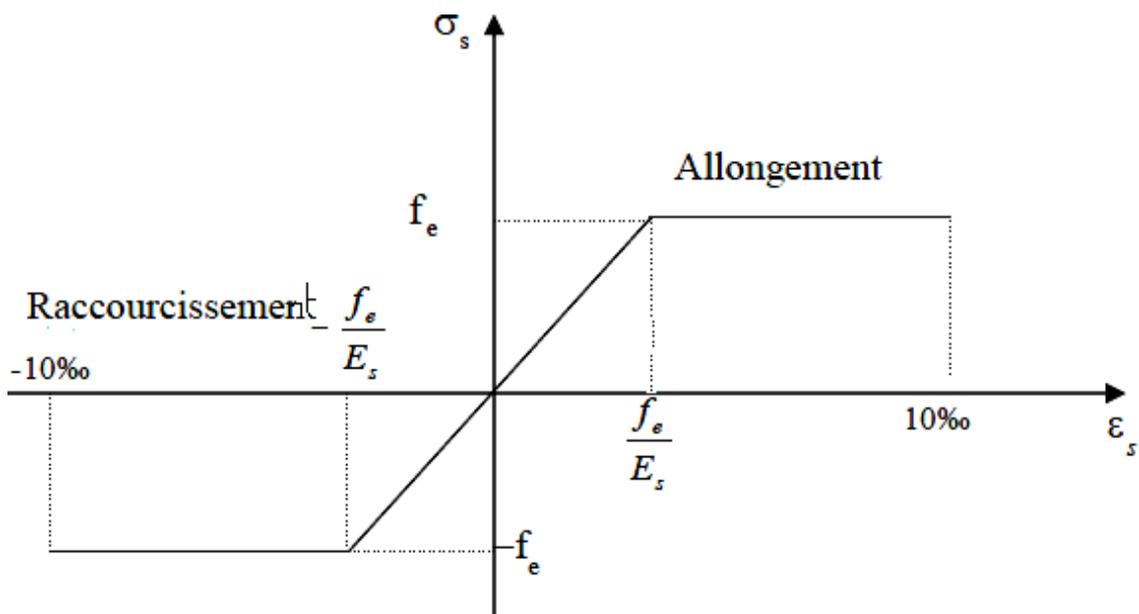


Figure I.8 : Diagramme déformations – contraintes.

I.4.9.2. Contrainte limite de traction des armatures :

Fissuration peu préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} \leq f_e$ pas de limitation ;

Fissuration préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} = \min (2/3f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$ Mpa ;

Fissuration très préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} = \min (0.5f_e; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$ Mpa ;

η : coefficient de fissuration ;

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \quad \text{Pour ronds lisses ;} \\ \eta = 1,6 \quad \text{Pour hautes adhérences avec } \emptyset \geq 6\text{mm ;} \\ \eta = 1,3 \quad \text{Pour hautes adhérences avec } \emptyset < 6\text{mm ;} \end{array} \right.$$

✓ **Poids volumique:**

Béton armé : $\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$

Béton non armé : $\gamma_b = 22 \text{ KN/m}^3$

Acier : $\gamma_a = 78,5 \text{ KN/m}^3$

I.5. Etats limites :

Suivant les règles BAEL on distingue deux états limites de calcul :

- **Etats limite ultime de résistance E. L. U. R**
- **Etats limite de service**

I.5.1. E. L. U. R :

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'action majorées et les résistances calculées en supposant que les matériaux atteignent les limites de rupture minorées ce qui correspond aussi aux règlements parasismiques algérienne R. P. A 99 version 2003.

On doit par ailleurs vérifier que E. L. U. R n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

I.5.2. Hypothèse de calcul :

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance du béton à la traction est négligée.
- Le raccourcissement du béton est limité à :

$\epsilon_{bc} = 2\text{‰}$ en flexion composée.

$\epsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$ en compression simple

L'allongement de l'acier est limité à $\epsilon_a = 10\%$.

- Les diagrammes déformations- contraintes sont définis pour.
 - ✓ Le béton en compression.
 - ✓ L'acier en traction et en compression.

I.5.3. Règle des trois pivots (B.A.E.L91modifié 99) :

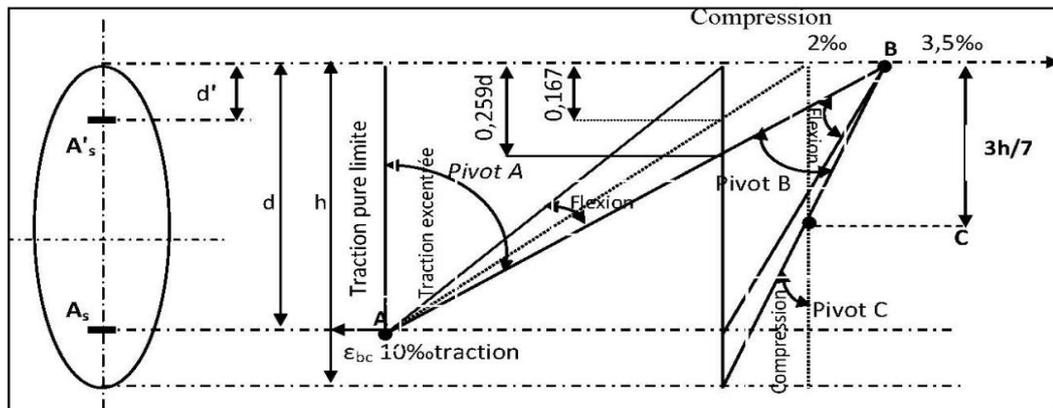


Figure I.9 : Diagramme des déformations limites de la section : règle des trois pivots.

Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier.

La déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés pivots.

- ✓ **Traction pure** : toutes les fibres s'allongent de la même quantité, le béton se fissure et donc ne participe pas à l'équilibre des sollicitations, la pièce sera hors service lorsque la déformation de l'acier vaut 10‰ donc toute la section sera allongée de 10‰.

L'acier doit être reparti dans toute la section ; la limite correspond sur le diagramme à la verticale passant par A.

- ✓ **Traction excentrée** : à la limite, la fibre la plus tendue aura un allongement de 10‰, la moins tendue $\epsilon_s < 10\%$, plus l'excentrement augmente plus la tension minimale tend vers 0

Les droites de déformation pivotent donc autour de A jusqu'à la position AO.

- ✓ **Flexion (simple ou composée)** : On ne peut dépasser la position AB qui correspond à un raccourcissement $\epsilon_{bc} = 3,5\%$ de la fibre de béton la plus comprimée l'état limite ultime est atteint avec $\epsilon_s = 10\%$ et $\epsilon_{bc} \leq 3,5\%$.

- La position limite AB correspond à un axe neutre situé à la distance $y = \alpha \cdot AB \cdot d$ de la fibre la plus comprimée avec $\alpha_{AB} = 3,5 / (10 + 3,5) = 0,259$; la flexion simple ou composée avec $0 \leq \alpha \leq 0,259$ admet le pivot A.

- Le cas particulier où $\epsilon_s = 10\%$ et $\epsilon_{bc} = 2\%$ correspond à $\alpha = 2 / (10 + 2) \rightarrow \alpha = 0,167$

- Pour augmenter la zone comprimée on ne peut plus augmenter ϵ_{bc} au-delà de 3,5 ‰, il faut donc diminuer σ_s la droite des déformations pivote alors autour de B jusqu'à ce que :

$$\epsilon_s = 0 ; \alpha = Y/d \text{ varie de } 0,259 \text{ à } 1$$

- La flexion simple ou composée avec armature tendues avec $0,259 \leq \alpha \leq 1$ admet le pivot B.

- Si on fait tourner la droite autour de B la petite partie de section située au-dessous des armatures pourra travailler en partie de traction (pas de contrainte et les aciers seront comprimés, c'est de la flexion composée : la flexion composée avec aciers comprimés (section de béton partiellement comprimée avec $1 \leq \alpha \leq h/d$ admet le pivot B).

- ✓ **Compression** : si toute la section du béton est comprimée en compression simple, la déformation du béton ne peut pas dépasser $\epsilon_{bc} = 2\text{‰}$

La compression simple ou composée admet le pivot C.

$$2 \text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5 \text{‰} \text{ sur la fibre la plus comprimée}$$

$$\epsilon_{bc} \leq 2 \text{‰} \text{ sur la fibre la moins comprimée.}$$

- ✓ **En résumé :**

Pivot A : traction simple ou composée, flexion avec état limite ultime atteint dans l'acier.

Pivot B : flexion avec état limite ultime atteint dans béton.

Pivot C : compression simple ou composée.

I.5.4. E. L. S :

Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'action réelles (non majorées) et les sollicitations résistantes calculées sans dépassement des contraintes limites.

Les calculs ne se font qu'en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

I.5.5. Hypothèse de calcul :

- Les sections droites restent planes.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

Les contraintes de compression pour le béton et de traction pour l'acier sont supposées proportionnelles à leur déformation élastique (Loi de HOOK).

$$\sigma_{bc} = E_b \cdot \epsilon_{bc} ; \sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s$$

- Par convention(**n**) correspond au rapport du module d'élasticité longitudinal de l'acier à celui du béton.

$$n = E_s / E_b = 15 \text{ « coefficient d'équivalence ».}$$

Il est fait abstraction du retrait et de fluage.

I.6. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites:✓ **Etat limite ultime:**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

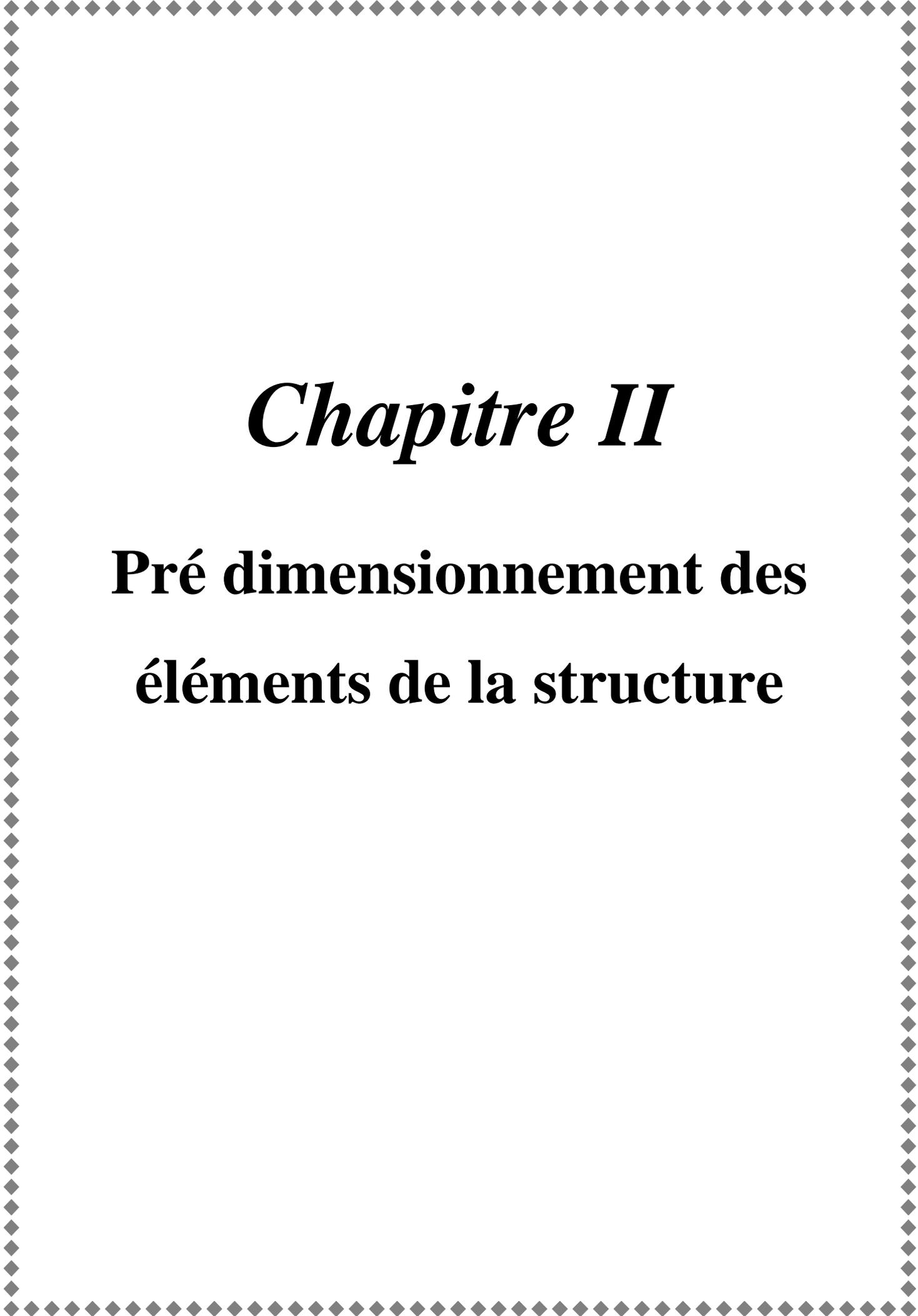
$$1,35 G + 1,5 Q.$$

✓ **Etat limite de service:**

Combinaison d'action suivante : $G + Q$

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes :

$$\begin{array}{l} G+Q+E \\ G+Q \pm 1,2E \\ 0,8 G+E \end{array} \text{ avec } \left\{ \begin{array}{l} G : \text{charge permanente} \\ Q : \text{charge d'exploitation} \\ E : \text{effort de séisme} \end{array} \right.$$



Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments de la structure

II.1. Introduction :

- L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure : poutres, poteaux, voiles et planchers, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appelé pré dimensionnement. Ce dernier représente une étape régie par des lois empiriques, ainsi le point de départ est la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :
- Sollicitations verticales : sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de planchers, poutrelles, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.
- Sollicitations horizontales : sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitués par les portiques.

Ces dimensions doivent satisfaire les conditions du béton armé aux états limites est conforme aux règles (B.A.E.L.91) ainsi que le règlement parasismique algérien (RPA 99 version 2003) ; CBA93

II.2. Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et peuvent reposer sur 2,3 ou 4 appuis. L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance. Le choix porte sur un seul type de plancher : Plancher en corps creux.

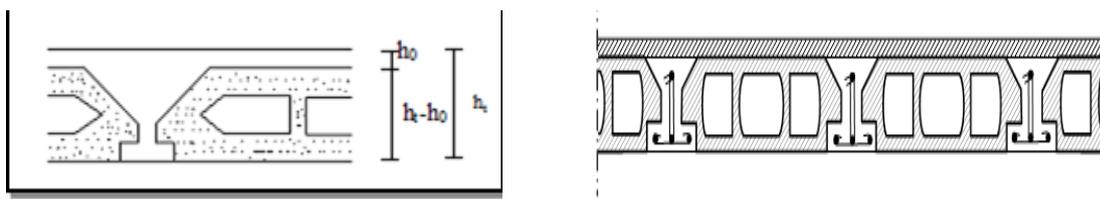


Figure II. 1: coupe d'un plancher à corps creux

II.2.1. Détermination de l'épaisseur des planchers :

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de flèche :

$$- \frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow ht \geq \frac{L}{22,5}$$

L : La portée maximale entre nus d'appuis ;

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$L = \min[L_{\max}(\text{sens } x) ; L_{\max}(\text{sens } y)].$$

$$L = \min[L_{\max}(\text{sens } x) ; L_{\max}(\text{sens } y)] \Rightarrow L = \min[4.32 ; 5.70] \text{ m} = 4.32 \text{ m}$$

$$- \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \rightarrow h_t \geq \frac{L}{22,5} = \frac{432}{22,5} = 19.2 \text{ cm}$$

Tableau II.1: l'épaisseur du plancher des différents niveaux

Niveaux	L	L/22.5	h_t	Type du plancher
Terrasse et étages courants	4.32	19.2cm	20cm	Corps-creux 20
RDC	4..32	19.2cm	20cm	Corps-creux 20

II.2.2.Descente de charges des planchers :

a) Plancher terrasse inaccessible :

Selon le D.T.R.B.C.2.2 charges permanent et d'exploitation on adopte :

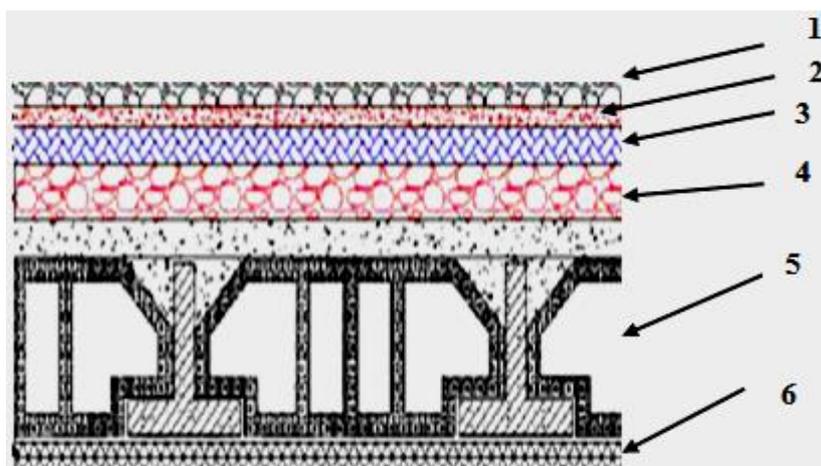


Figure II. 2 : coupe d'un plancher à corps creux du plancher terrasse

Tableau II. 2: La descente des charges du plancher

Niveau	Terrasse		
	Désignation	Épaisseur (m)	Densité KN/m ³
1- Protection en gravillons roulé	0.04	20	0.8
2- Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3- Forme de pente en béton léger	0.05	18	0.9
4- Asphalté coulés+ polystyrène	2.5	26.4	0.50+0.16
5- Plancher à corps creux+dalle	20		2.8
6- Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
charge permanente	$\Sigma G=5.48$		
charge d'exploitation	Q=1.00		

b) **Plancher RDC et étage courant** : Selon le D.T.R.B.C.2.2 charges permanentes et d'exploitations on adopte :

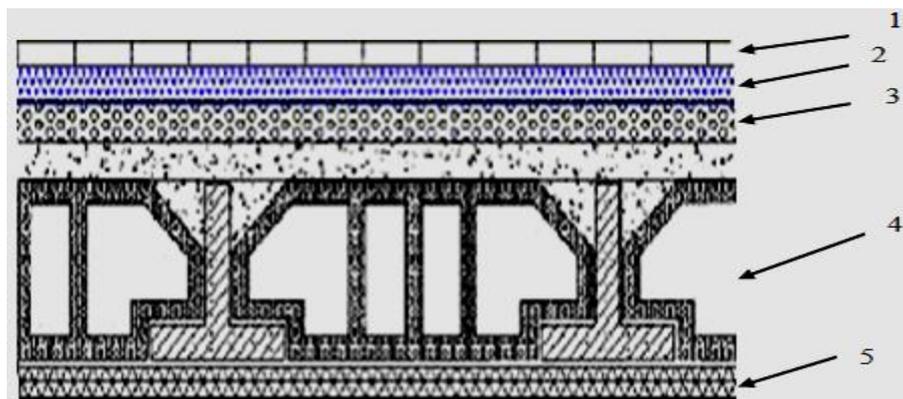


Figure II.3 : coupe d'un plancher à corps creux du plancher étage courants

Tableau II.3: La descente de charge du plancher SS+ RDC et

Niveau	Etages courants et RDC		
Désignation	Épaisseur (m)	Densité KN/m ³	Poids KN/m ²
1- Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2- Mortier de pose (2cm)	0.02	22	0.44
3- Sable fin pour mortier	0.02	17	0.34
4- Plancher à corps creux +dalle	20+4		2.8
5- Enduit en plâtre	0.02		0.28
6-Cloison en briques creuses	0.90		
la charge permanent	$\Sigma G=5.16$		
la charge d'exploitation	Q(RDC) ,Q(SS)=2.5 Q(E.courant)=1.5		

c) Murs de façade extérieurs :

- Enduit extérieur en ciment (2cm).....= 0,36 KN/m²
- Paroi en briques creuses (15cm).....= 1,30 KN/m²
- Paroi en briques creuses (10cm).....= 0,90 KN/m²
- Enduit intérieur en plâtre (1,5cm).....= 0,27 KN/m²

$$G_m = 2.83 \text{ KN/m}^2$$

En enlevant 20% de la charge du mur (ouvertures des portes et fenêtres) on obtient :

$$G_m \times 80\% = 2.83 \times 0.80 = 2.26 \text{ KN/m}^2$$

d) Murs de façade intérieurs :

- Enduit en plâtre(1,5cm).....0.27 KN/m²
- Brique creuses(10cm).....0.90KN/m²
- Enduit en plâtre(1,5).....0.27KN/m²

$$G_m = 1.44 \text{ KN/m}^2$$

e) Charges d'exploitations :

- Surcharge d'exploitation terrasse inaccessible **Q = 1.00 KN/m²**
- Surcharge d'exploitation + étage courants «habitation» **Q = 1,5 KN/m²**

Surcharge d'exploitation du plancher du RDC+ SOUS SOL... **Q = 2.5 KN/m²**

II.2.3.Utilisation de la Loi de dégression de la surcharge d'exploitation :

Dans les bâtiments à plusieurs étages, et à usages multiples et pour calculer l'ossature (poteaux, mur, fondation), on suppose que toutes les surcharges d'exploitation n'agissent pas simultanément sur tous les planchers et on détermine comme suite la surcharge $\sum n$ sur les éléments porteurs du niveau « n » en fonction des surcharges qui sont appliquées sur les différents niveaux, pour leur détermination on applique la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q de bas vers le haut

D'où Q : Charge d'exploitation.

$$\text{Ce qui donne : } Q = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n} \right) * \sum_{i=1}^n Q_i = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

Selon les règles de « **BAEL 91 modifié 99** »

Avec : n : Nombre d'étages.

Q_0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n : Les charges d'exploitation des planchers courants respectivement du haut vers le bas.

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$

Les résultats obtenus notés dans le tableau suivant :

Tableau II.4: loi de dégression de la surcharge d'exploitation

Niveau	Dégression des charges par niveau	La charge (kN/m ²)
terrasse	$Nq_0=1,00$	1
04	$Nq_1=q_0+q_1$	2.5
03	$Nq_2=q_0+0.95 (q_1+q_2)$	3.85
02	$Nq_3=q_0+0.9 (q_1+q_2+q_3)$	5.05
01	$Nq_4=q_0+0.85 (q_1+q_2+q_3+q_4)$	6.1
RDC	$Nq_5=q_0+0.8 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5)$	7
Sous Sol	$Nq_6=q_0+0.75 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6)$	8.13

II.3.Pré dimensionnement des éléments porteurs :

a) 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.

Nous avons deux types de poutres :

Poutre principale : $L_{max} = 5.70$ m

Poutre secondaire : $L_{max} = 4.32$ m

Selon le **B.A.E.L.91**, le critère de rigidité est comme suit:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0,3d \leq b \leq 0,4d \\ \frac{h_t}{b} \leq 3 \end{array} \right. \text{ Avec : } \left\{ \begin{array}{l} h_t : \text{ hauteur totale de la poutre} \\ b : \text{ largeur de la poutre} \\ L : \text{ portée libre entre nus d'appuis} \end{array} \right.$$

Et selon le **R.P.A 99(version 2003)** on a:

$$\begin{cases} b > 20 \text{ cm..} \\ h_t > 30 \text{ cm..} \\ \frac{h_t}{b} < 4 \end{cases}$$

- Le sens longitudinal : celui de la poutre principale :

$$\begin{cases} L_{\max} = 5.70 \text{ cm} \\ d = 0,9 h_t \Rightarrow d = 40.5 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 38 \leq h_t \leq 57 \text{ cm} \\ 12.15 \text{ cm} \leq b \leq 16.2 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend $h_t = 45 \text{ cm}$

On prend $b = 35 \text{ cm}$

D'après le **R.P.A 99(version 2003)** on a:

$$\begin{cases} b = 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vér ifiée.} \\ h_t = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{b} = 1,28 < 4 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

Donc on prend la section des poutres principales **(35x45) cm²**

Le sens transversal : celui de la poutre secondaire :

$$\begin{cases} L = 432 \text{ cm} \\ d = 0,9 h_t \Rightarrow d = 31.5 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 28.8 \text{ cm} \leq h_t \leq 43.2 \text{ cm} \\ 9.45 \text{ cm} \leq b \leq 12.6 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend $h_t = 35 \text{ cm}$

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

D'après le **R.P.A 99 (version 2003)**, on a :

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ h_t = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{b} = 1.16 < 4 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

Donc on prend la section des poutres secondaires **(30x35)cm²**

b) Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux supportant la charge leurs rôle «élément porteur»

b.1-Principe de pré-dimension :

Les poteaux sont pré dimensionnés en compression simple. Le calcul est basé en premier lieu sur la section du poteau la plus sollicitée , ce qui correspond à un poteau de reprendre la surface du plancher la plus importante, la section afférente est la section résultante de la moitié des panneaux entourants le poteau. La section de calcul du poteau est faite de telle

façon qu'il ne flambe pas, on utilise un calcul basé sur la descente du charge tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

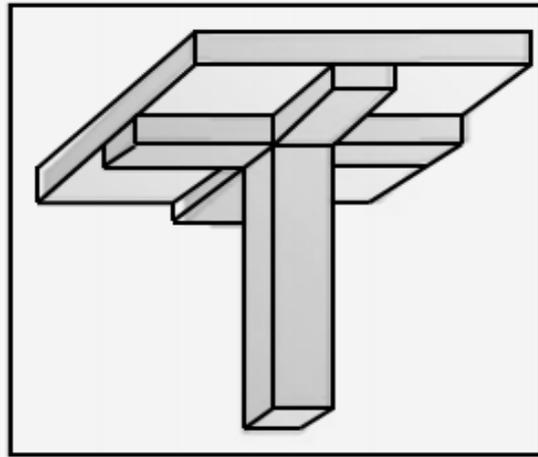


Figure II.4 : Vue en 3 D du poteau

-Calcul du poteau le plus sollicité :

On fixe notre choix aux poteaux axes (D, 2) comme il est mentionné à la figure suivante :

- La surface afférente du poteau est donnée par :
- $S = [(4.79 + 1.97) \times (6.17 + 3.68)] \times 1/4 = 16.65 \text{ m}^2$

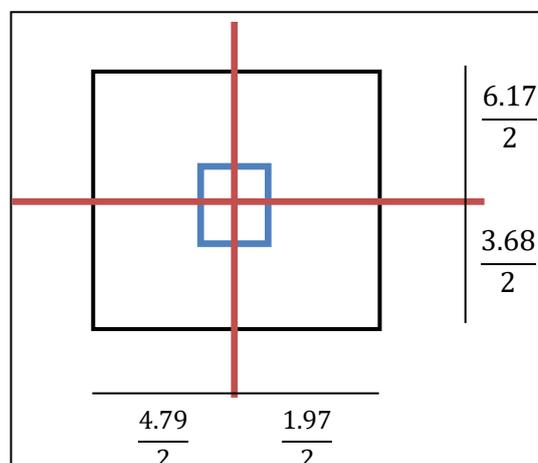


Figure II.5 : section afférente du poteau rectangulaire

On a deux types de coffrage des poteaux :

Type 1 : sous sol, RDC au 2^{ème} étage.

Type 2 : 3^{ème} au 5^{ème} étage.

- La diminution du coffrage des poteaux est fait pour des raisons d'économie

b.2-Calcul de l'effort normal sollicitant les poteaux :**b.2.1- Efforts de compression dus aux charges permanentes N_G :**

- Plancher terrasse: $G_t : G_t \times S = 5.48 \times 16.65 = 91.24 \text{ KN}$
- Sous Sol+Plancher RDC + 5étage: $G_c : n \times G \times S = (6 \times 5.16 \times 16.65) = 515.48 \text{ KN}$
- Poutre principale: $G_{pp} = 7(0.35 \times 0.45 \times 25 \times 4,93) = 135.88 \text{ KN}$
- Poutre secondaire : $G_{ps} = 6(0.3 \times 0.35 \times 25 \times 3.38) + 1 \times (0.3 \times 0.35 \times 25 \times 2.39) = 59,50 \text{ KN}$

n = le nombre de niveaux au-dessus du poteau

On doit majorer les efforts de 10 %

$$N_G = 1.1 \times (G_t + G_c + G_{pp} + G_{ps}) = 1.1 \times (91.24 + 515.48 + 135.88 + 59.50) = 882,31 \text{ KN}$$

b.2.2- Efforts de compression dus aux charges d'exploitation N_Q :

Par l'application de la loi de dégression on a : $Q = 8.13 \text{ KN/m}^2$

$$N_Q = 1.1 \times Q \times S = 1.1 \times 8.13 \times 16.65 = 148.90 \text{ KN}$$

b.2.3- Calcul de l'effort normal N_u :

$$N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q \longrightarrow N_u = (1.35 \times 882.31) + (1.5 \times 148.90) = 1414,47 \text{ KN}$$

b.2.4- Détermination de a :

On doit dimensionner les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire :

$$\lambda \leq 50$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7L_0}{i} \quad ; \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

L_f : longueur de flambement

i : rayon de giration

B : section des poteaux

λ : L'élanement du poteau

I : moment d'inertie de la section par rapport à un point passant par le centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement

$$B = a.b$$

$$I = \frac{b.a^3}{12} \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$i = \sqrt{\frac{b.a^3}{12.a.b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,289 a$$

On a: $L_0=4$ m; $L_f = 0,7 \times 4 = 2.8$ m

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{280}{0,289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{280}{0,289 \cdot 50} = 19.37 \text{ cm}$$

On prend : **a = 40cm**

b.2.5- Détermination de b :

Selon les règles du **B.A.E.L 91**, l'effort normal ultime N_u doit être :

$$N_u \leq a \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

B_r : section réduite :

$$B_r = (a-2)(b-2) \text{ cm}^2 \Rightarrow B_r = (40-2) \times (b-2) = 38 \times (b-2) \text{ cm}^2$$

D'après le RPA99/version2003

A_s =section d'armature longitudinale : $A_s=0,8\% B_r$ **Zone IIa**

$$A_s = 0.008[38(b-2)] = 0.304(b-2) \text{ cm}^2$$

α : étant un facteur réducteur de N_u , il est fonction de λ .

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \frac{L_f}{i} = \frac{280}{0,289 \times 50} = 19.37 < 50$$

$$\alpha = 0,85/[1+0,2(\lambda/35)^2]$$

$$\alpha = 0,85/[1+0,2(19.37/35)^2] = 0.80$$

avec $f_{c28}=25$ MPa ; $f_e = 400$ MPa ; $\gamma_b=1,5$; $\gamma_s=1,15$

$$N_u \leq 0.80 \cdot \left[\frac{38(b-2) \cdot 25 \cdot 10^2}{0,9 \cdot 1,5} + \frac{0,304(b-2) \cdot 400 \cdot 10^2}{1,15} \right]$$

$$N_u \leq 64755.42(b-2)$$

$$b \geq \frac{1414.47 \cdot 10^3}{64755.42} + 2 \Rightarrow b \geq 23.84 \text{ cm}$$

Donc : on prend b = 40cm.

Vérification des conditions du R.P.A 99(version 2003):

$\min(a, b) = 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$Condition vérifiée.

$\min(a, b) = 40 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{400}{20} = 20 \text{ cm}$Condition vérifiée.

$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 1 < 4$ Condition vérifiée.

Donc : a = 40 cm b = 40 cm

Vu le nombre de niveau et pour une raison économique, le choix dans notre conception des poteaux à inertie variable en hauteur, les dimensions des poteaux prises en compte pour les différents niveaux de la construction seront :

Sous sol, RDC, 1^{ère}, 2^{ème} étage: \longrightarrow (40x40) cm²
 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème} étage : \longrightarrow (35x35) cm²

II.4-Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés pour reprendre les charges verticales (charges et surcharges) et les transmettent aux fondations, mais aussi principalement d'assurer la stabilité et la rigidité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales dues au vent et au séisme

Le Pré dimensionnement des voiles de contreventement en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 de RPA99/Version 2003. D'où leur épaisseur minimale est de **15 cm**.

De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités

On considère comme voiles les éléments satisfaisants à la condition: $L \geq 4e$. Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec : L : longueur du voile.

e : épaisseur du voile.

II.4.1 -Voile étage et RDC :

a)voile RDC :

$$e \geq \max\left(\frac{he}{25}; \frac{he}{22}; 15\right) cm$$

D'où : h_e : hauteur de RDC ; $h_e = 3.23$

$$\begin{cases} \frac{h_e}{25} = \frac{323}{25} = 12.92cm \\ \frac{h_e}{22} = \frac{323}{22} = 14.68cm \end{cases}$$

$$e \geq \max(12.92 \text{ cm} ; 14.68 \text{ cm} ; 15cm).$$

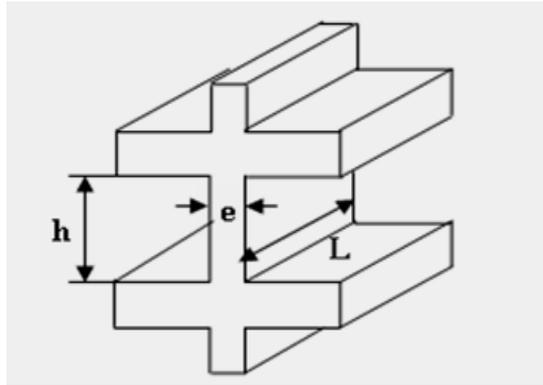


Figure II.6: Coupe de voile en élévation

Donc on prend l'épaisseur des voiles de contreventements : **$e = 15 \text{ cm}$**

b)voile etage :

$$e \geq \max\left(\frac{he}{25}; \frac{he}{22}; 15\right) \text{ cm}$$

D'où : h_e : hauteur de RDC ; $h_e = 3.06$

$$\begin{cases} \frac{h_e}{25} = \frac{306}{25} = 12.24 \text{ cm} \\ \frac{h_e}{22} = \frac{306}{22} = 13.90 \text{ cm} \end{cases}$$

$$e \geq \max(12.24 \text{ cm}; 13.90 \text{ cm}; 15 \text{ cm}).$$

Donc on prend l'épaisseur des voiles de contreventements : **$e = 15 \text{ cm}$**

II.4.2 Voile sous sol 2 (NIV -4.00) :

$h_e = 4.00 \text{ m}$ et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

Pour les voiles à abouts libres :

$$a \geq \max [h_e/20; 15 \text{ cm}]$$

$$e \geq h/20 \Rightarrow e \geq 400/20 \Rightarrow e \geq 20 \text{ cm}.$$

On adopte : l'épaisseur de toutes les niveaux :

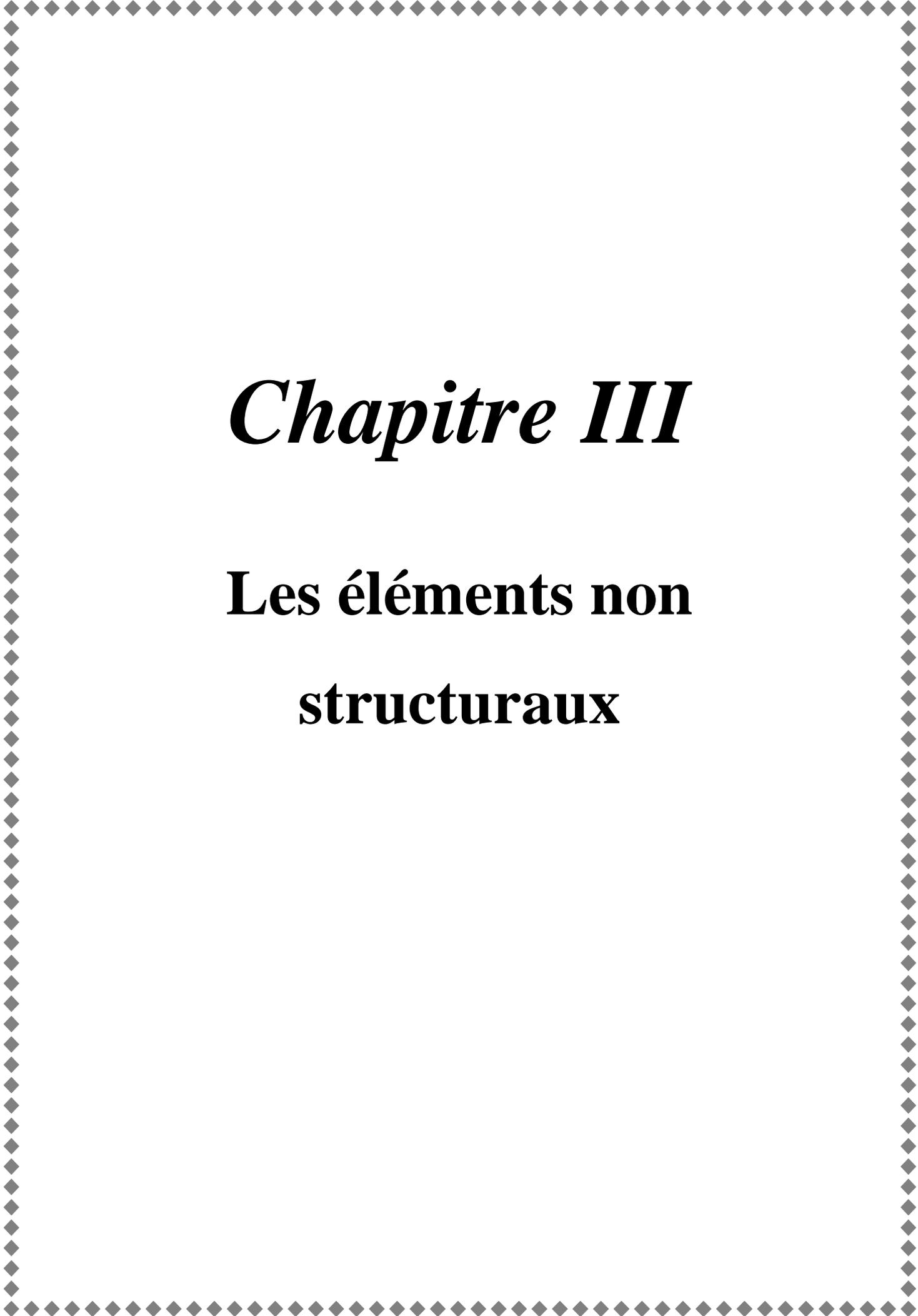
$$e = 20 \text{ cm}$$

II.5-Tableau récapitulatif :

Le tableau suivant résume les sections des poutres (principales, secondaires), poteaux ainsi que l'épaisseur des voiles calculés pour les différents niveaux de la construction

Tableau II.5. Section des éléments de la structure

	Épaisseur du plancher	Poutre principale	Poutre secondaire	Section des poteaux	Épaisseur des voiles
niveaux	Cm	Cm ²	Cm ²	Cm ²	Cm
térasse	16+4	35X45	30X35		
5	16+4	35X45	30X35	35X35	20
4	16+4	35X45	30X35	35X35	20
3	16+4	35X45	30X35	35X35	20
2	16+4	35X45	30X35	40X40	20
1	16+4	35X45	30X35	40X40	20
RDC	16+4	35X45	30X35	40X40	20
Sous sol	16+4	35X45	30X35	40X40	20



Chapitre III

Les éléments non structuraux

III.1 Introduction :

Les éléments non structuraux sont les éléments qui ne participent pas à la résistance ou à la stabilité du bâtiment, on note : les acrotères, les balcons, escaliers, etc.....

Le ferrailage de ces éléments s'effectue selon les règles **CBA93** et les règles parasismique Algériennes en vigueur (**RPA99/version 2003**).

III.2 Acrotère :

III.2.1- Définition :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi, contre toute chute, elle est considérée comme une console encastrée soumise à son poids propre et à une charge « main courante ».

Hypothèse de calcul :

-Le calcul se fait à la flexion composée, au niveau de la section d'encastrement pour une bande de mètre linéaire.

-L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable.

-Le calcul fera à l'ELU et à l'ELS

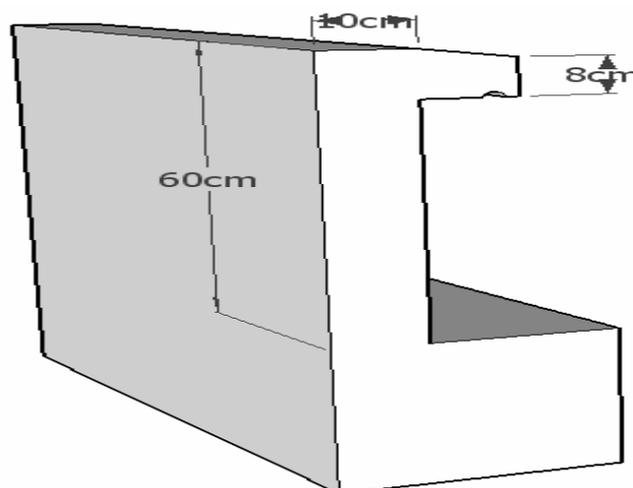


Figure III. 1: Dimension d'acrotère

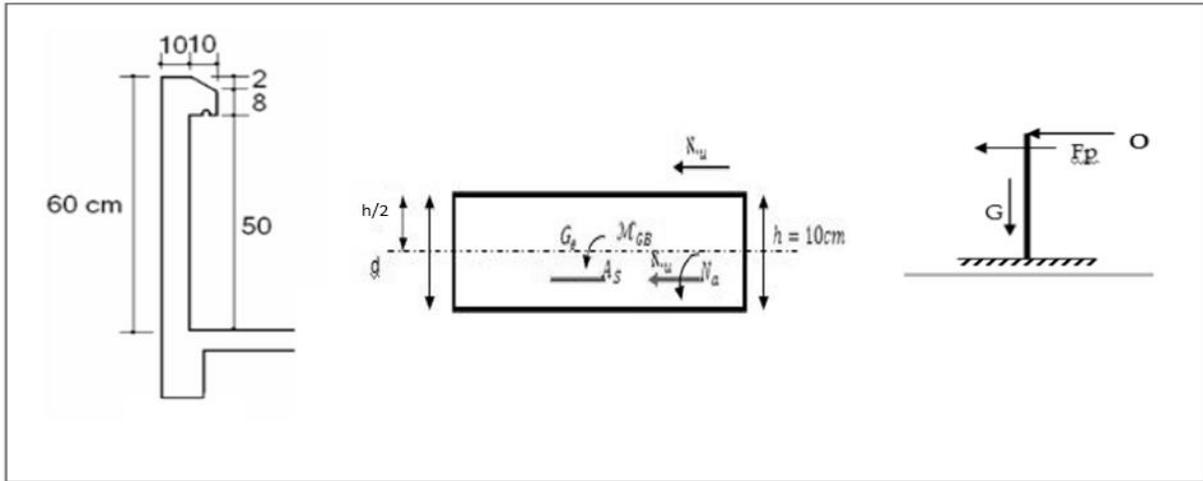


Figure III.2:schéma statique et réel de l'acrotère

III.2.2- Charge permanente et charge d'exploitation :

a- Charge permanente :

Le calcul se fait à la flexion composée, pour une bande de 1 m de longueur.

$$G = 25[(0,6 \times 0,10) + (0,08 \times 0,1) + 0,5(0,02 \times 0,1)] \times 1$$

$$G = 1,73 \text{ Kn/m}$$

b- Charge d'exploitation :

On prend en considération l'effet de la main courante

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

III.2.3- Charge aux états limites :

Tableau III.1 : Charge aux états limites

E.L.U	E.L.S
<ol style="list-style-type: none"> 1. $N_U = 1,35 G = 1,35 \times 1,73 = 2,34 \text{ KN}$ 2. $M_U = 1,5 Q h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,90 \text{ KN.m}$ 3. $T_U = 1,5 Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$ 	<ol style="list-style-type: none"> 1. $N_S = G = 1,73 \text{ KN}$ 2. $M_S = Q h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$ 3. $T_S = Q = 1 \text{ kN}$

III.2.4- Enrobage :

Vu que la fissuration est préjudiciable, on prend $C = C' = 2 \text{ cm}$.

III.2.5- Excentricité :

D'après CBA93 :

$$e = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0,9}{2,34} = 0,39\text{m}$$

$$\frac{e_p}{2} = \frac{0,10}{2} = 0,05 \text{ m} < 0,39 \text{ m}$$

e_p : Épaisseur de l'acrotère.

Donc le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures.

III.2.6- Calcul du ferrailage (E.L.U.) :**III.2.6.1- Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section :**

$$f_{bc} = 14,17\text{mpa}$$

$$d = h - \left(\frac{h}{10}\right) = 10 - \frac{10}{10} = 9\text{cm} = 0,09\text{m}$$

Selon BAEL91:

$$M_u = N_U \left[e + \frac{h}{2} - c \right] = 2,34 \left[0,39 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right] = 0,98 \text{ KN.m}$$

$$(d - c')N_U - M_U \leq \left(0,337h - (0,81c') \right) f_{bc} \times b \times h$$

- $(d - c')N_U - M_U = ((0,09 - 0,02) \times 2,34) - 0,98 = -0,82 \text{ KN.m}$

- $\left((0,337 \times h) - (0,81 \times c') \right) f_{bc} \times b \times h$

$$= \left((0,337 \times 0,1) - (0,81 \times 0,02) \right) 14,17 \times 10^3 \times 1 \times 0,1$$

$$= 24,80 \text{ KN.m}$$

$$-0,82 < 24,80 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire

$$(b \times h) = (100 \times 10) \text{ cm}^2.$$

III.2.6.2- Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

$$M_U = 0,98 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,98 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,008$$

(α) et (β) D'après le BAEL91/modifié99 page 460 (Tableau5)

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000\delta_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,688. \text{ avec: } 1000\delta_{sl} = \frac{f_e}{E \cdot \delta_s} = \frac{400}{2,10^5 \times 1,15} = 1,74$$

$$\mu_l = 0,8 \times 0,668(1 - 0,4 \times 0,668) = 0,392 > \mu = 0,008 \rightarrow A' = 0$$

Donc (Pas d'armatures de compression). $A' = 0$

$$\mu = 0,008 \rightarrow \beta = 0,996$$

III.2.6.3-Calcul de la section d'armatures :

a-Flexion simple :

$$A_{fs} = \frac{M_U}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{0,98 \times 10^3}{348 \times 0,996 \times 9} = 0,31 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b-Flexion composée :

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_U}{100\sigma_s} = 0,31 - \frac{2,34 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

III.2.6.4-Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire :

a- Les armatures principales :

$$N_{ser} = N_G = 1,73 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ser} = M_Q = N_Q \times h = 1 \times 0,60 = 0,60 \text{ KN.m}$$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,60}{1,74} = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$d = 0,9h_t = 0,9 \times 10 = 9 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$A_{s \min} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_{ser} - 0,45d}{e_{ser} - 0,185d} \times 0,23 = \frac{9 \times 100 \times 2,1}{400} \times \frac{35 - 4,05}{35 - 1,665} \times 0,23$$

$$= 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte **4T8**. $A_s = 2,01 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$;

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

$$S_t \leq \min(3 \times 10 = 30; 33) \text{ cm}$$

donc l'espacement est $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

b- Les armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : $A_r = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$; Soit **4T6=1,13 cm²/ml**.

avec un espacement $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

III.2.7- Les vérifications :**III.2.7.1- Vérification des contraintes (E.L.S.) :**

Moment de service :

$$M_{\text{ser}} = N_{\text{ser}} \times \left(e - c + \frac{h}{2} \right) = 1,73 \times \left(0,35 - 0,02 + \frac{0,10}{2} \right) = 0,66 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s(d - y) = 0 \rightarrow \frac{100}{2}y^2 + 21,15y - 190,35 = 0 \rightarrow y = 1,75 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 1,75^3}{3} + (15 \times 1,41 \times (9 - 1,75)^2) = 1290,34 \text{ cm}^4$$

III.2.7.2- Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

D'après BAEL91 on a :

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{660}{1290,34} \times 1,75 = 0,90 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,90 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

III.2.7.3- Détermination des contraintes dans l'acier tendu σ_{st} :

D'après BAEL91 on a :

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

Avec : η : coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\eta = 15$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{\text{ser}}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{660}{1290,34} \times (9 - 1,75) = 55,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 55,63 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

III.2.7.4 - Contrainte de cisaillement :

Selon BAEL91 :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$T = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,50 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,50}{1 \times 0,09} = 16,67 \text{ KN/m}^2 = 0,017 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) ; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,017 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ Condition vérifiée}$$

III.2.7.5- Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :

D’après le R.P.A. 99/2003, les éléments non structuraux doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

$$F_p = 4 \times C_p \times A \times W_p$$

Avec :

A : Coefficient d’accélération de zone groupe d’usage 3 (paragraphe 4.1.2 p36 RPA)

donc A = 0,10

C_p : Facteur de force horizontale (tableau 6.1 p59) donc C_p = 0,8

W_p : Poids propre de l’acrotère W_p = 1,73 kN

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

$$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,10 \times 1,73 = 0,55 \text{ KN} < 1,5Q = 1,5 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

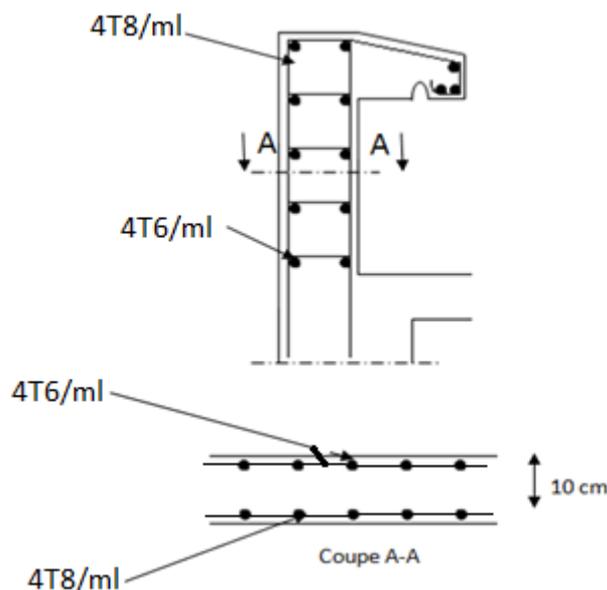


Figure III. 3: Ferrailage de l’acrotère.

III-3-Balcons :

III-3-1-Introduction:

Le balcon est une dalle pleine encastree dans la poutre, entourée d'une rampe ou un mur de protection, elle est assimilée à une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment et communique avec l'intérieur par une porte ou une fenêtre.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

L'épaisseur des dalles pleines résulte des conditions suivantes:

- Résistance à la flexion.
- Isolation acoustique $e \geq 12cm$.
- Sécurité en matière d'incendie $e = 11cm$ pour 2 heures de coup feu.

Donc on adopte $e = 15cm$.

Dans notre étude, les différents cas des balcons sont les suivantes :

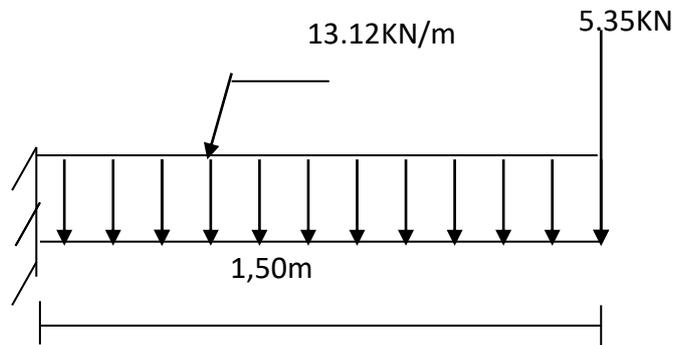


Figure III.4:Schéma du balcon.

Le calcul se fera à la flexion simple pour une bande d'un mètre linéaire.

On adopte une épaisseur de 15cm

III-3-2-a Exemple de calcul :(TYPE 1)

On va considérer que le balcon est une dalle pleine semi encastree au trois 03 cotés :

Suivant L_y : encastree à la poutre

Suivant L_x : encastree au deux consoles

Avec : $L_x = 1,50$ m

$L_y = 3,65$ m

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,50}{3,68} = 0,41 > 0,4 \Rightarrow$$

La dalle travail dans les deux sens

L'épaisseur des dalles pleines doit respecter les conditions suivantes:

$$h_0 \geq \frac{Lx}{30} = \frac{150}{30} = 5,00cm$$

- Résistance à la flexion :
- Isolation acoustique $h_0 \geq 12cm$
- Sécurité en matière d'incendie $h_0 = 11cm$ pour 2 heures de coup feu

Donc on adopte $h_0 = 15cm$

III-3-3-Descente des charges :

Selon BAEL[art.A.3.3,2]

- 1- Revêtement en carrelage ($e_p = 2cm$)..... 0,40 KN /m²
- 2- Mortier de pose ($e_p = 2cm$).....0,66 KN /m²
- 3- Couche de sable ($e_p = 3cm$).....0,66 KN /m²
- 4- Dalle pleine en béton armé ($e_p = 15cm$)..... 3,75 KN /m²
- 5-Enduit de ciment ($e_p = 2cm$).....0,36 KN /m²

$$G = 5.83 \text{ KN /m}^2$$

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

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$Q_u = 1,35(5.83) + 1,5(3,5)$$

$$Q_u = 13,12 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Charge par ml} = Q_u = 13,12 \times 1 = 13,12 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{\text{ser}} = G + Q$$

$$Q_{\text{ser}} = 5.83 + 3,5 = 9,33 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Charge par ml} = Q_{\text{ser}} = 9,33 \times 1 = 9,33 \text{ KN/ml}$$

III-3-4-Calcul de la charge concentrée due au mur extérieur:

Poids propre du mur en brique :

$$A = \gamma \times b \times h \times 1m = 13 \times 0,10 \times 3.06 \times 1m = 3.97 \text{ KN}$$

$$P_u = 1,35A = 1,35 (3.97) = 5.35 \text{ KN}$$

$$P_{\text{ser}} = 3.97 \text{ KN}$$

III-3-5-Calcul du moment Max et de l'effort tranchant max (ELU):

$$M_{\text{max}} = -\frac{Q_u l^2}{2} - P_u \cdot l = -\frac{13.12(1,50)^2}{2} - 5.35(1,50) = - 14,76 - 8.02$$

$$M_{\text{max}} = - 22.78 \text{ KN.m}$$

$$T_{\text{max}} = Q_u \cdot l + P_u = 13,12 \times 1,50 + 5.35 = 25.03 \text{ KN}$$

$$d = 0,9h = 0,9 \times 15 = 13,5 \text{ cm}$$

III-3-6-Calcul des moments max: (ELS)

$$M_{\max} = -\frac{Q_s.l^2}{2} - P_s.l = -\frac{9,33(1,50)^2}{2} - 3,97(1,5) = -10,49 - 5,95$$

$$M_{\max} = -16,44 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = Q_s.l + P_s = 9,33 \times 1,50 + 3,97 = 13,99 + 3,97 = 17,96 \text{ KN}$$

III-3-7-Calcul du ferrailage:

La section à calculé (100x15)

$$M = 22,78 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{22,78 \times 10^3}{100.13,5^2.14,17} = 0,08 < \mu_1$$

$$\mu = 0,08 \Rightarrow \beta = 0,96$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{M}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{22,78 \times 10^3}{0,96 \times 13,5 \times 348} = \frac{22,78 \times 10^3}{4510,08} = 5,05 \text{ cm}^2$$

III-3-8-Vérfications:

- Conditions de non fragilité:

$$A_{\min} = (0,23.b.d.f_{t28})/f_e = \frac{0,23 \times 100 \times 13,5 \times 2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_s \Rightarrow A_s = 5,05 \text{ cm}^2$$

Le choix = 5T12 = 5,65 cm²

- Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{25,03 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,18 \text{ Mpa}$$

Pour une fissuration préjudiciable on a :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,15f_{c28}/\gamma_b; 4\text{Mpa}) = \min(0,15 \times 25/1,5; 4\text{Mpa}) = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,18 < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

- **Contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{ser} = \frac{T_s}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{17,96 \times 10^3}{0,9 \times 13,5 \times 12,56 \times 10^2} = 1,17 \text{ Mpa}$$

$n = 5$: nombre d'armatures longitudinales tendues

$$\mu = 2\pi \frac{1}{2} = 3,14 \text{ cm} : \text{périmètre d'armatures tendues}$$

$$\overline{\tau}_{ser} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = 1,17 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **La vérification des contraintes à L.E.L.S :**

- **Détermination de la position de l'axe neutre :**

$$\frac{b \cdot y^2}{2} - 15A_s(d-y) = 0 \quad A_s = 5,65 \text{ cm}^2$$

$$50y^2 + 15 \times 5,65 (13,5 - y) = 0$$

$$50y^2 + 70,65 y - 953,78 = 0$$

$$\Delta = (70,65)^2 - 4 \times 50 \times (-953,78) = 2218,41 + 127170 = 195746,42$$

$$\sqrt{\Delta} = 442,43$$

$$y_1 = - \frac{70,65 - 442,43}{100} = - 5,13$$

$$y_2 = - \frac{70,65 + 442,43}{100} = 3,72$$

$$y = 3,72 \text{ cm}$$

(position de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée)

- **Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \sum A_s(d-y_1)^2 = \frac{100}{3}(3,72)^3 + 15 \times 5,65(13,5-3,72)^2$$

$$I = 1715,96 + 6757,56$$

$$I = 8473,52 \text{ cm}^4$$

- **Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :**

Selon BAEL[art.A.4.5,2]

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y_i = \frac{16,44 \times 10^3}{8473,52} \times 3,72 = 7,21 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,21 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :**

Selon BAEL[art.A.4.5,3] :

Pour une fissuration peu préjudiciable on a :

$$\sigma_{st} \leq f_s = f_e$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{16.44 \times 10^3}{8473,52} (13,5 - 3,72) = 284.62 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 284.62 \text{ Mpa} < f_s = f_e = 400 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$$

• **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_p}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

On adopte $3\phi 8 = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

• **Vérification de la flèche :**

Pour les éléments supports en console, la flèche F est égale à :

$$F = F_1 + F_2 \text{ avec : } F_1 = \frac{QL^2}{8EI} \dots \dots \dots \text{Flèche due à la charge répartie.}$$

$$F_2 = \frac{pL^3}{3EI} \dots \dots \dots \text{Flèche due à la charge concentrée.}$$

✓ **Détermination du centre de gravité :**

$$y_a = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{b \times h \times \frac{h}{2} + n \times A_s \times d}{b \times h + n \times A_s}$$

$$y_a = \frac{100 \times 15 \times 7,5 + 15 \times 4,71 \times 13,5}{100 \times 15 + 15 \times 4,71} = \frac{11250 + 953,78}{1570,65} = \frac{12203,78}{1570,65} = 7,80 \text{ cm}$$

$$y_1 = y_a = 7,80 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_a = 15 - 7,80 = 7,2 \text{ cm}$$

✓ **Calcul du moment d'inertie :**

$$I = \frac{by_1^3}{3} + \frac{by_2^3}{3} + n.A(d-y_1)^2$$

$$I = \frac{100(7,80)^3}{3} + \frac{100(7,20)^3}{3} + 15 \times 4,71(13,5 - 7,80)^2$$

$$I = 15818,4 + 12441,6 + 2295,42 .$$

$$I = 30555,42 \text{ cm}^4$$

$$F = F_1 + F_2 = \left(\frac{QL^4}{8EI} + \frac{PL^3}{3EI} \right) = \frac{L^3}{EI} \left[\frac{QL}{8} + \frac{P}{3} \right].$$

$$F = \frac{(1,50)^3}{30555,42 \times 32164,2} \left[\frac{9,33 \times 1,50}{8} + \frac{3,97}{3} \right].$$

$$F = \frac{3375000}{982,80 \times 10^6} [1,75 + 1.32].$$

$$F = \frac{2197000}{982,8 \times 10^6} \times 3.07.$$

$$F = 0,01 \text{ cm}.$$

$$F_{ad} = \frac{L}{250} = \frac{150}{250} = 0,60 \text{ cm}.$$

$$F_{cal} = 0,01 \text{ cm} < F_{adm} = 0,60 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

III-3-2-b: Exemple de calcul :(TYPE 2)

On va considérer que le balcon est une dalle pleine semi encastré au trois 03 cotés :

Suivant L_y : encastrée à la poutre

Suivant L_x : encastrée au deux consoles

Avec : $L_x = 1,50 \text{ m}$

$$L_y = 4.75 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,50}{4,75} = 0,31 < 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travail dans un seul sens}$$

L'épaisseur des dalles pleines doit respecter les conditions suivantes:

$$h_0 \geq \frac{L_x}{30} = \frac{150}{30} = 5,00 \text{ cm}$$

- Résistance à la flexion :
- Isolation acoustique $h_0 \geq 12 \text{ cm}$
- Sécurité en matière d'incendie $h_0 = 11 \text{ cm}$ pour 2 heures de coup feu
- Donc on adopte $h_0 = 15 \text{ cm}$

Le même calcul que le balcon cas1 (armatures transversales ne sont pas nécessaires)

$$\tau_u = 0,18 < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Tableau III.2: Récapitulatif des armatures du balcon

Cas	01 et 02
Moment fléchissant M_u (KN.m)	17.96
L'effort tranchant T_u (KN)	25.03
M_{ser} (KN.m)	16.44
A_s (cm ² /ml)	3,93

$A_{\min}(\text{cm}^2/\text{ml})$	1,63
Choix d'acier (p.m)	5T12
$A_{\text{adopte}}(\text{cm}^2/\text{ml})$	5,65
$A_r(\text{cm}^2/\text{ml})$	1,18
Choix d'acier (p.ml)	3T8

III-3-2-Plan de ferrailage :

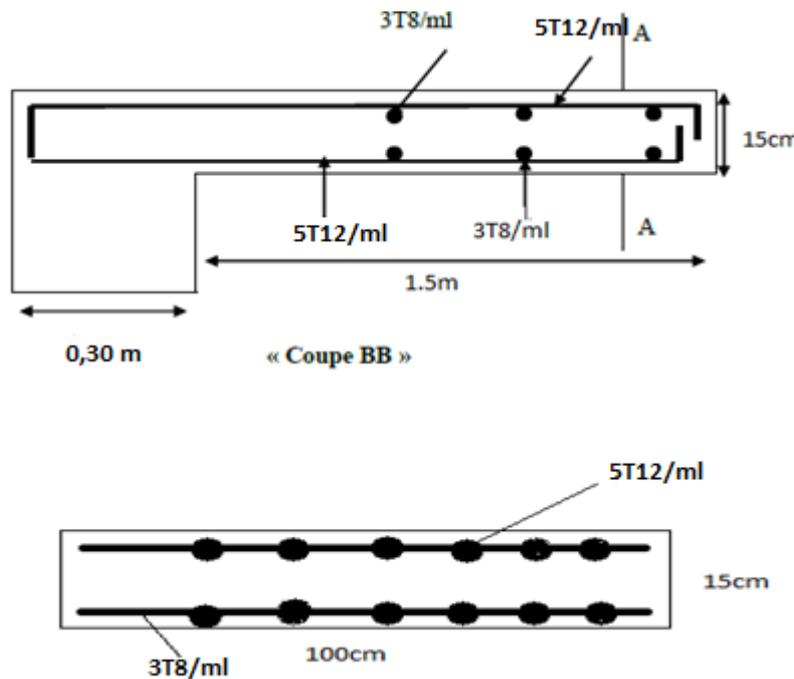


Figure III.5 :schéma de ferrailage balcon (01et02).

III-4-Escaliers:

III-4-1-Introduction:

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie.

III-4-2-Terminologie :

Un escalier se compose d'un nombre de marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche "g" s'appelle le giron, est la hauteur d'une marche "h", le mur qui limite l'escalier s'appelle le mur déchet.

Le plafond qui monte sous les marches s'appelle paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle la contre marche, la cage est le volume se situe l'escalier, les marches peuvent

prendre appui sur une poutre droite ou courbe dans lequel qu'on appelle le limon. La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.

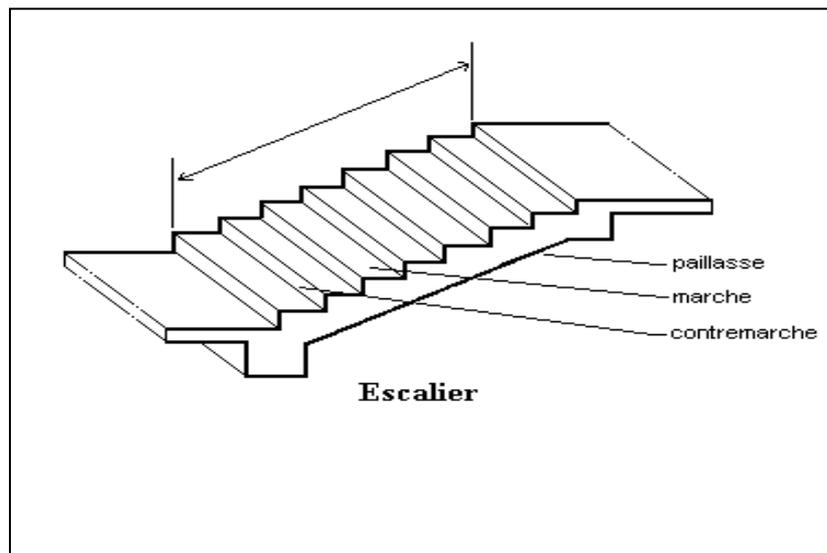


Figure III. 6:schéma d'un escalier

III-4-3-Dimensions des escaliers:

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL:

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \text{cm} \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

h : Hauteur de la marche (contre marche),

g : Largeur de la marche,

On prend $2h+g=59$ cm

H : Hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage ($H=n.h=h_e/2$)

n : Nombre de contre marches

L : Projection horizontale de la longueur total de la volée : $L = (n - 1)g$

• Notre bâtiment compte un seul type d'escalier :

1. Escalier à deux volées avec palier (palier est le palier de repos) (ne concéderas pas le palier de console).

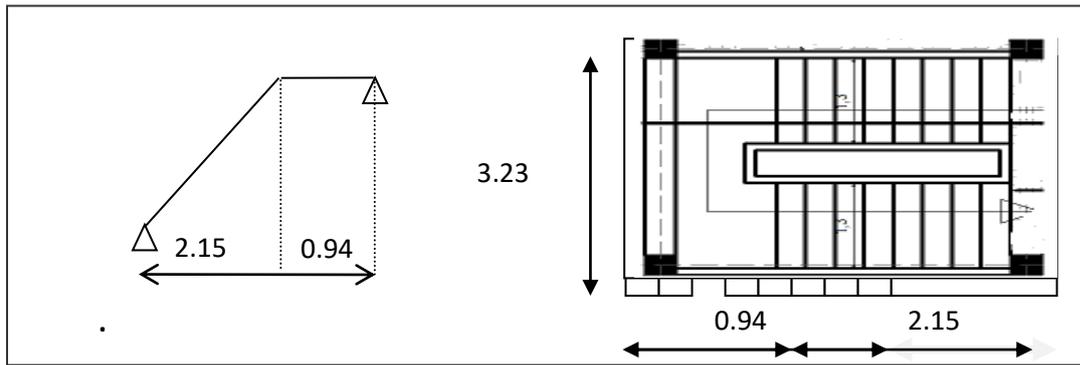


Figure III .7: Schéma statique

a-Dimensionnement des marches et contre marches :

$$\begin{cases} H = n \times h \Rightarrow h = H/n \\ L = (n-1) \cdot g \Rightarrow g = L/(n-1) \end{cases}$$

D'après BLONDEL on a : $\frac{L}{(n-1)} + 2 \times \frac{H}{n} = m$

Et puis : $m n^2 - (m+L + 2H) n + 2H = 0 \dots (2)$

Avec : $m=59\text{cm}$ et $H=323/2=161.5\text{cm}$ et $L=215\text{cm}$

Donc l'équation (2) devient : $59n^2 - 597n + 323 = 0$

La solution de l'équation est : $n = 10$ (*nombre de contre marche*)

Donc : $n - 1 = 9$ (*nombre de marche*)

$$h = \frac{161.5}{9} = 17 \text{ cm et } g = \frac{L}{n-1} = 27 \text{ cm}$$

On vérifie avec la formule de Blondel :

$$59 \text{ cm} \leq (2 \times 17) + 27 \leq 66 \text{ cm} = 59 \text{ cm} \leq 61 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée}$$

L'inégalité vérifiée, on a : 10 marches avec $g = 30 \text{ cm}$ et $h = 17 \text{ cm}$.

L'angle d'inclinaison est :

$$\tan \alpha = \frac{17}{27} = 0,62 \Rightarrow \alpha = 32.19^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,84$$

Epaisseur de la volée (e_v) :

$$\frac{l}{30} \leq e_v \leq \frac{l}{20} \rightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \rightarrow \frac{215}{30 \times 0,84} \leq e_v \leq \frac{215}{20 \times 0,84} \rightarrow 8.53 \leq e_v \leq 12.79$$

$$e_v = 12 \text{ cm}$$

Epaisseur du palier (e_p):

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{12}{0,84} = 14.02 \text{ cm}$$

$$e_p = 14 \text{ cm}$$

b-Evaluation des charges et des surcharges : (d'après RPA 2003/DTR B.C.2.2)

- Paillasse :

Tableau III.3: Résumé les charges de paillasse

N=0	Désignation	Ep (m)	densité KN/m ³	poids KN/m ²
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	20,00	0,40
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	20,00	0,40
3	Lit de sable	0,02	18,00	0,36
4	Revêtement en carrelage vertical R _h x20x h/g	0,02	20,00	0,25
5	Mortier de ciment vertical e _p x20x h/g	0,02	20,00	0,25
6	Poids propre de la paillasse e _v × 25/cos α	0,12	25,00	3,57
7	Poids propre des marches $\frac{h}{2} \times 22$	/	22,00	1,87
8	Garde- corps	/	/	0,10
9	Enduit en plâtre 2x0,1/0,87	0,02	10,00	0,23
		G	7,43KN/m²	
		Q	2,5KN/m²	

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \cdot 1m = 13,78KN/ml$$

$$q_{ser} = (G + Q) \cdot 1m = 9,93KN/ml$$

- Palier :

Tableau III.4: Résumé les charges de palier

N=0	Désignation	ep (m)	Densité (KN/m ³)	Poids KN/m ²
1	Poids propre du palier e _p x25	0,14	25,00	3,50
2	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	20,00	0,40
3	Mortier de pose	0,02	0,20	0,40
4	Lit de sable	0,02	18,00	0,36
5	Enduit de plâtre	0,02	10,00	0,20
		G	4,87KN/m²	
		Q	2,5KN/m²	

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = 10,33KN/ml \\ q_{ser} = 7,37KN/ml \end{array} \right.$$

c-Calcul du moment maximal en travée a L.E.L.U :

- Charge due au paillasse : $q_1 = 13,78 \text{ KN/ml}$
- Charge due au palier : $q_2 = 10,33 \text{ KN / ml}$

e-Calcul du moment maximal en travée a L .E.L.S :

- Charge due au paillasse $q_1 = 9.86 \text{ KN/ml}$
- Charge due au palier $q_2 = 7,37 \text{ KN / ml}$

-La charge équivalente :

$$Q_{\text{éq}} = \frac{Q_1 \cdot L_1 + Q_2 \cdot L_2}{L_1 + L_2}$$

-A L'E.L.U :

$$Q_{\text{éq}} = \frac{(13.78 \times 2.15) + (10.33 \times 0.94)}{3.09} = 12.73 \text{ KN/ml}$$

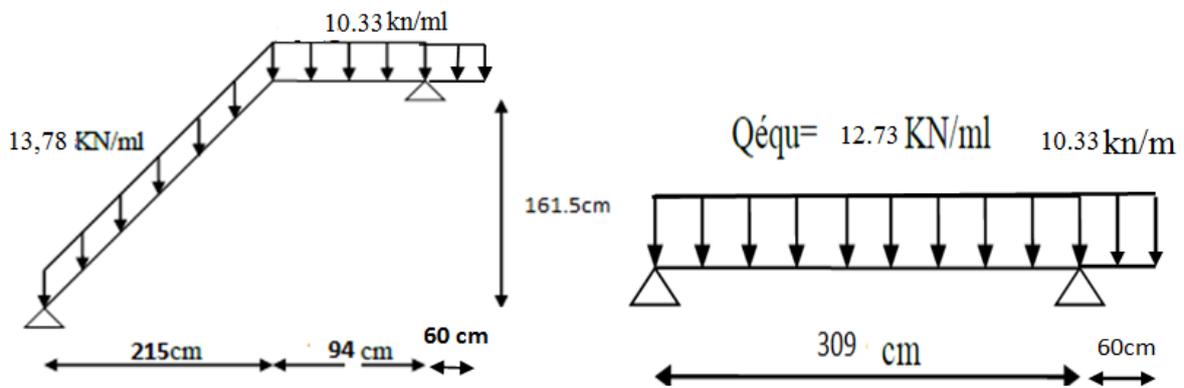


Figure III.8: Schéma statique de l'escalier a l'E.L.U

-A L'E.L.S :

$$Q_{\text{éqs}} = \frac{(9.86 \times 2.15) + (7.37 \times 0.94)}{3.09} = 9.10 \text{ KN/ml}$$

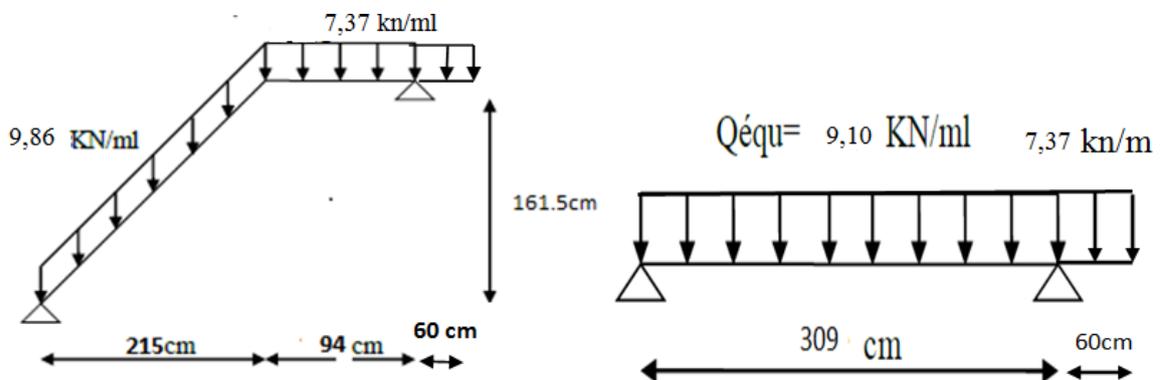


Figure III. 9:Schéma statique de l'escalier a l'E.L.S

III.4.4. Calcul des moments :**Moments isostatiques :****AL'E.L.U :**

$$M_0 = \frac{Q_{\text{éq}} \times l^2}{8} = 12.73 \times 1.19 = 15.19 \text{ KN.m}$$

AL'E.L.S :

$$M_0 = \frac{Q_{\text{éq}} \times l^2}{8} = 9.10 \times 1.19 = 10.86 \text{ KN.m}$$

Moments fléchissant:**Sur appuis:****AL'E.L.U:**

$$M_{au} = 0.4 \times M_0 = 0.4 \times 15.19 = 6.08 \text{ KN.m}$$

AL'E.L.S:

$$M_{as} = 0.4 \times M_0 = 0.4 \times 10.86 = 4.34 \text{ KN.m}$$

En travée:**AL'E.L.U :**

$$M_{tu} = 0.85 \times M_0 = 0.85 \times 15.19 = 12.91 \text{ KN.m}$$

AL'E.L.S:

$$M_{ts} = 0.85 \times M_0 = 0.85 \times 10.86 = 9.23 \text{ KN.m}$$

III.4.5- Calcul du ferrailage: BAEL91 (art A.4.2,1)**1. En travée (volée) :**

$$M_t = 12.91 \text{ KN.m} ; h = 12 \text{ cm} ; d = 0.9h = 0.9 \times 12 = 10.8 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{12.91 \times 10^3}{100 \times 10.8^2 \times 14.17} = 0.078 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.095$$

$$\beta = 0.962$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{12.91 \times 10^3}{0.962 \times 10.8 \times 348} = 3.70 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **6T12** soit **A_{adp} = 6,79 cm²/ml****1.a) Vérification du Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 \times 100 \times 10.8 \times 2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_s = 6.79 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.30 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

L'espacement : $S_t = 16 \text{ cm}$.**1.b)-Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,70 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit on adopte **3T10/ml** soit $A_{adp} = 2,36 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $s_t=100/3=30\text{cm}$ mais on adopte un espacement égal à 15cm.

2- Sur appuis (palier):

$M_a = 6.08 \text{ KN.m}$; $h = 14 \text{ cm}$; $d = 0,9 \times 14 = 12,6 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{6.08 \times 10^3}{100 \times 12,6^2 \times 14,17} = 0,027 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$\beta = 0,951$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6.08 \times 10^3}{0,951 \times 12,6 \times 348} = 1,45 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **5T10** soit $A_{adp} = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $S_t = 20 \text{ cm}$.

2.a) vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 12,6 \times 2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$A_a = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

L'espacement $S_t = 15 \text{ cm}$.

2.b)-Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **2T10** soit $A_{adp} = 1,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $S_t = 15 \text{ cm}$.

III.4.6. Les vérifications à l'E.L.S :

$M_{ser}^{max} = 10,86 \text{ KN.m}$

1- En travée :

$M_{t,ser} = 0,923 \text{ KN.m}$ $h = 12 \text{ cm}$; $d = 10,8 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$ $d = 10,80 \text{ cm}$

$A_t = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$

a)-Détermination de la Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = \frac{b y^2}{2} + \eta A_s' (y - d) \quad ; \quad \text{D'ou : } \eta = 15$$

$$\rightarrow 50 y^2 + 101,85 Y - 1099,98 = 0 \rightarrow y = 3,78 \text{ cm}$$

b)-Calcul du Moment d'inertie (I):

$$I = \frac{b y^3}{3} + 15 A_s' (d - y)^2 = \frac{100(3,78)^3}{3} + (15 \times 6,79) \times (10,80 - 3,78)^2 = 6819,55 \text{ cm}^4$$

c)-Contrainte du béton σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{14,28 \times 10^3}{6819,55} \times 3,78 = 7,92 \text{ MPa}$$

d)-Contrainte admissible du béton σ_b :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Alors : $\sigma_{bc} = 7,92 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ condition vérifiée

Donc les armatures calculées conviennent.

2- Sur appuis (palier):

$$M_{a \text{ ser}} = 4.34 \text{ KN.m} ; h = 14 \text{ cm} ; d = 12,6 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$A_{adp} = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

a)-Détermination de la Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = \frac{by^2}{2} + \eta A_s'(y - d) ; \text{ D'ou : } \eta = 15$$

$$\rightarrow 50y^2 + 58,95Y - 742,77 = 0 \rightarrow y = 3,31 \text{ cm.}$$

b)-Calcul du Moment d'inertie (I):

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = \frac{100(3,31)^3}{3} + (15 \times 3,39)(12,6 - 3,31)^2 = 5493,82 \text{ cm}^4$$

c)-Contrainte du béton σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{4.34 \times 10^3}{5493,82} \times 3,31 = 2.61 \text{ MPa}$$

d)-Contrainte admissible du béton σ_b :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 2.61 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ condition vérifiée

Donc les armatures calculées conviennent.

e)-Vérification de la contrainte de cisaillement:

$$T_u = Q_{equ} \times \frac{L}{2} = 12.73 \times \frac{3.09}{2} = 19.67 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{19.67 \times 10^3}{1000 \times 108} = 0,18 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u = \min(0,20 f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = \min(0,20 \times 25 / 1,5 ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,18 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc: pas de risque de cisaillement

III.4.7. Vérification de la flèche :

Selon l'article B651 de BAEL91 on a :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{14}{94} = 0,1489 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t\ ser}}{10 \times M_{0\ ser}} \Leftrightarrow \frac{14}{94} = 0,1489 > \frac{9.23}{10 \times 10,86} = 0,085 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{3,70}{100 \times 10,8} = 0,0034 \leq \frac{4,2}{400} = 0,010 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifier donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

III-5-Poutre palière :

III-5-1-Dimensionnement :

Selon BAEL91/99 le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{323}{15} \leq h \leq \frac{323}{10} \rightarrow 21.53 < h < 32.3\text{cm}$$

On prend h = 30 cm donc d = 0,9(30) = 27 cm

0,3 d < b < 0,4 d → 8.1 < b < 10.8 cm ; b = 30 cm

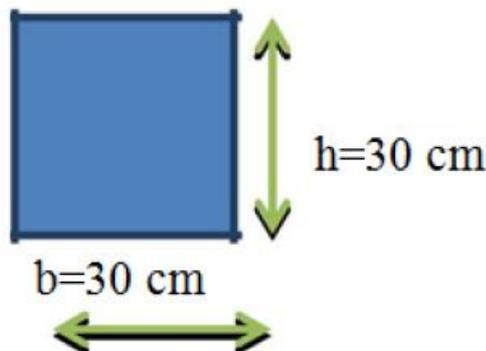


Figure III.10 Dimension poutre palière

Les vérifications des conditions du RPA 99/2003

h= 30 ≤ 30 cmCondition non vérifiée

b = 25 > 20 cmCondition vérifiée

$\frac{h}{b} = 1 < 4$ Condition vérifiée

Donc la section du poutre palière est : **(30X30) cm²**

Charge supportées par la poutre :

- Poids propre de la poutre : $G_p = 0,3.0,3.25.1\text{m} = 2,25 \text{ KN/ml}$
- Charge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ kN/m}$
- Réaction du palier : ELU : $R_b = 19.67 \text{ KN}$
ELS : $R_b = 14.05 \text{ KN}$

$$Q_u = [1,35(2,25 + 19,67) + 1,5(2,5)] = 33,34 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ser} = 2,25 + 14,05 + 2,5 = 18,8 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul des sollicitations à l'E.L.U :**

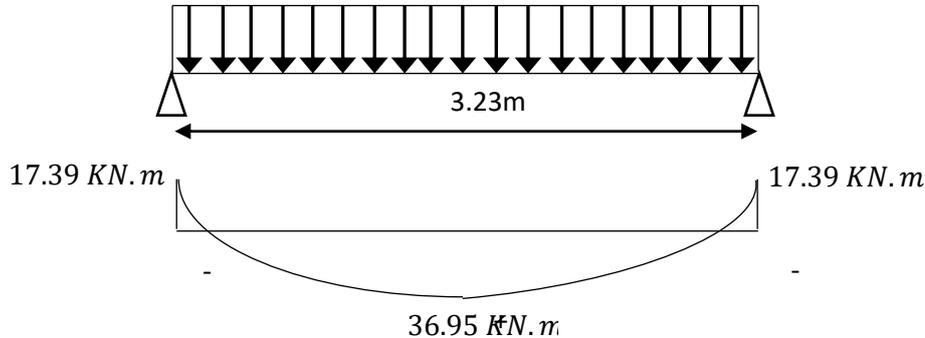


Figure III.11 Diagramme des moments que subit la poutre palière.

$$M_0 = \frac{Q.L^2}{8} = \frac{33,34(3,23)^2}{8} = 43,47 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 (43,47) = 36,95 \text{ KN.ml}$$

$$M_a = 0,4 (43,47) = 17,39 \text{ KN .ml}$$

III-5-2-Calcul du ferrillage à l'E.L.U :

On a : $b = 30\text{cm}$; $h = 30\text{cm}$; $d = 0,9(30) = 27\text{cm}$

- **En travée :**

$$M_t = 36,95 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{36,95 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 14,17} = 0,12$$

$$\mu = 0,153 \rightarrow \beta = 0,929$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 30 \times 27 \times 2,1}{400} = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = \frac{36,95 \cdot 10^3}{0,929 \cdot 27 \cdot 348} = 4,23 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A_{\min} < A_s$ Condition vérifiée

$A_s = 4,23 \rightarrow$ Le choix : **6T12 = 6,78 cm²/ml**

- **Sur appuis :**

$$M_a = 17,39 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{17,39 \cdot 10^3}{30 \times 27^2 \times 14,17} = 0,056$$

$$\mu = 0,056 \rightarrow \beta = 0,951$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = \frac{17.39 \times 10^3}{0,951 \times 27 \times 348} = 1.94 \text{ cm}^2/\text{ml} ; A_{\min} < A_s \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

Le choix : **3T14 = 4,62 cm²/ml**

III-5-3-Vérification ELS :

$$Q_{\text{ser}} = 18.8 \text{ KN/ml}$$

$$M_{0\text{ser}} = \frac{18.8 \times 3.23^2}{8} = 24.52 \text{ KN} \cdot \text{ml}$$

$$M_{\text{tser}} = 0.85 \times 24.52 = 20.08 \text{ KN} \cdot \text{ml}$$

$$M_{\text{aser}} = 0.4 \times 24.52 = 9.80 \text{ KN} \cdot \text{ml}$$

- **En Travée :**

$$A_s = 6,78 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

La position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 - 15A_s(d-y) = 15y^2 - 15(6,78)(27-y) = 0$$

$$\rightarrow 15y^2 + 101,7y - 2745,9$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = (101,7)^2 - 4(15)(-2745,9) = 175096,89$$

$$\sqrt{\Delta} = 418,45$$

$$y_1 = \frac{-101,7 + 418,45}{2(15)} = 10,56 \text{ cm}$$

$$y = 10,56 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

Le moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA_s(d-y)^2 = \frac{30}{3} (10,56)^3 + 15(6,78)(27-10,56)^2 = \mathbf{39262,66 \text{ cm}^4}$$

Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\delta_{bc} = \frac{M_{t\text{ser}}}{I} y = \frac{20.08 \times 10^3}{39262,66} \cdot 10,56 = 5.40 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\delta}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\delta_{bc} < \bar{\delta}_b \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Justification vis-à-vis de T :

$$T_u = \frac{QL}{2} = \frac{33.34 \times 3.23}{2} = 53.84 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{53.84 \times 10^3}{300 \times 270} = 0,66 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,20f_{c28} / \gamma_b; 5 \text{ Mpa}) = 3,33 \text{ Mpa} ; \tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

Ferrailage des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_L \right\} \leq \min \{ 8,57 ; 30 ; 10 \} \quad \phi_t = 8,57$$

On prend $\phi_t = 8\text{mm}$

$$S_t \leq \min \{ 0,9d ; 40 \text{ cm} \} = 24,3 \quad ; S_t = 20\text{cm}$$

D'après le RPA 99/2003

❖ Zone nodale:

$$S_t \leq \min \{ 15 \text{ cm} ; 10\phi_L \} = 10 \text{ cm}$$

❖ Zone courante :

$$S_t \leq 15\phi_L \rightarrow S_t = 15\text{cm}$$

Vérification de la section d'armatures minimales :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b_0} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ Mpa} \right\}$$

$$\text{Max} \{ 0,33 ; 0,4 \} = 0,40 \text{ Mpa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,40 \times 30}{235} = 0,052\text{cm}$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t \times \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3 K f t_{28}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,66 - 0,3 \times 2,1) \times 30 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 235} = 0,004 \text{ cm}$$

On prend : 0,052 cm

$$A_t = 0,052 S_t ; \text{ On prend } S_t = 15 \text{ cm} ; A_t \geq 0,78 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

L'ancrage des armatures tendues :

$$\tau_s = 0,6\psi^2 f_{ij} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ Mpa}$$

La longueur de scellement droit L_s :

$$L_s = \frac{\phi_1 \times f_e}{4\tau_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,84} = 49,30 \text{ cm}$$

On adopte une courbure égale à $r = 5,5\phi_L = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm}$

$$L_2 = d - \left(c + \frac{\phi}{2} + r \right) = 27 - (3 + 0,7 + 7,7) = 15,6 \text{ cm}$$

$$L_1 = \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87} = \frac{49,30 - 2,19(7,7) - 15,6}{1,87} = 9,00 \text{ cm}$$

III-5-4-Calcul de la flèche :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{30}{323} > \frac{1}{16} \rightarrow 0,09 > 0,06 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h_t}{L} > \frac{M_{t \text{ ser}}}{10 \times M_{0 \text{ ser}}} \rightarrow \frac{30}{323} \geq \frac{20,08}{10 \times 24,52} = 0,08 \quad 0,09 > 0,08 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq 4,2 f_c \rightarrow \frac{6,78}{30 \times 27} \leq 4,2 (400) \rightarrow 0,008 < 1680 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc il est inutile de calculer la flèche

III-6-Etude de poutre palière à la torsion :

La torsion de la poutre palière est provoquée par le moment de flexion qui résulte de la différence des deux moments fléchissant . l'un provenant du paillasse et 1^{ère} partie du palier de repos et l autre de la 2^{ème} partie du palier de repos (partie consol) et ce cause de comportement du béton qui en réalité n' est pas parfaitement élastique et homogène (fissurer).

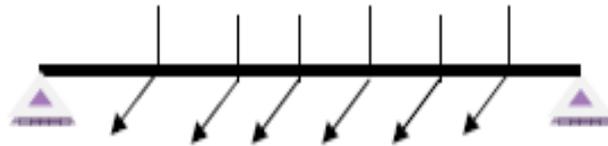


Figure III.12 : poutre palière à la torsion

III-6-1calcul le moment à la torsion :

M_0 : résultante de la différence des deux moments fléchissant(palier de repos « partie escalier », palier de repos « partie consol porte a faux »).

$$M_0 = [(5.35 \times 1.5) + (13.2 \times \frac{1.5^2}{2})] - (10.33 \times \frac{0.94^2}{2}) = 18.31 \text{ KN.m}$$

$$M_{au} = 0.3M_0 = 0.3 \times 18.31 = 5.49 \text{ KN.m}$$

$$M_{tors} = \frac{5.49 \times 3.68}{2} = 10.10 \text{ KN.m}$$

III-6-2-Vérification de béton : (art A.5.4.3-BAEL91)

En cumulant la contrainte de torsions τ_v avec cette d'ame à l' effort tranchant :

τ_v

La contrainte résultante est limitée à :

$$\tau_i^2 + \tau_v^2 \leq \tau_{lim}^2$$

La contrainte tangente de torsion(Article A.5.4.2.1-BAEL91)

e :épaisseur de la section creuse.

B :Aire du contour tracée a mi hauteur du parois

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\beta = (b-c)(h-c) = (30-5)(30-5) = 625 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{ut} = \frac{Mtu}{2 \times \beta \times e} = \frac{10.1 \times 10^6}{2 \times 625 \times 10^2 \times 50} = 1.61 \text{ Mpa}$$

-la contrainte due a l'effort tranchant.

$$\tau_{uv} = \frac{v_u}{2ed} = \frac{53.83 \times 10^3}{2 \times 50 \times 270} = 1.99 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{lim} = \min(3.33 \text{ Mpa}, 5 \text{ Mpa}) = 3.33 \text{ mpa}$$

$$1.99^2 + 1.61^2 \leq 3.33^2 ; 6.55 \leq 11.08 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

III-6-3-Calcul des armatures : Art(A.5.4.4-BAEL91) :

-les armatures longitudinales :

A_L : section totale des aciers longitudinaux .

μ : périmètre de l'aire β

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

$$A_l = \frac{M_t \times \mu}{2\beta\sigma_s} = \frac{10.1 \times 10^3 \times 100}{2 \times 625 \times 348} = 2.32 \text{ cm}^2 \dots\dots \mathbf{3T12=3.39 \text{ cm}^2}$$

-Pourcentage minimale :

$$\frac{A_l}{e\mu} f_e \geq 0.4 \text{ Mpa}$$

$$\frac{2.32}{5 \times 100} 400 = 1.85 \text{ Mpa} \geq 0.4 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

-Les armatures transversales :

$$\frac{A_t}{s_t \times \sigma_s} = \frac{T_u}{2\beta} \text{ et } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_t \times S_t}{2 \times \beta \times \sigma_s} = \frac{10.1 \times 10^3 \times 100}{2 \times 625 \times 348} = 2.32 \text{ cm}^2$$

On prend **4T10=3.14 cm²**

➤ **Cas02 escalier sous sol :**

b-Dimensionnement des marches et contre marches :

$$\begin{cases} H = n \times h \Rightarrow h = H/n \\ L = (n-1) \cdot g \Rightarrow g = L/(n-1) \end{cases}$$

$$\text{D'après BLONDEL on a : } \frac{L}{(n-1)} + 2 \times \frac{H}{n} = m$$

$$\text{Et puis : } \mathbf{m n^2 - (m+L + 2H) n + 2H = 0 \dots (2)}$$

$$\text{Avec : } m=64 \text{ cm} \text{ et } H=400/2=200 \text{ cm} \text{ et } L=215 \text{ cm}$$

$$\text{Donc l'équation (2) devient : } 64n^2 - 679n + 400 = 0$$

La solution de l'équation est : $n = 10$ (nombre de contre marche)

Donc : $n - 1 = 9$ (nombre de marche)

$$h = \frac{200}{10} = 20 \text{ cm et } g = \frac{L}{n-1} = 24 \text{ cm}$$

On vérifie avec la formule de Blondel :

$$59 \text{ cm} \leq (2 \times 20) + 24 \leq 66 \text{ cm} = 59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée}$$

L'inégalité vérifiée, on a : 10 marches avec $g = 24 \text{ cm}$ et $h = 20 \text{ cm}$.

L'angle d'inclinaison est :

$$\tan \alpha = \frac{20}{24} = 0,83 \Rightarrow \alpha = 39,80^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,77$$

Epaisseur de la volée (e_v) :

$$\frac{l}{30} \leq e_v \leq \frac{l}{20} \rightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \rightarrow \frac{215}{30 \times 0,77} \leq e_v \leq \frac{215}{20 \times 0,77} \rightarrow 9,31 \leq e_v \leq 13,96$$

$$e_v = 12 \text{ cm}$$

Epaisseur du palier (e_p):

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{12}{0,77} = 15,58 \text{ cm}$$

$$e_p = 16 \text{ cm}$$

b-Evaluation des charges et des surcharges : (d'après RPA 2003/DTR B.C.2.2)

- Paillasse :

Tableau III. 5: Résume les charges de paillasse

N ^o	Désignation	Ep (m)	densité KN/m ³	pois KN/m ²
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	20,00	0,40
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	20,00	0,40
3	Lit de sable	0,02	18,00	0,36
4	Revêtement en carrelage vertical R _h x20x h/g	0,02	20,00	0,25
5	Mortier de ciment vertical e _p x20x h/g	0,02	20,00	0,25
6	Poids propre de la paillasse e _v x 25/cos α	0,12	25,00	3,89
7	Poids propre des marches h/2 x 22	/	22,00	2,20
8	Garde- corps	/	/	0,10
9	Enduit en plâtre 2x0,1/0,87	0,02	10,00	0,23
		G	8,08KN/m²	
		Q	2,5KN/m²	

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \cdot 1 \text{ m} = 14,66 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ser} = (G+Q).1m = 10.58 \text{ KN/ml}$$

- Palier :

Tableau III. 6: Résume les charges de palier

N=0	Désignation	ep (m)	Densité (KN/m ³)	Poids KN/m ²
1	Poids propre du palier ep x 25	0,16	25,00	4,00
2	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	20,00	0,40
3	Mortier de pose	0,02	0,20	0,40
4	Lit de sable	0,02	18,00	0,36
5	Enduit de plâtre	0,02	10,00	0,20
		G	5.36 KN/m²	
		Q	2,5 KN/m²	

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = 11 \text{ KN/ml} \\ q_{ser} = 7,86 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

c-Calcul du moment maximal en travée a L.E.L.U :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Charge due au paillasse : } q_1 = 14.66 \text{ KN/ml} \\ \text{Charge due au palier : } q_2 = 11 \text{ KN / ml} \end{array} \right.$$

e-Calcul du moment maximal en travée a L .E.L.S :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Charge due au paillasse } q_1 = 10.58 \text{ KN/ml} \\ \text{Charge due au palier } q_2 = 7,86 \text{ KN / ml} \end{array} \right.$$

-La charge équivalente :

$$Q_{\text{éq}} = \frac{Q_1 \cdot L_1 + Q_2 \cdot L_2}{L_1 + L_2}$$

-A L'E.L.U :

$$Q_{\text{éq}} = \frac{(14.66 \times 2.15) + (11 \times 0.94)}{3.09} = 13.55 \text{ KN/ml}$$

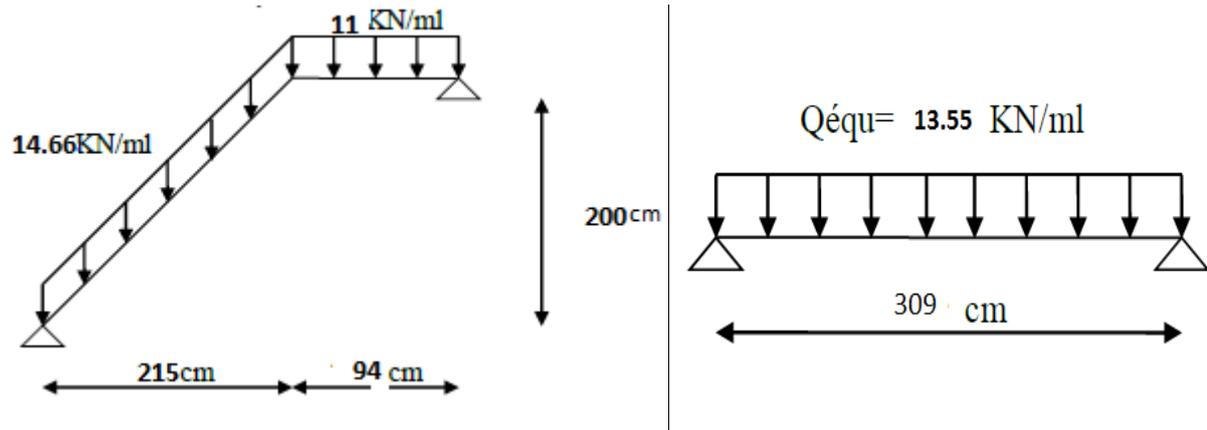


Figure III.13 : Schéma statique de l'escalier sous sol a l'E.L.U

-A L'E.L.S :

$$Q_{éqs} = \frac{(10.58 \times 2.15) + (7.86 \times 0.94)}{3.09} = 9.75 \text{ kN/ml}$$

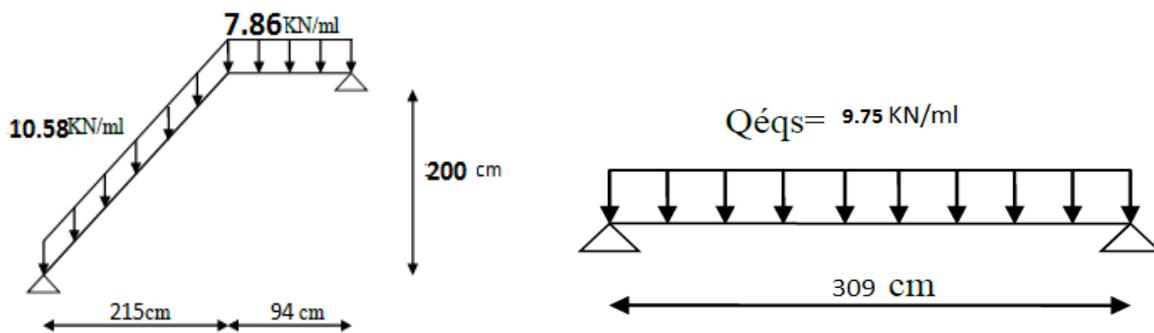


Figure III.14 : Schéma statique de l'escalier sous sol a l'E.L.U

III.6.4. Calcul des moments :

Moments isostatiques :

AL'E.L.U :

$$M_0 = \frac{Q_{équ} \times l^2}{8} = 13.58 \times 1.19 = 16.16 \text{ kN.m}$$

A L'E.L.S :

$$M_0 = \frac{Q_{éqs} \times l^2}{8} = 9.10 \times 1.19 = 11.60 \text{ kN.m}$$

Moments fléchissant:

Sur appuis:

AL'E.L.U:

$$M_{au} = 0.4 \times M_0 = 0.4 \times 16.16 = 6.46 \text{ kN.m}$$

A L'E.L.S:

$$M_{as} = 0.4 \times M_0 = 0.4 \times 11.60 = 4.64 \text{ kN.m}$$

En travée:

A L'E.L.U :

$$M_{tu} = 0.85 \times M_0 = 0.85 \times 16.16 = 13.74 \text{ kN.m}$$

A L'E.L.S:

$$M_{ts} = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 11,60 = 9,86 \text{KN}$$

III.6.5-Calcul du ferrailage: BAEL91 (art A.4.2,1)

1. En travée (volée) :

$$M_t = 13,74 \text{ KN.m} ; h = 12 \text{ cm} ; d = 0,9h = 0,9 \times 12 = 10,8 \text{cm} ; b = 100 \text{cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{13,74 \times 10^3}{100 \times 10,8^2 \times 14,17} = 0,08 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On utilise les formules suivantes :

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \dots \dots \dots \alpha = 0,10$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \dots \dots \dots \beta = 0,96$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{13,74 \times 10^3}{0,96 \times 10,8 \times 348} = 3,80 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **6T12** soit **A_{adp} = 6,79 cm²/ml**

1.a)Vérification du Condition de non fragilité:

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = \frac{0,23 \times 100 \times 10,8 \times 2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A_s = 6,79 \text{cm}^2 > A_{min} = 1,30 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ condition vérifiée

L'espacement : $S_t = 16 \text{cm}$.

1.b)-Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,70 \text{cm}^2 / \text{ml}.$$

Soit on adopte **3T10/ml** soit **A_{adp} = 2,36 cm²/ml** $s_t = 100/3 = 30 \text{cm}$ mais on adopte un espacement égal à 15cm.

2- Sur appuis (palier):

$$M_a = 6,46 \text{KN.m} ; h = 16 \text{ cm} ; d = 0,9 \times 16 = 14,4 \text{cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{6,46 \times 10^3}{100 \times 14,4^2 \times 14,17} = 0,022 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \dots \dots \dots \alpha = 0,03$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \dots \dots \dots \beta = 0,988$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6,46 \times 10^3}{0,988 \times 14,4 \times 348} = 1,30 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **5T10** soit **A_{adp} = 3,93cm²/ml** **S_t = 20cm**.

2.a) vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 14.4 \times 2,1}{400} = 1,73 \text{ cm}^2$$

$A_a = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,73 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

L'espacement $S_t = 15 \text{ cm}$.

2.b)-Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **2T10** soit $A_{adp} = 1.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $S_t = 15 \text{ cm}$.

III.6.6. Les vérifications à l'E.L.S :

$$M_{ser}^{max} = 11.60 \text{ KN.m}$$

1- En travée :

$$M_t \text{ ser} = 09,86 \text{ KN.m} \quad h = 12 \text{ cm} ; d = 14.4 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$A_t = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

a)-Détermination de la Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = \frac{by^2}{2} + \eta As'(y - d) \quad ; \quad \text{D'ou : } \eta = 15$$

$$\rightarrow 50y^2 + 101,85Y - 1099,98 = 0 \rightarrow y = 3,78 \text{ cm}$$

b)-Calcul du Moment d'inertie (I):

$$I = \frac{by^3}{3} + 15As(d - y)^2 = \frac{100(3,78)^3}{3} + (15 \times 6,79) \times (10.80 - 3,78)^2 = 6819,55 \text{ cm}^4$$

c)-Contrainte du béton σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{14,28 \times 10^3}{6819,55} \times 3,78 = 7,92 \text{ MPa}$$

d)-Contrainte admissible du béton σ_b :

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

Alors : $\sigma_{bc} = 7,92 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$ condition vérifiée

Donc les armatures calculées conviennent.

2- Sur appuis (palier):

$$M_a \text{ ser} = 4.64 \text{ KN.m} \quad ; h = 16 \text{ cm} ; d = 14.4 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$A_{adp} = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

a)-Détermination de la Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = \frac{by^2}{2} + \eta As'(y - d) \quad ; \quad \text{D'ou : } \eta = 15$$

$$\rightarrow 50y^2 + 58,95Y - 848.88 = 0 \rightarrow y = 3,57 \text{ cm.}$$

b)-Calcul du Moment d'inertie (I):

$$I = \frac{b y^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = \frac{100(3,57)^3}{3} + (15 \times 3,39)(14.4 - 3,57)^2 = 7480,78 \text{ cm}^4$$

c)-Contrainte du béton σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{4.64 \times 10^3}{7480,78} \times 3,57 = 2.21 \text{ MPa}$$

d)-Contrainte admissible du béton $\bar{\sigma}_b$:

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.21 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées conviennent.

e)-Vérification de la contrainte de cisaillement:

$$T_u = Q_{equ} \times \frac{L}{2} = 13.55 \times \frac{3.09}{2} = 20.93 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{20.93 \times 10^3}{1000 \times 144} = 0,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0,20 f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = \min(0,20 \times 25 / 1,5 ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc: pas de risque de cisaillement

III.6.7. Vérification de la flèche :

Selon l'article B651 de BAEL91 on a :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{16}{94} = 0,1702 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t ser}}{10 \times M_{0 ser}} \Leftrightarrow \frac{16}{94} = 0,1702 > \frac{9.86}{10 \times 11.60} = 0,085 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{3,70}{100 \times 14.4} = 0,0025 \leq \frac{4,2}{400} = 0,010 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire



Chapitre IV

Calcul des planchers

IV-1- Introduction :

Les planchers sont des éléments de la structure portante, destinée essentiellement à recevoir les actions variables d'exploitation afin de reporter sur les éléments porteurs verticaux qui les descendront aux fondations. Ils sont soit :

- En corps-cieux constitué par des poutrelles sur lesquelles reposent les corps-cieux, l'ensemble est recouvert par une dalle de compression en béton légèrement armé.
- A dalle plane en béton armé.

Les planchers assurent deux fonctions principales:

1) Fonction de résistance :

Les planchers supportant leur poids propre et les surcharges d'exploitation.

2) Fonction d'isolation:

Ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages, Comme notre projet a usage d'habitation et commerce, on adopte un plancher à corps creux qui est constitué par des poutrelles en béton armé sur les quelles reposent les entrevous. Les poutrelles sont disposées suivant la petite portée et elles travaillent dans une seule direction.

IV-2-Dimensionnement des poutrelles

Notre projet étant une construction courante à une surcharge modérée ($Q \leq 5 \text{KN/m}^2$). La hauteur du plancher est 20cm soit (16+4) cm.

Avec : $\begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{corps creux ;} \\ 4 \text{ cm} : \text{dalle de compression.} \end{cases}$

Les poutrelles sont disposées perpendiculaires au sens porteur avec un espacement de 65cm entre axes.

Hauteur du plancher : $h_t = 20 \text{ cm}$

Épaisseur de la nervure : $b_0 = 12 \text{ cm}$

Largeur de la dalle de compression: $h_0 = 04 \text{ cm}$

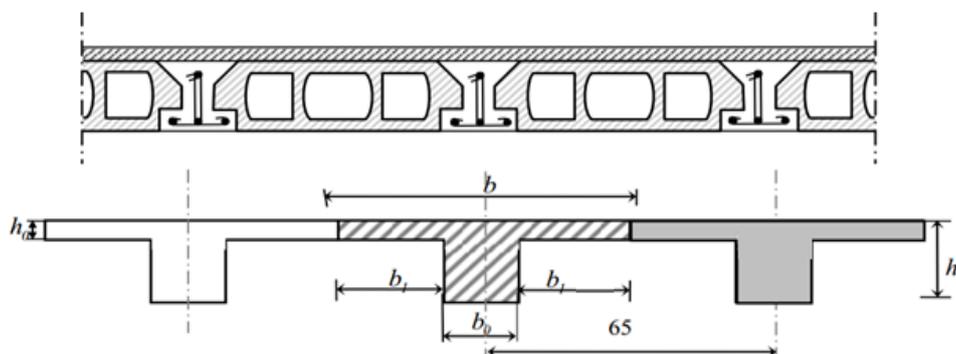


Figure IV.1: Plancher à corps creux

Calcul de la largeur (b) de la poutrelle :

Le calcul de la largeur "b" se fait à partir des conditions suivantes: $b=2b_1+b_0$ (1)

la portée maximale est : $L = 4,75$ m et $l_1=65$ cm

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{(l_1 - b_0)}{2} \\ b_1 \leq \frac{l}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b_1 \leq \frac{(65 - 12)}{2} = 26,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{475}{10} = 47,5 \text{ cm} \\ 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{cases}$$

Soit : $b_1 = 26,5$ cm .

Pour avoir $b = 2b_1 + b_0 \Rightarrow 2 \times 26,5 + 12 = 65$ cm.

IV-3-Méthode de calcul des poutrelles**IV-3-1-Méthode forfaitaire**

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, Le règlement BAEL 91 est proposé une méthode simplifiée applicable pour les planchers courantes si les conditions ci après sont satisfaites.

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire

Cette méthode est applicable si les quatre conditions suivantes sont remplies :

1. La charge d'exploitation $Q \leq \max(2G; 5 \text{ KN/m}^2)$;
2. Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées.
3. Le rapport des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25 ;$$

4. la fissuration est considérée comme non préjudiciable .

Principe de calcul

Il exprime les maximaux en travée et sur appuis en fonction des moments Fléchissant isostatiques "M₀" De la travée indépendante.

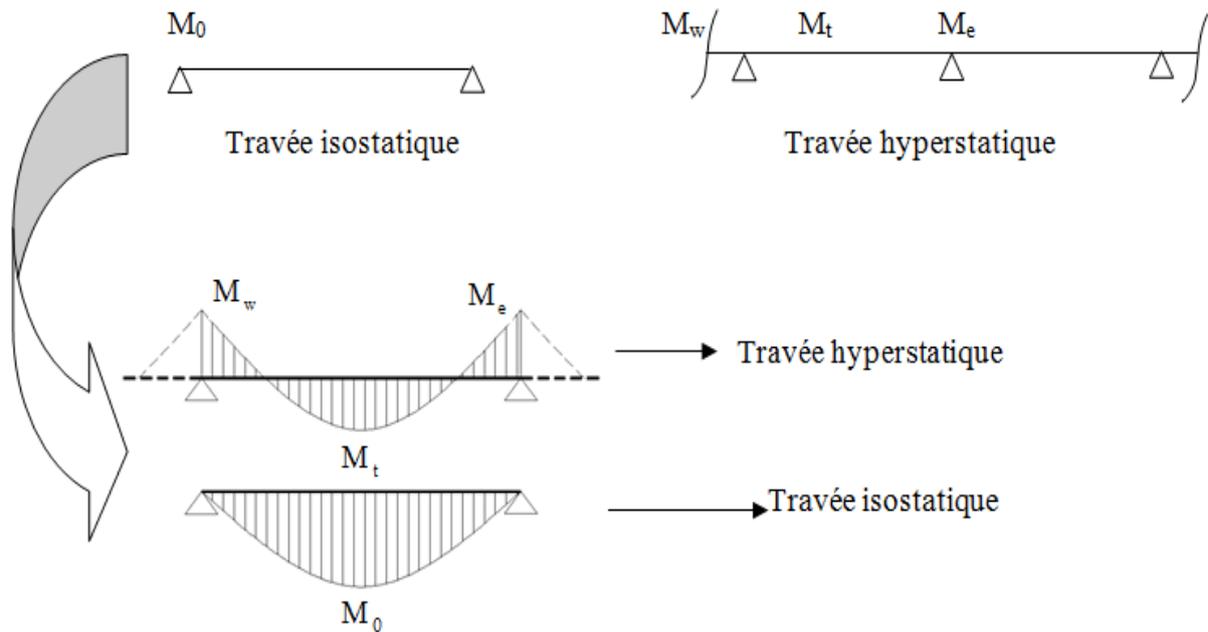


Figure IV.2: Diagrammes du moment corrigé.

Selon le BAEL 91, les valeurs de M_w, M_t, M_e doivent vérifier les conditions suivantes:

$$M_t \geq \max [1,05M_0 ; (1+0,3\alpha)M_0] - (M_w + M_e)/2$$

$$M_t \geq (1+0,3\alpha)M_0/2 \text{ dans une travée intermédiaire.}$$

$$M_t \geq (1,2+0,3\alpha)M_0/2 \text{ dans une travée de rive.}$$

M₀ : Le moment maximal dans la travée indépendante ;

M_t : Le moment maximal dans la travée étudiée ;

M_w : Le moment sur l'appui gauche de la travée ;

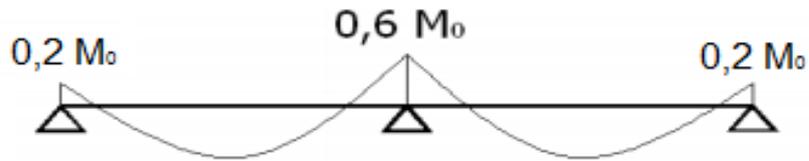
M_e : Le moment sur l'appui droit de la travée.

$\alpha : Q/(G + Q)$ Le rapport de la charge d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitations.

Les valeurs des moments aux appuis

Les valeurs absolues des moments sur appuis sont évaluées selon le nombre des travées :

- ✓ Poutre contenue a deux travées ;



- Poutre contenue a trois travées :



- Poutre contenue a plus de trois travées :

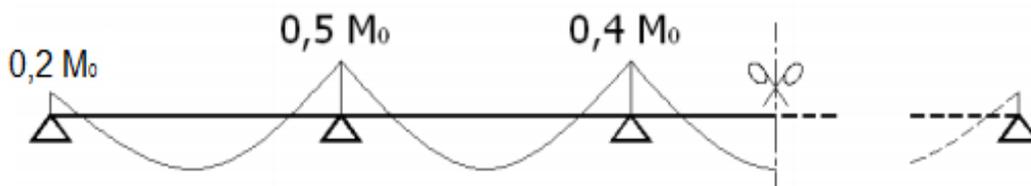


Figure IV.3 : diagrammes des moments aux appuis

Effort tranchant

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales.

Le règlement BAEL 91, prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié :

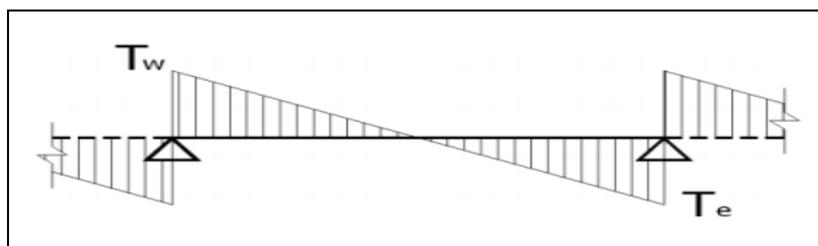


Figure IV.4 : Diagramme de l'effort tranchant

$$\begin{cases} T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} \end{cases}$$

IV-3-2-Méthode de Caquot Minoré

La méthode de Caquot minorée est utilisée lorsque l'une des trois dernières conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée. Cette méthode consiste à appliquer la méthode de Caquot pour les planchers à charge d'exploitation élevée en multipliant la part des moments sur appui provenant des seules charges permanentes par un coefficient variant entre 1 et 2/3.

L'expérience montre que cette méthode de continuité théorique donne des moments trop forts sur appuis et trop faibles en travées. Les fissurations peu préjudiciables, sous l'application des sollicitations de calcul des microfissures apparaissent en premier lieu dans les zones les plus sollicitées (les appuis). Ces zones vont devenir Moins sollicitées initialement (en travée) pour que la poutre reste en équilibre. Ainsi les moments repris sur appuis vont diminuer et faire augmenter les moments repris en travées. Cette constatation est appelée phénomène d'adaptions entre sections.

Lorsque'on charge une poutre en béton armé, on crée une flèche. Si on laisse la poutre chargée sur une longue période (cas du bâtiment) la flèche va augmenter. Ce phénomène de déformation sous chargement constant est appelé fluage. Cette déformation supplémentaire, non prise en compte par la formule des trois moments, augmente les sollicitations en travée. Pour ces deux raisons (phénomène d'adaptions entre sections et fluage), la méthode des trois moments n'est pas utilisée directement dans le calcul des poutres continues des bâtiments.

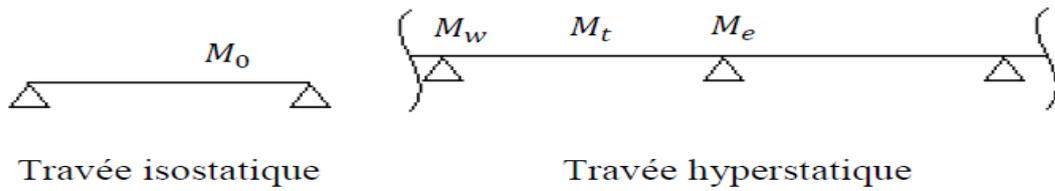
Les conditions d'application de la méthode Caquot Minoré :

La méthode de Caquot minorée est utilisée lorsque l'une des trois dernières conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Principe de calcul de la méthode de Caquot Minoré :

La méthode de Caquot consiste à calculer le moment sur chaque appui d'une poutre continue. La poutre continue est assimilée, pour le calcul des moments sur appuis, à une succession de poutres à deux travées de part et d'autre de l'appui étudié, la méthode de Caquot tient compte de cela en remplaçant les portées réelles par des portées fictives.

Il exprime les maximaux des moments en travée et sur appuis en fonction des moments fléchissant isostatiques M_0 de la travée indépendante.



Avec :

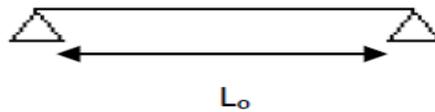
M_o : Moment max de la travée indépendante ;

M_t : Moment max de la travée étudiée ;

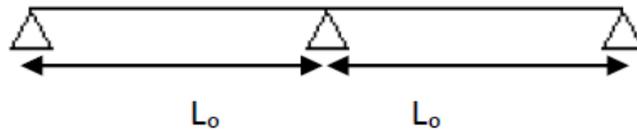
M_w : Moment sur l'appui gauche de la travée ;

M_e : Moment sur l'appui droit de la travée.

- Cas d'une seule travée :



- Cas de 2 travées :



- Cas de plus de 3 travées :



L_o : Longueur réel (pour les travées de rive sans porte à faux) ;

L' : longueur fictifs (pour les travées intermédiaires) : $L' = L_o \times 0,8$.

Évaluation des moments

$$\begin{cases} M_{\text{app}} = -\frac{q \times L_{\text{W}}^3 + q \times L_{\text{e}}^3}{8,5 \times (l_{\text{W}} + l_{\text{e}})} \\ M_{\text{trav}} = \frac{q \times L^2}{8} - \frac{M_{\text{W}} + M_{\text{e}}}{2} + \frac{(M_{\text{W}} - M_{\text{e}})^2}{2q \times l^2} \end{cases}$$

M_{W} : Moment sur l'appui de gauche ;

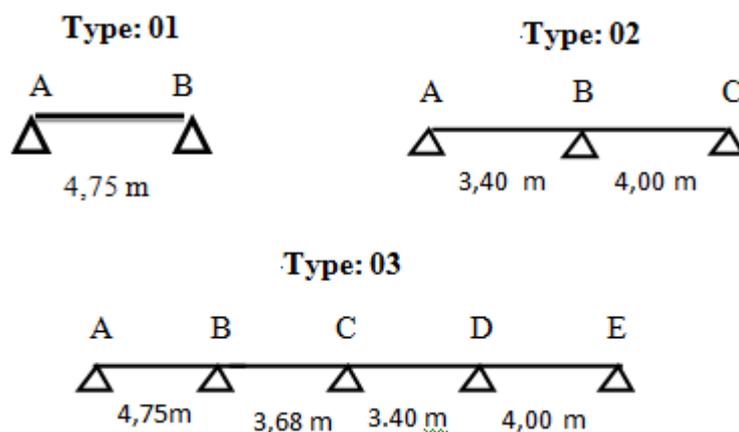
M_{e} : Moment sur l'appui de droite.

Évaluation de l'effort tranchant :

$$\begin{cases} T_{\text{W}} = \frac{M_{\text{W}} - M_{\text{e}}}{l} + \frac{q \times L}{2} \\ T_{\text{e}} = \frac{M_{\text{W}} - M_{\text{e}}}{l} - \frac{q \times L}{2} \end{cases}$$

On a trois (03) types de poutrelles dans la terrasse et (03) types dans les étages courants et (03) type dans dans plancher sous sol selon le nombre et des longueurs des travées et (03) familles selon la charge appliquée : « sous sol », « RDC, 1^{er}, 4étages » et « terrasse ».

Selon le nombre et des longueurs des travées sont les suivantes :

IV-4- Calcul du ferrailage :**IV-4-1- Planchers Sous sol:****IV-4-1-1-Méthode forfaitaire :****IV-4-1-2 Etude des poutrelles plancher sous sol :**

Les combinaisons de charges:

Les charges par mètre linéaire /mL

❖ **Plancher Sous Sol:**

IV-4-1-3Exemple de calcul :(sous sol)

➤ **Plancher Sous Sol :**

✓ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

1- la charge d'exploitation $Q \leq \max (2G, 5KN/m^2)$

$G = 5,16KN/m^2 ; Q = 2,5 KN/m^2$

$Q = 2,5 KN/m^2 < 2G = 10,32 KN/m^2$condition vérifiée

2- le rapport entre les travées successives

Travées	A-B	B-C	B-C	C-D	CD	D-E
Portée(m)	4.75	3.68	3.68	3.40	3.40	4.00
Rapport	1,29		1,08		1,17	

$0,8 \leq Li/Li+1 \leq 1,25$ condition non vérifiée.

3- Poutrelle à inertie constante ($I=cte$).....condition vérifiée

4- Fissuration peu préjudiciable (cas de plancher étage).

Puisque le rapport $0,8 \leq Li/Li+1 \leq 1,25$ n'est pas satisfait

Vu que l'une de ces trois conditions complémentaires n'est pas satisfaite, de la méthode forfaitaire, on peut appliquer la méthode de calcul des planchers à charge d'exploitation relativement élevée définie en B.6.2,22, c est la méthode de Caquot

Les combinaisons de charges:

Les charges par mètre linéaire /mL

❖ **Plancher Sous Sol ;**

$G = 5, 16.0,65 = 3,35 KN/mL$ $\left\{ \begin{array}{l} Q_u = 1, 35G + 1,5Q = 6,97 N/mL. \\ Q_{ser} = G + Q = 4,98 KN/mL. \end{array} \right.$

$Q = 2,5.0, 65 = 1,63 KN/mL$

➤ **Exemple de calcul type 03 :**

à l'ELU

- **Moments fléchissant Sur appuis (isostatiques) :**

Sur appuis de rive

$$M_o = \frac{qL^2}{8} = \frac{6.97(4.75)^2}{8} = 19.66 \text{ KN.m} \Rightarrow M_A = 0,2 M_o = 0,2(19.66) = 3.93 \text{ KN.m.}$$

$$M_o = \frac{qL^2}{8} = \frac{6.97(4)^2}{8} = 13.94 \text{ KN.m} \Rightarrow M_E = 0,2 M_o = 0,2(13.94) = 2.79 \text{ KN.m.}$$

Sur appuis intermédiaires

On suppose : $M_A = M_E = 0$

$$M_B = \frac{6.97(4.75)^3 + 6.97(2.94)^3}{8,5(4.75 + 2.94)} = 14.13 \text{ KN.m}$$

$$M_C = \frac{6.97(2.94)^3 + 6.97(2.72)^3}{8,5(2.94 + 2.72)} = 6.6 \text{ KN.m}$$

$$M_D = \frac{6.97(2.72)^3 + 6.97(4)^3}{8,5(2.72 + 4)} = 4.91 \text{ KN.m}$$

• **Moments fléchissant En travées :**

$$M_{AB} = \frac{6.97(4.75)^2}{8} - \frac{14.14 - 3.94}{2} + \frac{(14.14 - 3.94)^2}{6.97 \times 2(4.75)^2} = 14.88 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC} = \frac{6.97(2.94)^2}{8} - \frac{14.14 - 6.60}{2} + \frac{(14.14 - 6.60)^2}{6.97 \times 2(2.94)^2} = 7.53 \text{ KN.m}$$

$$M_{CD} = \frac{6.97(2.72)^2}{8} - \frac{6.60 - 4.91}{2} + \frac{(6.60 - 4.91)^2}{6.97 \times 2(2.72)^2} = 5.62 \text{ KN.m}$$

$$M_{DE} = \frac{6.97(4)^2}{8} - \frac{4.91 - 2.79}{2} + \frac{(4.91 - 2.79)^2}{6.97 \times 2(4)^2} = 12.90 \text{ KN.m}$$

Efforts tranchants

$$\text{Travée (AB)} \begin{cases} T_A = \frac{3.93 - 14.14}{4.75} + 6.97 \frac{4.75}{2} = 3.71 \text{ KN} \\ T_B = \frac{3.93 - 14.14}{4.75} - 6.97 \frac{4.75}{2} = -18.70 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (BC)} \begin{cases} T_B = \frac{14.14 - 6.60}{2.94} + 6.97 \frac{2.94}{2} = 12.90 \text{ KN} \\ T_C = \frac{14.14 - 6.60}{2.94} - 6.97 \frac{2.94}{2} = -7.59 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (CD)} \begin{cases} T_C = \frac{6,60 - 4,91}{2,72} + 6,97 \frac{2,72}{2} = 10,10 \text{ KN} \\ T_D = \frac{6,60 - 4,91}{2,72} - 6,97 \frac{2,72}{2} = -8,86 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (DE)} \begin{cases} T_D = \frac{4,91 - 2,79}{4} + 6,97 \frac{4}{2} = 14,47 \text{ KN} \\ T_E = \frac{4,91 - 2,79}{4} - 6,97 \frac{4}{2} = -13,41 \text{ KN} \end{cases}$$

à l'ELS

- **Moments fléchissant Sur appuis (isostatiques) :**

Sur appuis de rive :

$$M_O = \frac{qL^2}{8} = \frac{4,98(4,75)^2}{8} = 14,05 \text{ KN.m} \Rightarrow M_A = 0,2 M_O = 0,2(14,05) = 2,81 \text{ KN.m.}$$

$$M_O = \frac{qL^2}{8} = \frac{4,98(4)^2}{8} = 9,96 \text{ KN.m} \Rightarrow M_E = 0,2 M_O = 0,2(9,96) = 2,00 \text{ KN.m.}$$

Sur appuis intermédiaires

On suppose : $M_A = M_E = 0$

$$M_B = \frac{4,98(4,75)^3 + 4,98(2,94)^3}{8,5(4,75 + 2,94)} = 10,10 \text{ KN.m}$$

$$M_C = \frac{4,98(2,94)^3 + 4,98(2,72)^3}{8,5(2,94 + 2,72)} = 4,71 \text{ KN.m}$$

$$M_D = \frac{4,98(2,72)^3 + 4,98(2,40)^3}{8,5(2,72 + 2,40)} = 7,33 \text{ KN.m}$$

- **Moments fléchissant En travées :**

$$M_{AB} = \frac{4,98(4,75)^2}{8} - \frac{10,10 - 2,81}{2} + \frac{(10,10 - 2,81)^2}{4,98 \times 2(4,75)^2} = 10,17 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC} = \frac{4,98(2,94)^2}{8} - \frac{10,10 - 4,71}{2} + \frac{(10,10 - 4,71)^2}{4,98 \times 2(2,94)^2} = 3,02 \text{ KN.m}$$

$$M_{CD} = \frac{4,98(2,72)^2}{8} - \frac{4,71 - 7,33}{2} + \frac{(4,71 - 7,33)^2}{4,98 \times 2(2,72)^2} = 6,00 \text{ KN.m}$$

$$M_{DE} = \frac{4,98(4,00)^2}{8} - \frac{7,33 - 2,00}{2} + \frac{(7,33 - 2,00)^2}{4,98 \times 2(4,00)^2} = 7.47 \text{ KN.m}$$

Efforts tranchants

$$\text{Travée (AB)} \begin{cases} T_A = \frac{2,81 - 10,10}{4,75} + 4,98 \frac{4,75}{2} = 10,29 \text{ KN} \\ T_B = \frac{2,81 - 10,10}{4,75} - 4,98 \frac{4,75}{2} = -13,36 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (BC)} \begin{cases} T_B = \frac{10,10 - 4,71}{2,94} + 4,98 \frac{2,94}{2} = 9,15 \text{ KN} \\ T_C = \frac{10,10 - 4,71}{2,94} - 4,98 \frac{2,94}{2} = -5,49 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (CD)} \begin{cases} T_C = \frac{4,71 - 7,33}{2,72} + 4,98 \frac{2,72}{2} = 5,41 \text{ KN} \\ T_D = \frac{4,71 - 7,33}{2,72} - 4,98 \frac{2,72}{2} = -7,73 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (DE)} \begin{cases} T_D = \frac{7,33 - 2,00}{4} + 4,98 \frac{4,00}{2} = 11,29 \text{ KN} \\ T_E = \frac{7,33 - 2,00}{4} - 4,98 \frac{4,00}{2} = -8,63 \text{ KN} \end{cases}$$

Poutrelles (E.L.U+E.L.S):

Tableau IV.1: Récapitulatif des résultats obtenus

Type de poutrelle	Travée	L(m)	L'(m)	E.L.U					E.L.S		
				Mt	Mw	Me	Tw	Te	Mt	Mw	Me
01	A-B	4.75		11,69	3.93	3.93	16.55	-16.55	7,96	2.81	2.81
02	A-B	3.40		9,18	2.01	11.45	9.07	-14.63	4,96	1.44	4.38
	B-C	4.00		9.94	7.64	8.41	11.20	-11.6	8.80	4.38	2.00
03	A-B	4.75		14.88	3.93	14.14	3.71	-18.70	10,17	2.81	10.10
	B-C	3.68	2.92	7.53	14.13	6.60	12.90	-7.59	3.02	10.10	4.71
	C-D	3.4	2.72	5.62	6.60	4.91	10.10	-8.86	6.00	4.71	7.33
	D-E	4.00		12.90	4.91	2.79	14.47	-13.41	7.47	7.33	2.00

Sollicitations de calcul maximal :

$$\text{E.L.U} \left\{ \begin{array}{l} M_{\text{travée}} = 14,88 \text{ KN.m} \\ M_{\text{appui-rive}} = 8.41 \text{ KN.m} \\ M_{\text{appui-inter}} = 14.13 \text{ KN.m} \\ T_{\text{max}} = 18.70 \text{ KN} \end{array} \right. \quad \text{E.L.S} : \left\{ \begin{array}{l} M_{\text{travée}} = 10,17 \text{ KN.m} \\ M_{\text{appui-rive}} = 2.81 \text{ KN.m} \\ M_{\text{appui-inter}} = 10.10 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Le ferrailage :

Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U):

En travée :

Moment équilibré par la table « Mt »

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot F_{bc} \cdot (d - h_0/2)$$

$$\text{Avec} : \left\{ \begin{array}{l} d = 0,9h = 0,9 \times 20 = 18 \text{ cm} \\ F_{bc} = 0,85 F_{c28} / \gamma_b = 14,17 \text{ Mpa} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \quad b = 65 \text{ cm} \end{array} \right.$$

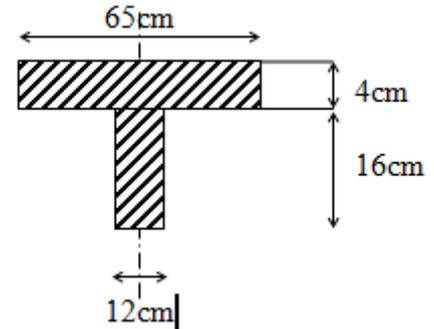


Figure IV 5 : : Section de calcul

$$M_t = 65 \times 4 \times 14,17 \cdot (18 - 4/2) \times 10^{-3} = \mathbf{58,95 \text{ KN.m}}$$

$$M_{t\text{-max}} = 14,88 \text{ KN.m} < 58,95 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension (bxh) = (65 x20) cm².

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{14,88 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 65} = 0,049$$

$$\beta = 0,98$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{14,88 \cdot 10^3}{0,96 \cdot 18 \cdot 348} = 2,47 \text{ cm}^2$$

On utilise les formules suivantes :

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \dots \dots \dots \alpha = 0.10$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \dots \dots \dots \beta = 0,96$$

Condition de non fragilité:

$$A_{\text{min}} = \frac{I}{0,81 \cdot h_i \cdot V'} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$Avec : I = b_0 \cdot \frac{h_t^3}{3} + (b - b_0) \cdot \frac{h_0}{3} - [b_0 \cdot h_t + (b - b_0) \cdot h_0] \cdot V^2$$

$$V = \frac{b_0 \cdot h^2 + (b - b_0) \cdot h_0^2}{2[b_0 \cdot h + (b - b_0) \cdot h_0]} \Rightarrow V = \frac{12 \cdot (20)^2 + (65 - 12) \cdot (4)^2}{2[12 \cdot 20 + (65 - 12) \cdot 4]} = 6,25 \text{ cm}$$

$$V' = ht - V = 20 - 6,25 \Rightarrow V' = 13,75 \text{ cm}$$

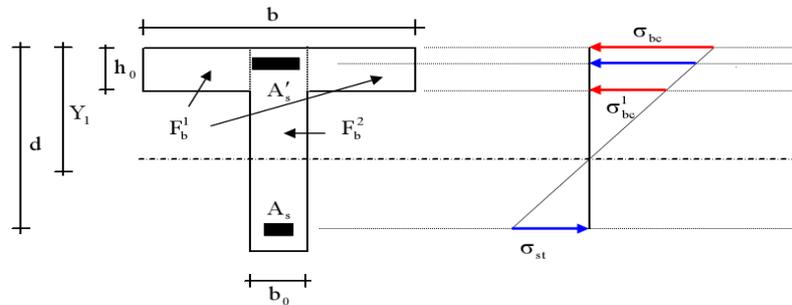


Figure IV.6 : notation utilisées pour le calcul de section d’acier pour une poutre en T

$$I = 12 \cdot \frac{20^3}{3} + (65 - 12) \cdot \frac{4}{3} - [12 \times 20 + (65 - 12) \cdot 4] \cdot (6,25)^2 = 14414,35 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow A_{min} = \frac{14414,35}{0,81 \times 20 \times 13,75} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,339 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_{scal} = 2,47 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,339 \text{ cm}^2$condition vérifiée.

Choix : on adopte: **3T12 = 3,39 cm²**

En appuis:

$$M_{appui\text{-}inter} = 14,14 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{14,13 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 65} = 0,047$$

$$\beta = 0,99$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{14,13 \cdot 10^3}{0,99 \times 18 \times 348} = 2,25 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{min} = \frac{I}{0,81 \times ht \times V} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{15475,55}{0,81 \times 20 \times 6,25} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,339 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_{scal} = 2,25 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,339 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Choix : on adopte: **2T12(soit 2,26 cm²).**

$$M_{\text{appui-de rive}} = 8,41 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc}.d^2.b_0} = \frac{8,41.10^3}{14,17.(18)^2.12} = 0,152$$

$$\beta = 0,917$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa}$$

$$A_s = \frac{Mt}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{8,41.10^3}{0,917 \times 18 \times 348} = 1,46 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \dots \dots \dots \alpha = 0.207$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \dots \dots \dots \beta = 0,917$$

Condition de non fragilité:

$$A_{\text{min}} = \frac{I}{0,81 \times ht \times V} \cdot \frac{f_{t28}}{fe} = \frac{15475,55}{0,81 \times 20 \times 6,25} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,339 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_{s \text{ cal}} = 1,46 \text{cm}^2 < A_{\text{min}} = 0,339 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ condition pas vérifiée.

Choix : on adopte: **2T10 (soit 1,57 cm²).**

Vérification des contraintes à L'ELS :

Position de l'axe neutre :

Soit «y» la distance entre le centre de gravité de la section homogène «S» et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{by^2}{2} + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0.$$

$$b=65\text{cm} ; \eta = 15 ; A' = 0 , A = 3,39\text{cm}^2.$$

$$32,5.y^2 + 50,85y - 915,3 = 0 \Rightarrow y = 4,58 \text{ cm}$$

$$y = 4,58\text{cm}$$

Le moment d'inertie:

$$I_G = \frac{b.y^3}{3} + \eta A'(y - c') + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} y^3 + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} (4,58)^3 + 15 \times 3,39.(18 - 4,58)^2 = 11239,46\text{cm}^4.$$

Calcul des contraintes :

Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \cdot y = \frac{17,92 \cdot 10^3}{11239,46} \cdot 4,58 = 7,30 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,30 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

La vérification de Contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st} . n'est pas nécessaire puisque la fissuration est peu préjudiciable.

Contrainte de cisaillement :(Effort tranchant)

L'effort tranchant maximal $T_{max} = 18,70 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{18,70 \cdot 10^3}{120 \times 180} = 0,86 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,86 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

Armatures transversales A_t (armatures de l'âme):

Diamètre:

$$\Phi_t \leq \min(h/35 ; b_0/10 ; \Phi_L) \text{ en "mm"}$$

$$\Phi_t \leq \min(200/35 ; 120/10 ; 10) = 5,71 \approx 6 \text{ mm}$$

on adopte : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$.

Espacement :

$$\left. \begin{array}{l} St \leq \min (0,9d ; 40\text{cm}) \\ St \leq \min (16,2 ; 40\text{cm}) \end{array} \right\} \Rightarrow St \leq 16,20\text{cm} \quad \Rightarrow St = 15 \text{ cm}$$

D'après le RPA 99 (version 2003) :

En zone nodale : $St \leq \min (10 \Phi_t ; 15\text{cm}) \Rightarrow St \leq \min (10 \times 1,0 ; 15\text{cm}) = 10\text{cm} \Rightarrow St = 10 \text{ cm}$

En zone courante: $(St \leq 15 \Phi_t) \Rightarrow (St \leq (15 \times 1,0)) \Rightarrow (St \leq 15 \text{ cm}) \Rightarrow (St = 15 \text{ cm})$

Section des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot st} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u (h/2) - 0,3k \cdot f_{tj}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots \dots \dots (*)$$

$K = 1$ (fissuration non préjudiciable)

$$f_{tj}^* = \min (2,1 ; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 90^\circ \quad \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$$f_e = 235 \text{ Mpa} ; \gamma_s = 1,15$$

$$D'où : \tau_u(h/2) = \frac{T_u(h/2)}{b_0 \cdot d}$$

On calcule la valeur de l'effort tranchant $T_u(h/2)$ par la méthode des triangles semblables

$$\frac{T_{\max}}{X} = \frac{T_u(h/2)}{X - (h/2)} \Rightarrow T_u(h/2) = \frac{T_{\max} \cdot [X - (h/2)]}{X}$$

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \cdot L}$$

$$X = 1,39 \text{ m}$$

$$h/2 = 0,20/2 = 0,10 \text{ m}$$

$$X - (h/2) = 1,39 - 0,10 = 1,29 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } T_u(h/2) = 18,70 \times 1,29/1,39 = 17,35 \text{ KN}$$

$$\mathbf{T_u(h/2) = 17,35 \text{ KN}}$$

$$D'où: \tau_u(h/2) = (17,35 \cdot 10^3) / (120 \cdot 180) = 0,80 \text{ MPa}$$

$$\mathbf{\tau_u(h/2) = 0,80 \text{ MPa}}$$

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{At}{s_t} \right)_{\text{cal}} \geq \frac{(0,80 - 0,3 \times 1 \times 2,1) \cdot 12}{0,9 \times 1 \times 235 / 1,15} = 1,10 \times 10^{-3} \text{ cm} \dots \dots (1)$$

Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{At \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u(h/2)}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\frac{At \times f_e}{b \times s_t} \geq \max \left(\frac{0,80}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right) = 0,4 \text{ Mpa}$$

$$\left(\frac{At}{S_t} \right)_{\min} \geq \frac{0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,012 \text{ cm} \dots \dots (2)$$

$$\text{En prend le max entre (1) et (2)} \Rightarrow \left(\frac{At}{S_t} \right) \geq 0,012 \text{ cm} ,$$

$$\text{Pour } S_t = 15 \text{ cm} \Rightarrow At \geq 0,0122 \times 10 = 0,122 \text{ cm}^2$$

-Zone nodale :

$$St \leq \min (10\Phi_L; 15\text{cm})$$

$$St \leq 10\text{cm}$$

-Zone courante:

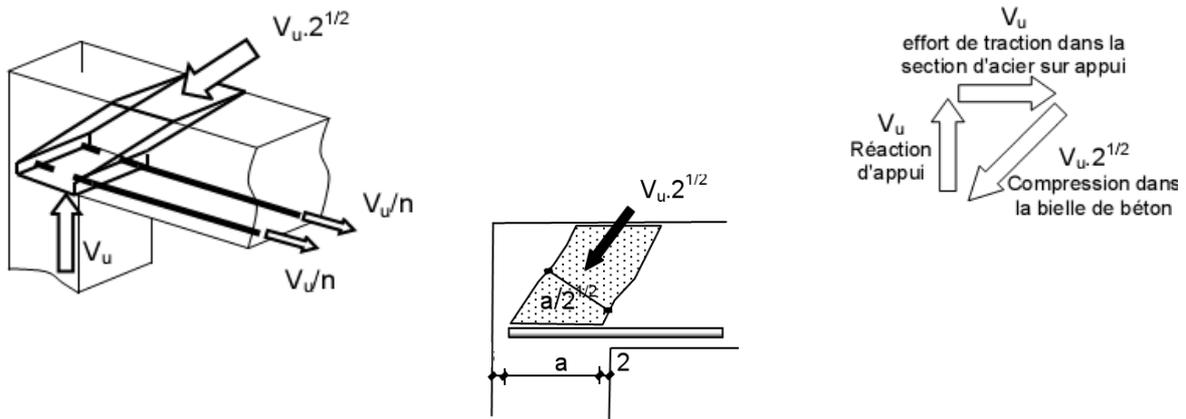
$St \leq 15\text{cm}$

$St = 15\text{ cm}$

On adopte $\begin{cases} St = 10\text{cm} & \text{Zone nodale.} \\ St = 15\text{cm} & \text{Zone courante} \end{cases}$

On prend: $2\phi 8 = 1\text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement : $S_t = 10\text{ cm}$

Justifications aux appuis (appui simple d'about) :



Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$T_u = 18,70\text{ KN}$

$M_{\text{appui}} = 14,14\text{KN.m}$

$F_u = \frac{M_{\text{appui}}}{z} = \frac{14,14}{0,9.18.10^{-2}} = 87,28\text{KN} > T_u = 18,70\text{KN}$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

Compression de la bille d'about :

La contrainte de compression dans la biellette est:

$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S}$ Avec $\begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases}$

$$D'où \quad \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$

a : la longueur d'appuis de la biellette

$$\text{On doit avoir} \quad \bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la biellette est légèrement différente de 45° donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8f_{c28} / \gamma_b$$

$$\frac{2T}{a \cdot b_0} \leq \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \cdot b_0 \cdot f_{c28}}$$

$$a \geq \frac{2 \cdot 18,70 \cdot 1,5}{0,8 \cdot 12 \cdot 25 \cdot 10} = 0,0233 \text{ cm}$$

$$a = \min(a' ; 0,9 d)$$

a' : largeur d'appui

$$a' = c - c' - 2 \text{ cm}$$

$$c' = 2 \text{ cm (enrobage)}$$

c : la largeur de l'appui (poteau) = 30 cm

$$a' = 30 - 2 - 2 = 26 \text{ cm}$$

a = min (26 cm; 16,2 cm) = 16,20 > 0,0233 cm.....condition vérifiée.

Entraînement des armatures :

Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{u_{ser}} = T / 0,9d \cdot \mu \cdot n \leq \bar{\tau}_{u_{ser}} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

ψ_s : coefficient de cisaillement $\psi_s = 1,5$ pour H.A

T: effort tranchant max T = 16,01 KN

n : nombre d'armatures longitudinales tendues n = 3

μ : périmètre d'armature tendue $\mu = \pi \phi = 3,14 \times 1,0 = 3,14 \text{ cm}$

$$\tau_{u_{ser}} = 18,70 \times 10^3 / 0,9 \times 18 \times 3,14 \times 3 \times 10^2 = 1,22 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_{u_{ser}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$\tau_{u_{ser}} = 1,22 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{u_{ser}} = 3,15 \text{ Mpa}$condition vérifiée

Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit "L_s" est la longueur que ne doit avoir une barre droite de diamètre Ø pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_{ser}.

La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante est égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,84 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_s}$$

Ø : Diamètre d'une barre égale 10 mm = 1,0cm

$$L_s = 1,0 \times 400 / 4 \times 2,84 = 35,27\text{cm.}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre b = 30cm

Donc nous somme obligés de prévoir des ancrages courbes de telle sorte que :

$$r = 5,5 \phi = 5,5 \times 1,0 = 5,5 \text{ cm.}$$

Vérification de la flèche :

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{300} = 0,067 > 0,044 \right) \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \\ \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \cdot M_{0ser}} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{300} = 0,067 > \frac{17,92}{15 \times 25,09} = 0,048 \right) \dots\dots \text{condition vérifiée} \\ \left(\frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e} \right) \Rightarrow \left(\frac{2,35}{12 \times 18} = 0,01 \leq \frac{3,6}{400} = 0,01 \right) \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

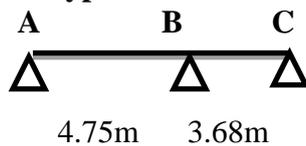
IV-4-2- Planchers étage courant:

IV-4-2-1-Méthode forfaitaire :

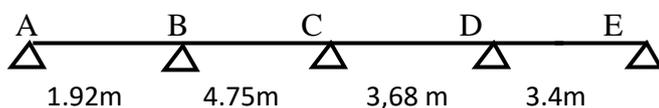
V-4-2-2Etude des poutrelles plancher étage courant :

Les types des poutrelles :

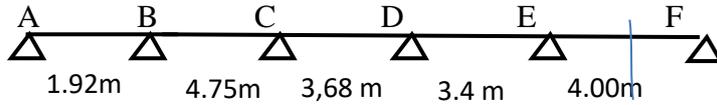
➤ -Type: 01



➤ -Type: 02



➤ -Type: 03



IV-4-2-3-Exemple de calcul :(étage courant)

➤ **Plancher RDC, 1^{er} et 4^{ème} étage :**

✓ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

1-la charge d'exploitation $Q \leq \max (2G, 5\text{KN/m}^2)$

$G = 5,16\text{KN/m}^2 ; Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 < 2G = 10,32 \text{ KN/m}^2$condition vérifiée

2-le rapport entre les travées successives

Travées	A-B	B-C	B-C	C-D	CD	D-E	DE	EF
Portée	1.92	4.75	4.75	3.68	3.68	3.4	3.4	4.00
Rapport	2.47		0.77		0.92		1.17	

$0,8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1,25$ condition non vérifiée

3-Poutrelle à inertie constante ($I=\text{cte}$).....condition vérifiée

4- la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable (cas de plancher étage).

Puisque le rapport $0,8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1,25$ non vérifié

Vu que l'une de ces trois conditions complémentaires n'est pas satisfaite, de la méthode forfaitaire, on peut appliquer la méthode de calcul des planchers à charge d'exploitation relativement élevée définie en B.6.2,22, c est la méthode de Caquot .

Les combinaisons de charges:

Les charges par mètre linéaire /mL

❖ **Plancher etage courant ;**

$G = 5, 16,0,65 = 3.35 \text{ KN/mL}$ $\left\{ \begin{array}{l} Q_u = 1, 35G+1,5Q = 6.00\text{KN/mL.} \\ Q_{ser} = G+Q = 4.33 \text{ KN/mL.} \end{array} \right.$

$Q = 1,5.0, 65 = 0,98 \text{ KN/mL}$

<>Exemple de calcul type 03

à l'ELU

- **Moments fléchissant Sur appuis (isostatiques)**

Sur appuis de rive

$$M_o = \frac{qL^2}{8} = \frac{6(1.92)^2}{8} = 2.76 \text{ KN.m} \Rightarrow M_A = 0,2 M_o = 0,2(2.76) = 0.55 \text{ KN.m.}$$

$$M_o = \frac{qL^2}{8} = \frac{6(4)^2}{8} = 12 \text{ KN.m} \Rightarrow M_F = 0,2 M_o = 0,2(12) = 2.4 \text{ KN.m.}$$

Sur appuis intermédiaires

On suppose : $M_A = M_F = 0$

$$M_B = \frac{6(1.92)^3 + 6(3.8)^3}{8,5(1.92 + 3.8)} = 7.64 \text{ KN.m;}$$

$$M_C = \frac{6(3.80)^3 + 6(2.94)^3}{8,5(3.80 + 2.94)} = 8.41 \text{ KN.m}$$

$$M_D = \frac{6(2.94)^3 + 6(2.72)^3}{8,5(2.94 + 2.72)} = 5.68 \text{ KN.m}$$

$$M_E = \frac{6(2.72)^3 + 6(4)^3}{8,5(2.72 + 4)} = 8.84 \text{ KN.m}$$

Moments fléchissant En travées

$$M_{AB} = \frac{6(1.92)^2}{8} - \frac{2.76 - 7.64}{2} + \frac{(2.76 - 7.64)^2}{6 \times 2(1.92)^2} = 5.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC} = \frac{6(3.80)^2}{8} - \frac{7.64 - 8.41}{2} + \frac{(7.64 - 8.41)^2}{6 \times 2(3.80)^2} = 11.21 \text{ KN.m}$$

$$M_{CD} = \frac{6(2.94)^2}{8} - \frac{8.41 - 5.68}{2} + \frac{(8.41 - 5.68)^2}{6 \times 2(2.94)^2} = 5.18 \text{ KN.m}$$

$$M_{DE} = \frac{6(2.72)^2}{8} - \frac{5.68 - 8.84}{2} + \frac{(5.68 - 8.84)^2}{6 \times 2(2.72)^2} = 6,99 \text{ KN.m}$$

$$M_{EF} = \frac{6(4)^2}{8} - \frac{8.84 - 2.40}{2} + \frac{(8.84 - 2.40)^2}{6 \times 2(4)^2} = 8.99 \text{ KN.m}$$

Efforts tranchants

$$\text{Travée (AB)} \begin{cases} T_A = \frac{0.55 - 7.64}{1.92} + 6 \frac{1.92}{2} = 2.07 \text{ KN} \\ T_B = \frac{0.55 - 7.64}{3.90} - 6 \frac{1.92}{2} = -9.45 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (BC)} \begin{cases} T_B = \frac{7.64 - 8.41}{3.8} + 6 \frac{3.80}{2} = 11.20 \text{ KN} \\ T_C = \frac{7.64 - 8.41}{3.8} - 6 \frac{3.80}{2} = -11.60 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (CD)} \begin{cases} T_C = \frac{8.41 - 5.68}{2.94} + 6 \frac{2.94}{2} = 9.75 \text{ KN} \\ T_D = \frac{8.41 - 5.68}{2.94} - 6 \frac{2.94}{2} = -7.89 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (DE)} \begin{cases} T_D = \frac{5.68 - 8.84}{2.72} + 4.75 \frac{2.72}{2} = 7.00 \text{ KN} \\ T_E = \frac{5.68 - 8.84}{2.72} - 6 \frac{2.72}{2} = -9.32 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (DE)} \begin{cases} T_D = \frac{8.84 - 2.40}{4} + 6 \frac{4.00}{2} = 13.61 \text{ KN} \\ T_E = \frac{8.84 - 2.40}{3.80} - 6 \frac{4.00}{2} = -10.39 \text{ KN} \end{cases}$$

à l'ELS

- **Moments fléchissant sur appuis (isostatiques)**

-Sur appuis de rive :

$$M_o = \frac{qL^2}{8} = \frac{4.33(1.92)^2}{8} = 2.00 \text{ KN.m} \Rightarrow M_A = 0,2 M_o = 0,2(2.00) = 0.40 \text{ KN.m.}$$

$$M_o = \frac{qL^2}{8} = \frac{4.33(4)^2}{8} = 8.66 \text{ KN.m} \Rightarrow M_F = 0,2 M_o = 0,2(8.66) = 1.73 \text{ KN.m.}$$

-Sur appuis intermédiaires

On suppose : $M_A = M_F = 0$

$$M_B = \frac{4.33(1.92)^3 + 4.33(3.8)^3}{8,5(1.92 + 3.8)} = 5.52 \text{ KN.m;}$$

$$M_C = \frac{4.33(3,80)^3 + 4.33(2,94)^3}{8,5(3,80 + 2,94)} = 6.07 \text{ KN.m.}$$

$$M_D = \frac{4.33(2.94)^3 + 4.33(2.72)^3}{8.5(2.94 + 2.72)} = 4.10 \text{ KN.m}$$

$$M_E = \frac{4.33(2.72)^3 + 4.33(4)^3}{8.5(2.72 + 4)} = 6.38 \text{ KN.m}$$

• **Moments fléchissant En travées**

$$M_{AB} = \frac{4.33(1.92)^2}{8} - \frac{0.40 - 5.52}{2} + \frac{(0.40 - 7.64)^2}{4.33 \times 2(1.92)^2} = 5.37 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC} = \frac{4.33(3.80)^2}{8} - \frac{5.52 - 6.07}{2} + \frac{(5.52 - 6.07)^2}{4.33 \times 2(3.8)^2} = 8.09 \text{ KN.m}$$

$$M_{CD} = \frac{4.33(2.94)^2}{8} - \frac{6.07 - 4.10}{2} + \frac{(6.07 - 4.10)^2}{4.33 \times 2(2.94)^2} = 3.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{DE} = \frac{4.33(2.72)^2}{8} - \frac{4.10 - 6.38}{2} + \frac{(4.10 - 6.38)^2}{4.33 \times 2(2.72)^2} = 5.22 \text{ KN.m}$$

$$M_{EF} = \frac{4.33(4)^2}{8} - \frac{6.38 - 1.73}{2} + \frac{(6.38 - 1.73)^2}{4.33 \times 2(4)^2} = 6.49 \text{ KN.m}$$

Efforts tranchants

$$\text{Travée (AB)} \begin{cases} T_A = \frac{0.40 - 5.52}{1.92} + 4.33 \frac{1.92}{2} = 1.49 \text{ KN} \\ T_B = \frac{0.40 - 5.52}{1.92} - 4.33 \frac{1.92}{2} = -6.83 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (BC)} \begin{cases} T_B = \frac{5.52 - 6.07}{3.8} + 4.33 \frac{3.80}{2} = 8.08 \text{ KN} \\ T_C = \frac{5.52 - 6.07}{3.8} - 4.33 \frac{3.80}{2} = -8.37 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (CD)} \begin{cases} T_C = \frac{6.07 - 4.10}{3.8} + 4.33 \frac{2.94}{2} = 7.04 \text{ KN} \\ T_D = \frac{6.07 - 4.10}{2.94} - 4.33 \frac{2.94}{2} = -5.70 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (DE)} \begin{cases} T_D = \frac{4.10 - 6.38}{2.72} + 4.33 \frac{2.72}{2} = 5.05 \text{ KN} \\ T_E = \frac{4.10 - 6.38}{2.72} - 4.33 \frac{2.72}{2} = -6.73 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (DE)} \begin{cases} T_D = \frac{6.38 - 1.73}{4} + 4.33 \frac{4.00}{2} = 9.82 \text{ KN} \\ T_E = \frac{8.84 - 2.40}{3.80} - 4.33 \frac{4.00}{2} = -7.5 \text{ KN} \end{cases}$$

poutrelles (E.L.U+E.L.S):

Tableau IV.2: Récapitulatif des résultats obtenus

Type de poutrelle	Travée	L(m)	L'(m)	E.L.U					E.L.S		
				M _t	M _w	M _e	T _w	T _e	M _t	M _w	M _e
01	A-B	4.75		16.74	3.38	13.15	12.19	-16.30	15.99	2.44	9.49
	B-C	3.68		9.66	13.15	2.03	14.21	-7.87	3.86	9.49	1.47
02	A-B	1.92		7.44	0.55	7.64	2.07	-9.45	5.37	0.40	5.52
	B-C	4.75	3.8	11.21	7.64	8.41	11.20	-11.6	8.09	5.52	6.07
	C-D	3,68	2.94	5.89	8.41	7.21	9.23	-8.41	4.25	6.07	5.20
	D-E	3.4		6.14	7.21	1.73	11.81	-8.59	3.81	5.20	1.25
03	A-B	1.92		5.74	0.55	7.64	6,64	-10,70	2,53	0,40	5,52
	B-C	4.75	3.8	11.21	7.64	8.41	4,94	-11,25	0,91	5,52	6,07
	C-D	3,68	2.94	5.18	8.41	5.68	6,18	-11,16	2,02	6,07	4,10
	D-E	3.4	2.72	6.99	5.68	8.84	3,61	-9,69	0,23	4,10	6,38
	E-F	4		8.99	8.84	2.4	4,60	-10,27	0,94	6,38	1,73

Sollicitations de calcul:

$$\text{E.L.U} \begin{cases} M_{\text{travée}} = 16.74 \text{ KN.m} \\ M_{\text{appui-rive}} = 3.38 \text{ KN.m} \\ M_{\text{appui-inter}} = 13.15 \text{ KN.m} \\ T_{\text{max}} = 16.30 \text{ KN} \end{cases} \quad \text{E.L.S} : \begin{cases} M_{\text{travée}} = 15.99 \text{ KN.m} \\ M_{\text{appui-rive}} = 2.44 \text{ KN.m} \\ M_{\text{appui-inter}} = 11.77 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le ferrailage :

Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U) :

En travée :

Moment équilibré par la table « M_t »

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot F_{bc} (d - h_0/2)$$

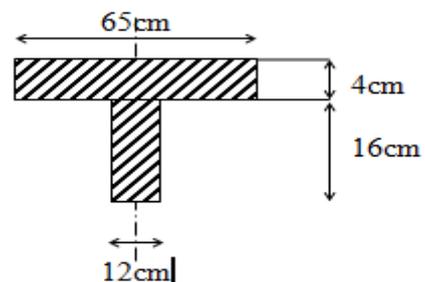


Figure IV 7: Section de calcul

Avec :

$$\begin{cases} d = 0,9h = 0,9 \times 20 = 18 \text{ cm} \\ F_{bc} = 0,85F_c28/\gamma_b = 14,17 \text{ Mpa} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \\ b = 65 \text{ cm} \end{cases}$$

$$M_t = 65 \times 4 \times 14,17 (18 - 4/2) \times 10^{-3} = 58,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{t-max} = 16,74 \text{ KN.m} < 58,95 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$.

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{16,74 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 65} = 0,056$$

$$\beta = 0,971$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{16,74 \cdot 10^3}{0,971 \cdot 18 \cdot 348} = 2,75 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \dots \dots \dots \alpha = 0,07$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \dots \dots \dots \beta = 0,971$$

Condition de non fragilité:

$$A_{min} = \frac{I}{0,81 \cdot h_t \cdot V'} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{Avec : } I = b_0 \cdot \frac{ht^3}{3} + (b - b_0) \cdot \frac{h_0^3}{3} - [b_0 \cdot ht + (b - b_0) \cdot h_0] \cdot V^2$$

$$V = \frac{b_0 \cdot h^2 + (b - b_0) \cdot h_0^2}{2[b_0 \cdot h + (b - b_0) \cdot h_0]} \Rightarrow V = \frac{12 \cdot (20)^2 + (65 - 12) \cdot (4)^2}{2[12 \cdot 20 + (65 - 12) \cdot 4]} = 6,25 \text{ cm}$$

$$V' = ht - V = 20 - 6,25 \Rightarrow V' = 13,75 \text{ cm}$$

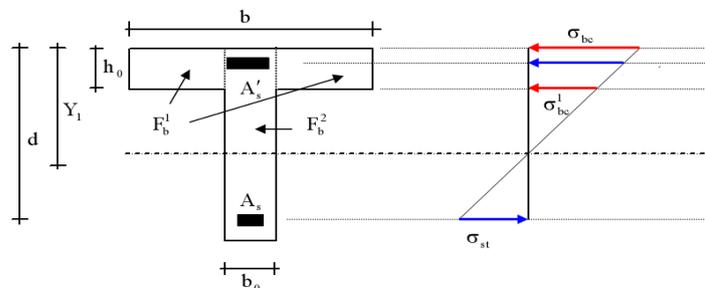


Figure IV. 8 : notation utilisées pour le calcul de section d'acier pour une poutre en T

$$\Rightarrow A_{\min} = \frac{14414,35}{0,81 \times 20 \times 13,75} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,339 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{\text{scal}} = 2,75 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,339 \text{ cm}^2$condition vérifiée.

Choix : on adopte: **3T12 = 3,39 cm²**

En appuis:

$$M_{\text{appui-inter}} = 13,15 \text{ KN.m}$$

(BAEL P 120)

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{13,15 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 65} = 0,044$$

$$\beta = 0,98$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{13,15 \cdot 10^3}{0,98 \times 18 \times 348} = 2,14 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité: (art A.4.2.1)

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \times ht \times V} \cdot \frac{f_{t28}}{fe} = \frac{15475,55}{0,81 \times 20 \times 6,25} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,339 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_{\text{scal}} = 2,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,339 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Choix : on adopte: **2T12 (soit 2,26 cm²)**.

$$M_{\text{appui-de rive}} = 3,38 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{3,38 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 12} = 0,061$$

$$\beta = 0,968$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{3,38 \cdot 10^3}{0,968 \times 18 \times 348} = 0,55 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \dots \dots \dots \alpha = 0,0787$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \dots \dots \dots \beta = 0,968$$

Condition de non fragilité(art A.4.2.1)

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \times ht \times V} \cdot \frac{f_{t28}}{fe} = \frac{15475,55}{0,81 \times 20 \times 6,25} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,339 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_{\text{cal}} = 0,55 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,339 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Choix : on adopte: **2T10 (soit 1,57 cm²).**

Vérification des contraintes à L'ELS :

Position de l'axe neutre :

Soit «y» la distance entre le centre de gravité de la section homogène «S» et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{by^2}{2} + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0.$$

$$b=65\text{cm} ; \eta = 15 ; A' = 0 , A = 3,39\text{cm}^2.$$

$$b=65\text{cm} ; \eta = 15 ; A' = 0 , A = 3,39\text{cm}^2.$$

$$32,5 \cdot y^2 + 50,85y - 915,3 = 0 \Rightarrow y = 4,58 \text{ cm}$$

$$y = 4,58\text{cm}$$

Le moment d'inertie:

$$I_G = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A'(y - c') + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} y^3 + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} (4,58)^3 + 15 \times 3,39 \cdot (18 - 4,58)^2 = 11239,46\text{cm}^4.$$

Calcul des contraintes :

Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \cdot y = \frac{15,99 \cdot 10^3}{11239,46} = 1,42\text{MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 1,42\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

La vérification de Contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st} . n'est pas nécessaire puisque la fissuration est peu préjudiciable.

Contrainte de cisaillement :(effort tranchant)

L'effort tranchant maximal $T_{\max} = 10,70\text{KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{16,30 \cdot 10^3}{120 \times 180} = 0,75 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1 f_{c28} / \gamma_b; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,75 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

Armatures transversales At (armatures de l'âme):

Diamètre: (article A.7.2, 2 du BAEL91)

$$\Phi_t \leq \min(h/35; b_0/10; \Phi_L) \text{ en "mm"}$$

$$\Phi_t \leq \min(200/35; 120/10; 10) = 5,71 \approx 6 \text{ mm}$$

on adopte: $\Phi_t = 8 \text{ mm}$.

Escapement:

(D'après BAEL91 (A.5.1, 22)

$$\left. \begin{aligned} St &\leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \\ St &\leq \min(16,2; 40 \text{ cm}) \end{aligned} \right\} \Rightarrow St \leq 16,20 \text{ cm} \Rightarrow St = 15 \text{ cm}$$

D'après le RPA 99 (version 2003) :

En zone nodale : $St \leq \min(10 \Phi_t; 15 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq \min(10 \times 1,0; 15 \text{ cm}) = 10 \text{ cm}$

$\Rightarrow St = 10 \text{ cm}$

En zone courante: $(St \leq 15 \Phi_t) \Rightarrow (St \leq (15 \times 1,0)) \Rightarrow (St \leq 15 \text{ cm}) \Rightarrow (St = 15 \text{ cm})$

Section des armatures transversales : (B.A.E.L 91 m 99 DTU page : 91)

$$\frac{At}{b_0 \cdot st} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u (h/2) - 0,3k \cdot f_{tj}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots \dots \dots (*)$$

$K = 1$ (fissuration non préjudiciable)

$$f_{tj}^* = \min(2,1; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$$f_e = 235 \text{ Mpa}; \gamma_s = 1,15$$

$$D'où : \tau_u (h/2) = \frac{T_u (h/2)}{b_0 \cdot d}$$

On calcule la valeur de l'effort tranchant $T_u(h/2)$ par la méthode des triangles semblables

$$\frac{T_{\max}}{X} = \frac{T_u(h/2)}{X - (h/2)} \Rightarrow T_u(h/2) = \frac{T_{\max} \cdot [X - (h/2)]}{X}$$

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \cdot L}$$

$$X = 2,03m$$

$$h/2 = 0,20/2 = 0,10m$$

$$X - (h/2) = 2,03 - 0,10 = 1,93m$$

$$\text{Donc: } T_u(h/2) = 16,30 \times 1,93/2,03 = 15,50 \text{ KN}$$

$$\mathbf{T_u(h/2) = 15,50 \text{ KN}}$$

$$\text{D'où : } \tau_u(h/2) = (15,50 \cdot 10^3)/(120 \cdot 180) = 0,72 \text{ MPa}$$

$$\mathbf{\tau_u(h/2) = 0,72 \text{ MPa}}$$

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{At}{s_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,72 - 0,3 \times 1 \times 2,1) \cdot 12}{0,9 \times 1 \times 235 / 1,15} = -0,0371 \text{ cm} \dots \dots (1)$$

Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{At \times fe}{b_0 \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u(h/2)}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\frac{At \times fe}{b \times s_t} \geq \max \left(\frac{0,72}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right) = 0,4 \text{ Mpa}$$

$$\left(\frac{At}{S_t} \right)_{\min} \geq \frac{0,4 \times b_0}{fe} = \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,012 \text{ cm} \dots \dots (2)$$

$$\text{on prend le max entre (1) et (2) } \Rightarrow \left(\frac{At}{S_t} \right) \geq 0,0371 \text{ cm} ,$$

$$\text{Pour } S_t = 15 \text{ cm} \Rightarrow At \geq 0,0371 \times 10 = 0,0371 \text{ cm}^2$$

-Zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\Phi_L; 15\text{cm})$$

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

-Zone courante:

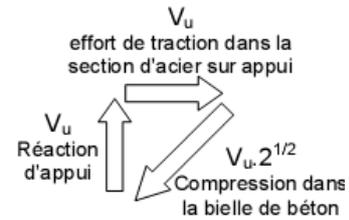
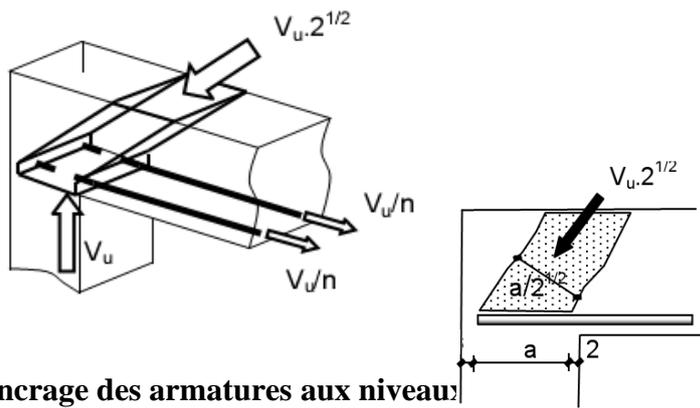
$$S_t \leq 15\text{cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte } \begin{cases} S_t = 10\text{cm} & \text{Zone nodale.} \\ S_t = 15\text{cm} & \text{Zone courante} \end{cases}$$

$$\text{On prend: } \mathbf{2\phi 8 = 1 \text{ cm}^2/\text{ml}} \text{ avec un espacement : } \mathbf{S_t = 10 \text{ cm}}$$

Justifications aux appuis (appui simple d'about) :



Ancrage des armatures aux niveau:

$$T_u = 16,30 \text{ KN}$$

$$M_{\text{appui}} = 8,84 \text{ KN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{\text{appui}}}{z} = \frac{8,84}{0,9 \cdot 18 \cdot 10^{-2}} = 54,56 \text{ KN} > T_u = 16,30 \text{ KN}$$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

Compression de la bille d'about :

La contrainte de compression dans la bielle est:

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases}$$

$$\text{D'où} \quad \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$

a : la longueur d'appuis de la bielle

$$\text{On doit avoir} \quad \bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45°

,on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b$$

$$\frac{2T}{a \cdot b_0} \leq \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T \gamma_b}{0,85 \cdot b_0 \cdot f_{c28}}$$

$$a \geq \frac{2 \cdot 16,30 \cdot 1,5}{0,85 \cdot 12 \cdot 25 \cdot 10} = 0,003 \text{ cm}$$

$$a = \min (a' ; 0,9 d)$$

a' : largeur d'appui

$$a' = c - c' - 2 \text{ cm}$$

$c' = 2\text{cm}$ (enrobage)

c : la largeur de l'appui (poteau) = 30cm

$a' = 30 - 2 - 2 = 26\text{cm}$

$a = \min(26\text{cm}; 16,2\text{cm}) = 16,20 > 2,00\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

Entraînement des armatures :

Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{u,ser} = T/0,9d.\mu.n \leq \bar{\tau}_{u,ser} = \psi_s . f_{t28}$$

ψ_s : coefficient de cisaillement $\psi_s = 1,5$ pour H.A

T: effort tranchant max $T = 16,30 \text{ KN}$

n : nombre d'armatures longitudinales tendues $n = 5$

μ : périmètre d'armature tendue $\mu = \pi \phi = 3,14 \times 1,0 = 3,14 \text{ cm}$

$$\tau_{u,ser} = 16,30 \times 10^3 / 0,9 \times 18 \times 3,14 \times 3 \times 10^2 = 1,07 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_{u,ser} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$\tau_{u,ser} = 1,07 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{u,ser} = 3,15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit " L_s " est la longueur que ne doit avoir une barre droite de diamètre \emptyset pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_{ser} .

La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante est égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \psi_s^2 . f_{t28} = 0,6 (1,5)^2 . 2,1 = 2,84 \text{ MPa.}$$

La longueur de scellement droit $L_s = \emptyset f_c / 4\tau_s$.

\emptyset : Diamètre d'une barre égale 10 mm = 1,0cm

$$L_s = 1,0 \times 400 / 4 \times 2,84 = 35,27\text{cm.}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre $b = 30\text{cm}$

Donc nous sommes obligés de prévoir des ancrages courbes de telle sorte que

$$r = 5,5 \emptyset = 5,5 \times 1,0 = 5,5 \text{ cm.}$$

Vérification de la flèche :

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{300} = 0,067 > 0,044 \right) \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \\ \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15.M_{0ser}} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{300} = 0,067 > \frac{15,99}{15 \times 16,74} = 0,063 \right) \dots\dots \text{condition vérifiée} \\ \left(\frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{3,6}{f_e} \right) \Rightarrow \left(\frac{3,39}{12 \times 18} = 0,01 \leq \frac{3,6}{400} = 0,01 \right) \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

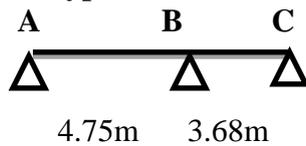
IV-4-3- Planchers terrasse:

IV-4-3-1-Méthode forfaitaire :

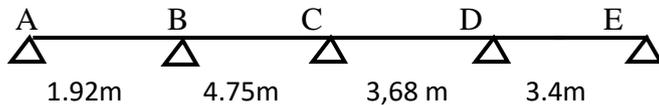
V-4-3-2Etude des poutrelles plancher terrasse :

Les types des poutrelles :

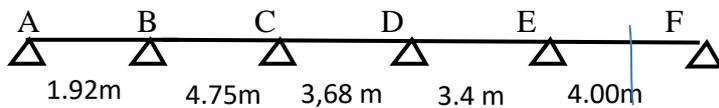
➤ -Type: 01



➤ -Type: 02



➤ -Type: 03



IV-4-3-3-Exemple de calcul :(terrasse)

➤ **Plancher Terrasse :**

✓ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

1-la charge d'exploitation $Q \leq \max (2G, 5\text{KN/m}^2)$

$G = 5,48\text{KN/m}^2 ; Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1 \text{ KN/m}^2 < 2G = 10,96 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

2-le rapport entre les travées successives

Travées	A-B	B-C	B-C	C-D	CD	D-E	DE	EF
Portée	1.92	4.75	4.75	3.68	3.68	3.4	3.4	4.00
Rapport	2.47		0.77		0.92		1.17	

$0,8 \leq Li/Li+1 \leq 1,25$ condition non vérifiée

3-Poutrelle à inertie constante (I=cte).....condition vérifiée

4- la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable (cas plancher terrasse).

Puisque le rapport $0,8 \leq Li/Li+1 \leq 1,25$ non vérifié

Vu que l'une de ces trois conditions complémentaires n'est pas satisfaite, de la méthode forfaitaire, on peut appliquer la méthode de calcul des planchers à charge d'exploitation relativement élevée définie en B.6.2,22, c est la méthode de Caquot .

Les combinaisons de charges:

Les charges par mètre linéaire /Ml

❖ **Plancher Terrasse :**

Sollicitations :

$$G = 5,48 \text{ KN/m}^2 \quad ; Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$\left\{ \begin{aligned} G &= 5,48 \times 0,65 = 3,56 \text{ KN/ml} \\ Q &= 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml} \end{aligned} \right.$$

$$G' = 2G/3 = 2,37 \text{ KN/ml}$$

$$\left\{ \begin{aligned} Q_U &= 1,35G' + 1,5Q = 5,05 \text{ KN/ml} \\ Q_{ser} &= G' + Q = 3,02 \text{ KN/ml} \end{aligned} \right.$$

Exemple de calcul type 03

À l'ELU

➤ **Moments fléchissant Sur appuis (isostatiques)**

Sur appuis de rive

$$M_o = \frac{qL^2}{8} = \frac{5,05(1.92)^2}{8} = 2.32 \text{ KN.m} \Rightarrow M_A = 0,2 M_o = 0,2(2.32) = 0.47 \text{ KN.m.}$$

$$M_o = \frac{qL^2}{8} = \frac{5,05(4)^2}{8} = 10,1 \text{ KN.m} \Rightarrow M_F = 0,2 M_o = 0,2(10,1) = 2.02 \text{ KN.m.}$$

Sur appuis intermédiaires

On suppose : $M_A = M_F = 0$

$$M_B = \frac{5,05(1,92)^3 + 5,05(3,8)^3}{8,5(1,92 + 3,8)} = 1,47 \text{ KN.m};$$

$$M_C = \frac{5,05(3,80)^3 + 5,05(2,94)^3}{8,5(3,80 + 2,94)} = 7,08 \text{ KN.m}$$

$$M_D = \frac{5,05(2,94)^3 + 5,05(2,72)^3}{8,5(2,94 + 2,72)} = 4,78 \text{ KN.m}$$

$$M_E = \frac{5,05(2,72)^3 + 5,05(4)^3}{8,5(2,72 + 4)} = 7,44 \text{ KN.m}$$

Moments fléchissant En travées :

$$M_{AB} = \frac{5,05(1,92)^2}{8} - \frac{0,47 - 1,47}{2} + \frac{(0,47 - 1,47)^2}{5,05 \times 2(1,92)^2} = 2,85 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC} = \frac{5,05(3,80)^2}{8} - \frac{1,47 - 7,08}{2} + \frac{(1,47 - 7,08)^2}{5,05 \times 2(3,80)^2} = 12,13 \text{ KN.m}$$

$$M_{CD} = \frac{5,05(2,94)^2}{8} - \frac{7,08 - 4,78}{2} + \frac{(7,08 - 4,78)^2}{5,05 \times 2(2,94)^2} = 4,36 \text{ KN.m}$$

$$M_{DE} = \frac{5,05(2,72)^2}{8} - \frac{4,78 - 7,44}{2} + \frac{(4,78 - 7,44)^2}{5,05 \times 2(2,72)^2} = 6,09 \text{ KN.m}$$

$$M_{EF} = \frac{5,05(4)^2}{8} - \frac{7,44 - 2,02}{2} + \frac{(7,44 - 2,02)^2}{5,05 \times 2(4)^2} = 7,57 \text{ KN.m}$$

Efforts tranchants

$$\text{Travée (AB)} \begin{cases} T_A = \frac{0,47 - 1,47}{1,92} + 5,05 \frac{1,92}{2} = 4,33 \text{ KN} \\ T_B = \frac{0,47 - 1,47}{3,90} - 5,05 \frac{1,92}{2} = -5,37 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (BC)} \begin{cases} T_B = \frac{1,47 - 7,08}{3,8} + 5,05 \frac{3,80}{2} = 8,12 \text{ KN} \\ T_C = \frac{1,47 - 7,08}{3,8} - 5,05 \frac{3,80}{2} = -11,08 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (CD)} \begin{cases} T_C = \frac{7,08 - 4,78}{2,94} + 5,05 \frac{2,94}{2} = 8,21 \text{ KN} \\ T_D = \frac{7,08 - 4,78}{2,94} - 5,05 \frac{2,94}{2} = -6,64 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (DE)} \begin{cases} T_D = \frac{4,78 - 7,44}{2,72} + 5,05 \frac{2,72}{2} = 5,89 \text{ KN} \\ T_E = \frac{4,78 - 7,44}{2,72} - 5,05 \frac{2,72}{2} = -7,85 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (DE)} \begin{cases} T_D = \frac{7,44 - 2,02}{4} + 5,05 \frac{4,00}{2} = 11,46 \text{ KN} \\ T_E = \frac{7,44 - 2,02}{3,80} - 5,05 \frac{4,00}{2} = -8,74 \text{ KN} \end{cases}$$

À l'ELS**Moments fléchissant sur appuis (isostatiques)**

Sur appuis de rive :

$$M_o = \frac{qL^2}{8} = \frac{3,02(1,92)^2}{8} = 1,39 \text{ KN.m} \Rightarrow M_A = 0,2 M_o = 0,2(1,39) = 0,28 \text{ KN.m.}$$

$$M_o = \frac{qL^2}{8} = \frac{3,02(4)^2}{8} = 6,04 \text{ KN.m} \Rightarrow M_F = 0,2 M_o = 0,2(6,04) = 1,21 \text{ KN.m.}$$

Sur appuis intermédiaires

On suppose : $M_A = M_F = 0$

$$M_B = \frac{3,02(1,92)^3 + 3,02(3,8)^3}{8,5(1,92 + 3,8)} = 3,85 \text{ KN.m.}$$

$$M_C = \frac{3,02(3,80)^3 + 3,02(2,94)^3}{8,5(3,80 + 2,94)} = 4,23 \text{ KN.m.}$$

$$M_D = \frac{3,02(2,94)^3 + 3,02(2,72)^3}{8,5(2,94 + 2,72)} = 2,86 \text{ KN.m.}$$

$$M_E = \frac{3,02(2,72)^3 + 3,02(4)^3}{8,5(2,72 + 4)} = 4,45 \text{ KN.m.}$$

Moments fléchissant En travées

$$M_{AB} = \frac{3,02(1,92)^2}{8} - \frac{0,28 - 3,85}{2} + \frac{(0,28 - 3,85)^2}{3,02 \times 2(1,92)^2} = 3,74 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC} = \frac{3,02(3,80)^2}{8} - \frac{3,85 - 4,23}{2} + \frac{(3,85 - 4,23)^2}{3,02 \times 2(3,8)^2} = 5.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{CD} = \frac{3,02(2,94)^2}{8} - \frac{4,23 - 2,86}{2} + \frac{(4,23 - 2,86)^2}{3,02 \times 2(2,94)^2} = 2.54 \text{ KN.m}$$

$$M_{DE} = \frac{3,02(2,72)^2}{8} - \frac{2,86 - 4,45}{2} + \frac{(2,86 - 4,45)^2}{3,02 \times 2(2,72)^2} = 3.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{EF} = \frac{3,02(4)^2}{8} - \frac{4,45 - 1,21}{2} + \frac{(4,45 - 1,21)^2}{3,02 \times 2(4)^2} = 4.52 \text{ KN.m}$$

Efforts tranchants

$$\text{Travée (AB)} \begin{cases} T_A = \frac{0,28 - 3,85}{1,92} + 3,02 \frac{1,92}{2} = 1.04 \text{ KN} \\ T_B = \frac{0,28 - 3,85}{1,92} - 3,02 \frac{1,92}{2} = -4.76 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (BC)} \begin{cases} T_B = \frac{3,85 - 4,23}{3,8} + 3,02 \frac{3,80}{2} = 5.64 \text{ KN} \\ T_C = \frac{3,85 - 4,23}{3,8} - 3,02 \frac{3,80}{2} = -5.84 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (CD)} \begin{cases} T_C = \frac{4,23 - 2,86}{3,8} + 3,02 \frac{2,94}{2} = 4.91 \text{ KN} \\ T_D = \frac{4,23 - 2,86}{2,94} - 3,02 \frac{2,94}{2} = -3.97 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (DE)} \begin{cases} T_D = \frac{2,86 - 4,45}{2,72} + 3,02 \frac{2,72}{2} = 3.52 \text{ KN} \\ T_E = \frac{2,86 - 4,45}{2,72} - 3,02 \frac{2,72}{2} = -4.69 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (DE)} \begin{cases} T_D = \frac{4,45 - 1,21}{4} + 3,06 \frac{4,00}{2} = 6.93 \text{ KN} \\ T_E = \frac{4,45 - 1,21}{3,80} - 3,06 \frac{4,00}{2} = -5.31 \text{ KN} \end{cases}$$

Poutrelles (E.L.U+E.L.S):

Tableau IV. 3: Récapitulatif des résultats obtenus

Type de poutrelle	Travée	L(m)	L'(m)	E.L.U					E.L.S		
				Mt	Mw	Me	Tw	Te	Mt	Mw	Me
01	A-B	4.75		18.64	2.85	11.07	10.26	-13.72	11.15	1.70	6.62

	B-C	3.68	4.50	11.07	1.71	11.83	-6.75	2.69	6.62	1.02	
02	A-B	1.92	6.26	0.47	6.43	1.74	-7.95	3.74	0.28	3.85	
	B-C	4.75	3.8	9.44	6.43	7.08	9.42	-9.77	5.64	3.85	4.23
	C-D	3,68	2.94	4.95	7.08	6.06	7.77	-7.08	2.96	4.23	3.63
	D-E	3.4		5.17	6.06	1.46	9.94	-7.24	3.09	3.63	0.87
03	A-B	1.92	2.85	0.47	1.47	4.33	-5.37	3.74	0.28	3.85	
	B-C	4.75	3.8	12.13	1.47	7.08	8.12	-11.08	5.64	3.85	4.23
	C-D	3,68	2.94	4.36	7.08	4.78	8.21	-6.64	2.54	4.23	2.86
	D-E	3.4	2.72	6.09	4.78	7.44	5.89	-7.85	3.64	2.86	4.45
	E-F	4		5.57	7.44	2.02	11.46	-8.74	4.52	4.45	1.21

Sollicitations de calcul:

$$\begin{aligned}
 \text{E.L.U} \left\{ \begin{array}{l} M_{\text{travée}} = 18.64 \text{ KN.m} \\ M_{\text{appui-rive}} = 2.85 \text{ KN.m} \\ M_{\text{appui-inter}} = 11.07 \text{ KN.m} \\ T_{\text{max}} = 13,72 \text{ kn} \end{array} \right. & \quad \text{E.L.S} : \left\{ \begin{array}{l} M_{\text{travée}} = 11.15 \text{ KN.m} \\ M_{\text{appui-rive}} = 1.70 \text{ KN.m} \\ M_{\text{appui-inter}} = 6.62 \text{ KN.m} \end{array} \right.
 \end{aligned}$$

Le ferrailage :

Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U) :

En travée :

Moment équilibré par la table « M_t »

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot F_{bc} \cdot (d - h_0/2)$$

$$\text{Avec} : \left\{ \begin{array}{l} d = 0,9h = 0,9 \times 20 = 18 \text{ cm} \\ F_{bc} = 0,85F_c \cdot 28 / \gamma_b = 14,17 \text{ Mpa} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \\ b = 65 \text{ cm} \end{array} \right.$$

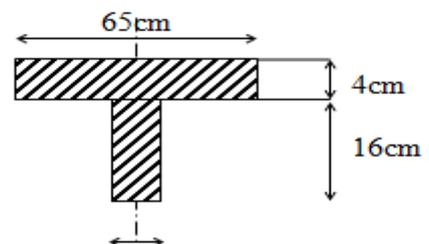


Figure IV.9: Section de calcul

$$M_t = 65 \times 4 \times 14,17 \cdot (18 - 4/2) \times 10^{-3} = 58,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{t-\text{max}} = 18.64 \text{ KN.m} < 58,95 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$.

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{18,64 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 65} = 0,062$$

$$\beta = 0,968$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa}$$

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{18,64 \cdot 10^3}{0,968 \cdot 18 \cdot 348} = 3,07 \text{cm}^2$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \dots \dots \dots \alpha = 0,08$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \dots \dots \dots \beta = 0,968$$

Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \cdot ht \cdot V'} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{Avec : } I = b_0 \cdot \frac{ht^3}{3} + (b - b_0) \cdot \frac{h_0^3}{3} - [b_0 \cdot ht + (b - b_0) \cdot h_0] V^2$$

$$V = \frac{b_0 \cdot h^2 + (b - b_0) \cdot h_0^2}{2[b_0 \cdot h + (b - b_0) \cdot h_0]} \Rightarrow V = \frac{12 \cdot (20)^2 + (65 - 12) \cdot (4)^2}{2[12 \cdot 20 + (65 - 12) \cdot 4]} = 6,25 \text{cm}$$

$$V' = ht - V = 20 - 6,25 \Rightarrow V' = 13,75 \text{ cm}$$

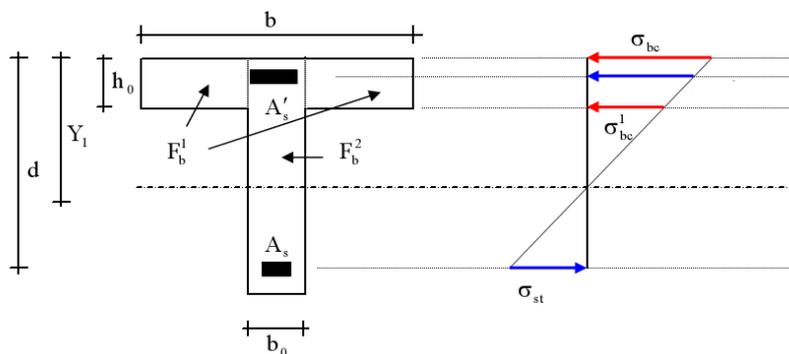


Figure IV. 10: notation utilisées pour le calcul de section d'acier pour une poutre en T

$$I = 12 \cdot \frac{20^3}{3} + (65 - 12) \cdot \frac{4^3}{3} - [12 \times 20 + (65 - 12) \cdot 4] \cdot (6,25)^2 = 14414,35 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow A_{\min} = \frac{14414,35}{0,81 \times 20 \times 13,75} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,339 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s\text{cal}} = 3,07 \text{cm}^2 > A_{\min} = 0,339 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

Choix : on adopte: **3T12 = 3,39 cm²**

En appuis:

Puisque le béton tendu négligé dans le calcul, donc la section de calcul est une section rectangulaire de dimension (b₀ x h) = (12 x 20) cm²

M_{appui-inter} = 11.07 KN.m

(BAEL P 120)

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc}.d^2.b_0} = \frac{11,07.10^3}{14,17.(18)^2.12} = 0,20$$

$$\beta = 0,800$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348MPa$$

$$A_s = \frac{Ma}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{11,07.10^3}{0,8 \times 18 \times 348} = 2,20 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \dots \dots \dots \alpha = 0.50$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \dots \dots \dots \beta = 0,800$$

Condition de non fragilité: (art A.4.2.1)

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \times ht \times V} \cdot \frac{f_{t28}}{fe} = \frac{15475,55}{0,81 \times 20 \times 6,25} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,339 \text{ cm}^2$$

Donc: A_{Sca} = 2,20cm² > A_{min} = 0,339 cm²condition vérifiée.

Choix : on adopte: **2T12 (soit 2,26 cm²).**

M_{appui-de rive} = 2.85 KN.m

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc}.d^2.b_0} = \frac{2,85.10^3}{14,17.(18)^2.12} = 0,051$$

$$\beta = 0,973$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348MPa$$

$$A_s = \frac{Mt}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{2,85.10^3}{0,973 \times 18 \times 348} = 0,46 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \dots \dots \dots \alpha = 0.0654$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \dots \dots \dots \beta = 0,973$$

Condition de non fragilité(art A.4.2.1)

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \times ht \times V} \cdot \frac{f_{t28}}{fe} = \frac{15475,55}{0,81 \times 20 \times 6,25} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,339 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_{\text{scal}} = 0,46 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,339 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Choix : on adopte: **2T10 (soit 1,57 cm²).**

Vérification des contraintes à L'ELS :

Position de l'axe neutre :

Soit «y» la distance entre le centre de gravité de la section homogène «S» et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{by^2}{2} + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0.$$

$$b=65\text{cm} ; \eta = 15 ; A' = 0 , A = 3,39\text{cm}^2.$$

$$b=65\text{cm} ; \eta = 15 ; A' = 0 , A = 3,39\text{cm}^2.$$

$$32,5 \cdot y^2 + 50,85y - 915,3 = 0 \Rightarrow y = 4,58 \text{ cm}$$

$$y = 4,58\text{cm}$$

Le moment d'inertie:

$$I_G = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A'(y - c') + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} y^3 + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} (4,58)^3 + 15 \times 3,39 \cdot (18 - 4,58)^2 = 11239,46 \text{ cm}^4.$$

Calcul des contraintes :

Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \cdot y = \frac{11,15 \cdot 10^3}{11239,46} = 0,99 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0,99 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

La vérification de Contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st} . n'est pas nécessaire puisque la fissuration est peu préjudiciable.

Contrainte de cisaillement :(effort tranchant)

L'effort tranchant maximal $T_{\max} = 10,70 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{13,72 \cdot 10^3}{120 \times 180} = 0,63 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1 f_{c28} / \gamma_b; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,63 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

Armatures transversales At (armatures de l'âme):

Diamètre: (article A.7.2, 2 du BAEL91)

$$\Phi_t \leq \min(h/35; b_0/10; \Phi_L) \text{ en "mm"}$$

$$\Phi_t \leq \min(200/35; 120/10; 10) = 5,71 \approx 6 \text{ mm}$$

on adopte: $\Phi_t = 8 \text{ mm}$.

Escapement:

(d'après BAEL91 (A.5.1, 22))

$$\left. \begin{array}{l} St \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \\ St \leq \min(16,2; 40 \text{ cm}) \end{array} \right\} \Rightarrow St \leq 16,20 \text{ cm} \Rightarrow St = 15 \text{ cm}$$

D'après le RPA 99 (version 2003):

$$\text{En zone nodale: } St \leq \min(10 \Phi_t; 15 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq \min(10 \times 1,0; 15 \text{ cm}) = 10 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow St = 10 \text{ cm}$$

$$\text{En zone courante: } (St \leq 15 \Phi_t) \Rightarrow (St \leq (15 \times 1,0)) \Rightarrow (St \leq 15 \text{ cm}) \Rightarrow (St = 15 \text{ cm})$$

Section des armatures transversales: (B.A.E.L 91 m 99 DTU page: 91)

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot St} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u (h/2) - 0,3 k \cdot f_{ij}^*}{0,9 (\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots \dots \dots (*)$$

$K = 1$ (fissuration non préjudiciable)

$$f_{ij}^* = \min(2,1; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$$f_e = 235 \text{ Mpa}; \gamma_s = 1,15$$

$$\text{D'où: } \tau_u (h/2) = \frac{T_u (h/2)}{b_0 \cdot d}$$

On calcule la valeur de l'effort tranchant $T_u(h/2)$ par la méthode des triangles semblables

$$\frac{T_{\max}}{X} = \frac{T_u(h/2)}{X - (h/2)} \Rightarrow T_u(h/2) = \frac{T_{\max} \cdot [X - (h/2)]}{X}$$

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \cdot L}$$

$$X = 2,03m$$

$$h/2 = 0,20/2 = 0,10m$$

$$X - (h/2) = 2,03 - 0,10 = 1,93m$$

$$\text{Donc: } T_u(h/2) = 13,72 \times 1,93/2,03 = 13,04 \text{ KN}$$

$$\mathbf{T_u(h/2) = 13,04 \text{ KN}}$$

$$\text{D'où : } \tau_u(h/2) = (13,04 \cdot 10^3)/(120 \cdot 180) = 0,60 \text{ MPa}$$

$$\mathbf{\tau_u(h/2) = 0,60 \text{ MPa}}$$

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{At}{s_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,60 - 0,3 \times 1 \times 2,1) \cdot 12}{0,9 \times 1 \times 235 / 1,15} = -0,0195 \text{ cm} \dots \dots (1)$$

Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{At \times fe}{b_0 \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u(h/2)}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\frac{At \times fe}{b \times s_t} \geq \max \left(\frac{0,60}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right) = 0,4 \text{ Mpa}$$

$$\left(\frac{At}{S_t} \right)_{\min} \geq \frac{0,4 \times b_0}{fe} = \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,012 \text{ cm} \dots \dots (2)$$

$$\text{on prend le max entre (1) et (2) } \Rightarrow \left(\frac{At}{S_t} \right) \geq 0,0195 \text{ cm} ,$$

$$\text{Pour } S_t = 15 \text{ cm} \Rightarrow At \geq 0,0195 \times 10 = 0,195 \text{ cm}^2$$

-Zone nodale :

$$St \leq \min (10\Phi_L ; 15\text{cm})$$

$$St \leq 10\text{cm}$$

-Zone courante:

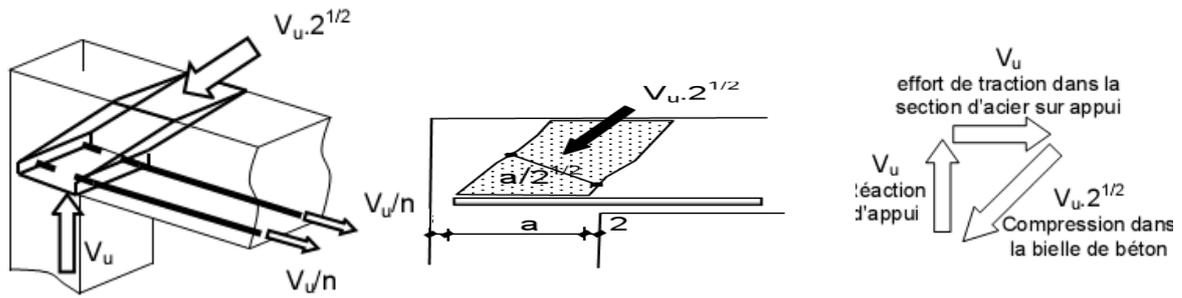
$$St \leq 15\text{cm}$$

$$St = 15 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte } \begin{cases} St = 10\text{cm} & \text{Zone nodale.} \\ St = 15\text{cm} & \text{Zone courante} \end{cases}$$

$$\text{On prend: } \mathbf{2\phi 8 = 1 \text{ cm}^2/\text{ml}} \text{ avec un espacement : } \mathbf{S_t = 10 \text{ cm}}$$

Justifications aux appuis (appui simple d'about) :



Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_u = 13,72 \text{ KN}$$

$$M_{\text{appui}} = 11,07 \text{ KN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{\text{appui}}}{z} = \frac{11,07}{0,9 \cdot 18 \cdot 10^{-2}} = 68,33 \text{ KN} > T_u = 13,72 \text{ KN}$$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

Compression de la bielle d'about :

La contrainte de compression dans la bielle est:

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases}$$

$$\text{D'où} \quad \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$

a : la longueur d'appuis de la bielle

$$\text{On doit avoir} \quad \bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45°

,on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b$$

$$\frac{2T}{a \cdot b_0} \leq \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T \gamma_b}{0,85 \cdot b_0 \cdot f_{c28}}$$

$$a \geq \frac{2 \cdot 13,72 \cdot 1,5}{0,85 \cdot 12 \cdot 25 \cdot 10} = 0,001 \text{ cm}$$

$$a = \min(a' ; 0,9 d)$$

a' : largeur d'appui

$$a' = c - c' - 2 \text{ cm}$$

$c' = 2\text{cm}$ (enrobage)

c : la largeur de l'appui (poteau) = 30cm

$a' = 30 - 2 - 2 = 26\text{cm}$

$a = \min(26\text{cm}; 16,2\text{cm}) = 16,20 > 2,00\text{cm}$condition vérifiée.

Entraînement des armatures :

Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{u,ser} = T/0,9d.\mu.n \leq \bar{\tau}_{u,ser} = \psi_s . f_{t28}$$

ψ_s : coefficient de cisaillement $\psi_s = 1,5$ pour H.A

T: effort tranchant max T=13,72 KN

n : nombre d'armatures longitudinales tendues n = 5

μ : périmètre d'armature tendue $\mu = \pi \phi = 3,14 \times 1,0 = 3,14 \text{ cm}$

$$\tau_{u,ser} = 13,72 \times 10^3 / 0,9 \times 18 \times 3,14 \times 3 \times 10^2 = 0,89 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_{u,ser} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$\tau_{u,ser} = 0,89 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{u,ser} = 3,15 \text{ Mpa}$condition vérifiée

Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit " L_s " est la longueur que ne doit avoir une barre droite de diamètre ϕ pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_{ser} .

La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante est égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \psi_s^2 . f_{t28} = 0,6 (1,5)^2 . 2,1 = 2,84 \text{ MPa.}$$

La longueur de scellement droit $L_s = \phi f_c / 4\tau_s$.

ϕ : Diamètre d'une barre égale 10 mm = 1,0cm

$$L_s = 1,0 \times 400 / 4 \times 2,84 = 35,27\text{cm.}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre $b = 30\text{cm}$

Donc nous sommes obligés de prévoir des ancrages courbes de telle sorte que

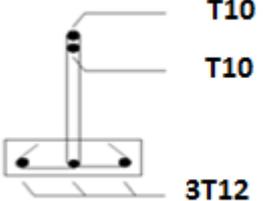
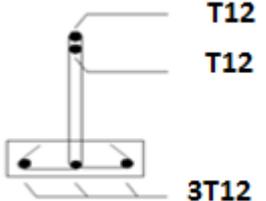
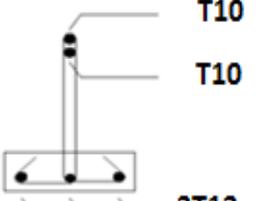
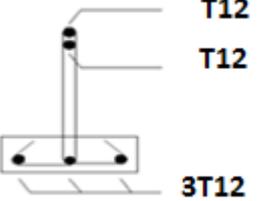
$$r = 5,5 \phi = 5,5 \times 1,0 = 5,5 \text{ cm.}$$

Vérification de la flèche :

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{300} = 0,067 > 0,044 \right) \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \\ \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15.M_{0ser}} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{300} = 0,067 > \frac{6,05}{15 \times 11,15} = 0,036 \right) \dots\dots \text{condition vérifiée} \\ \left(\frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{3,6}{f_e} \right) \Rightarrow \left(\frac{3,39}{12 \times 18} = 0,01 \leq \frac{3,6}{400} = 0,01 \right) \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Tableau IV .4 Résumé le ferrailage des poutrelles

Plancher Terrasse		
	rives	intermediaire
	En appuis et En travée	
Planchers Etages Sous Sol, jusqu'au 4 ^{eme} étages		
	rives	intermediaire
	En appuis et En travée	

IV-5-Calcul du ferrailage de la dalle de compression :

Ce calcul est valable pour tous les planchers à corps creux de la construction, la dalle doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage de barres en treillis soudés, les dimensions de la maille ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5 par mètre) pour les armatures perpendiculaire aux poutrelles :
- 33 cm (3 par mètre) pour les armatures parallèle aux poutrelles

-A_⊥ ≥ 200/fe (cm²/ml) si L ≤ 50cm

-A_⊥ ≥ 4l/fe (cm²/ml) si 50cm ≤ L ≤ 80cm

Avec L : l'écartement entre axe des nervures

- section minimale des armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} \geq A_{\perp} / 2 \quad ; \quad L = 0,65 \text{ m} \quad ; \quad Fe = 215 \text{ MPa}$$

$$50 \text{ cm} \leq L = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_{\perp} \geq 4 \times 65 / 215 = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend $A_{\perp} = 5 \phi 8 = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$A_{//} \geq 2,51 / 2 = 1,26 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{on prend } A_{//} = 5 \phi 8 = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc le quadrillage qu'on prendra est de section $5 \phi 8$

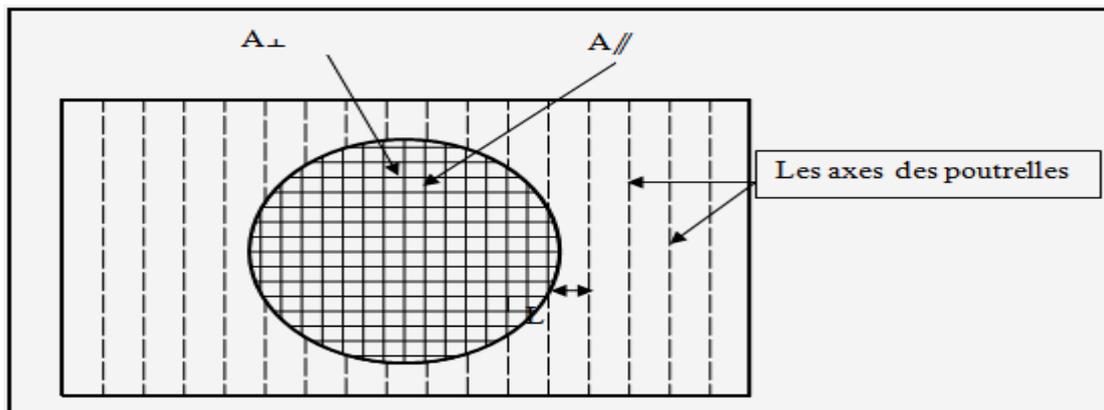
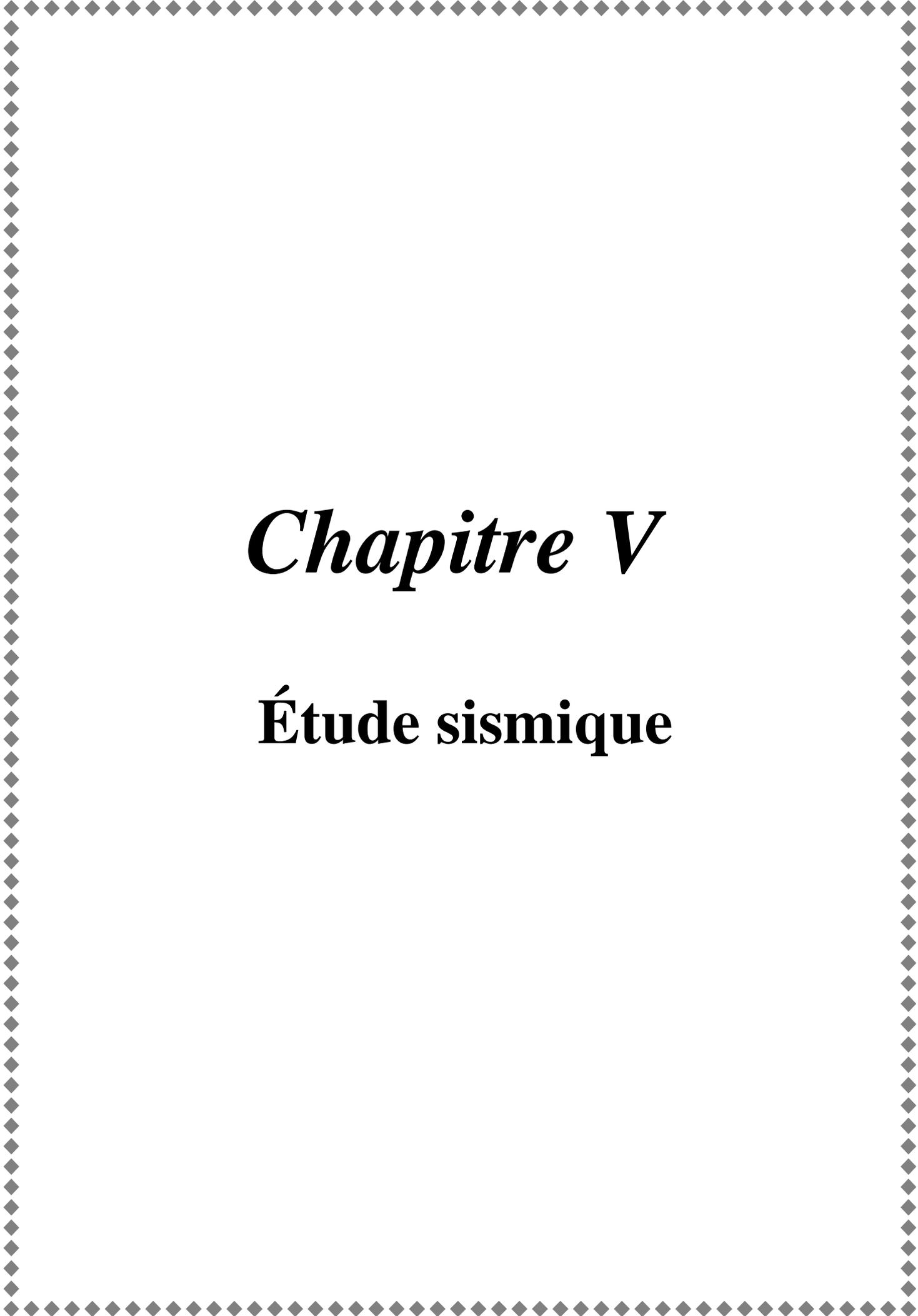


Figure IV.11: Ferrailage de la dalle de compression



Chapitre V

Étude sismique

V.1 Introduction :

Un séisme ou un tremblement de terre se traduit en surface par des vibrations du sol. Il provient de la fracturation des roches en profondeur. Cette fracturation est due à une grande accumulation d'énergie qui se libère, en créant ou en faisant rejouer des failles, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint.

La croûte terrestre est constituée de plusieurs grandes plaques qui évoluent les unes par rapport aux autres : certaines s'écartent, d'autres convergent, et d'autres coulissent. Environ 90% des séismes sont localisés au voisinage des limites de ces plaques.

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

V.2 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 accélérogrammes.

V.2.1 Méthode statique équivalente :

V.2.1.1 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.2.1.2 Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a. Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation (chapitre III, paragraphe 3.5) avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II a et à 30m en zones II b et III.
- b. Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I :

- tous groupes.

Zone II a :

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

Zone II b et III :

- groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08 m.

V.2.2 Les Méthodes Dynamiques :**V.2.2.1 La méthode d'analyse modale spectrale :**

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

V.2.2.2 La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

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

Notre structure ne répond pas aux conditions exigées par le RPA99/version2003 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente, donc le calcul dynamique sera fait par **la méthode d'analyse modale spectrale**.

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, on est confronté à un problème physique, possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini, qui doit être remplacé par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement). Vu que le calcul est très laborieux, et étant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux, etc.) dans les

éléments structuraux qui prend énormément de temps sans compter le retard et l'abattement en cas d'erreur de calcul, pour cette raison et vu le développement technologique en matière d'informatique et des différents logiciels on a utilisé le logiciel de calcul « ETABS » pour la modélisation de notre structure.

V.4. Présentation du logiciel ETABS :

ETABS: (Extended Three Dimensional Analyses of Building Systems)

Est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments basée sur la méthode des éléments finis, offre les performances de technologies d'aujourd'hui, il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique ce dernier offre la possibilité 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.

De plus pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un certain avantage grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre des masses et des rigidités, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD, SAP2000*).

V.5. Utilisation de ce programme :

Le programme ETABS est un logiciel d'analyse statique et dynamique des structures Par la méthode des éléments finis, il offre les performances de technologie d'aujourd'hui, capacité de calcul et vitesse d'exécution. Cette étape consiste à construire un modèle équivalant au projet réel (conception géométrie et les liaisons entre les éléments de modèle).

Pour l'utilisation de ce programme on doit suivre les démarches suivantes : Il y a lieu de choisir une unité avant d'entamer une session ETABS, adoptant (kN.m)

-Menu file /new model:

-Edit Grid Data : nous permet de définir les grille à suivre prochainement

-Define/ matériel : permet de définir le matériau utilisé

- CONC (béton)

-STEEL (acier)

-OTHER (autre)

-Définir/Frame Section : permet de définir le type d'élément : poutre (Beam), poteaux (Column), plancher (Slabs), voile (Walle) et le matériel utilisé, la dimension des section, la disposition des armatures (enrobage nombre des barres)

-Defline/static load case : pour définir les cas des charge statique (G, Q.....)

G : Charge permanente ou morte → DEAD

Q : Surcharge d'exploitation ou vivante → LIVE

-Assign /joint /restreint : pour définir le nombre de degré de liberté de nœud maître (translation linéaire suivant X, Y et en rotation suivant Z

-Assign /joint /contraint : pour l'affectation d'un diaphragme rigide

-Assign/frame statique load /point and uniform: Permet d'appliquer les charges réparties ou concentré sur élément frame sélectionné

-Définir/LoadCombainaison: permet de définir les différentes combinaisons et leurs coefficients de pondération.

- E.L.U $1.35G + 1.5Q$
- E.L.S $G + Q$
- $0.8G + E$ $G + Q + E$ $G + Q + 1.2E$
- $0.8G - E$ $G + Q - E$ $G + Q - 1.2E$

-Réponse Spectrum Function : pour introduire la fonction de la réponse spectrale de la structure d'après un fichier texte.

- DefineResponse Spectrum Cases : pour la nomination de l'effort sismique, et la détermination de leur sens d'application l'amortissement, angle d'excitation et la portion d'excentricité

-Analyse /Set option : Pour pouvoir lancer le calcul des modes, il est essentiel de cocher l'option « Dynamic Analysis » pour spécifier le nombre des modes propres de vibration à calculer

-Analyse /Run : c'est la commande qui permet de lancer le calcul

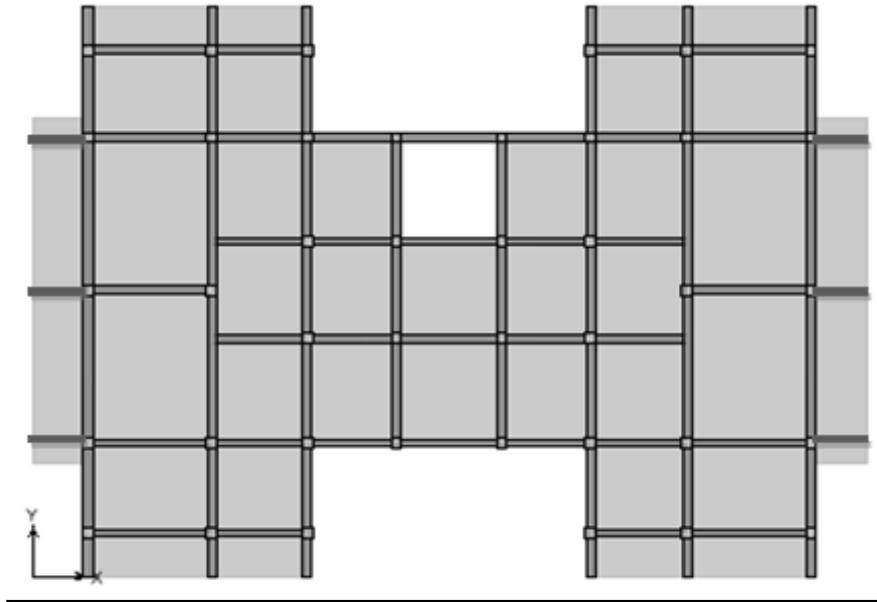


Figure V.1: Vue en plan de la structure.

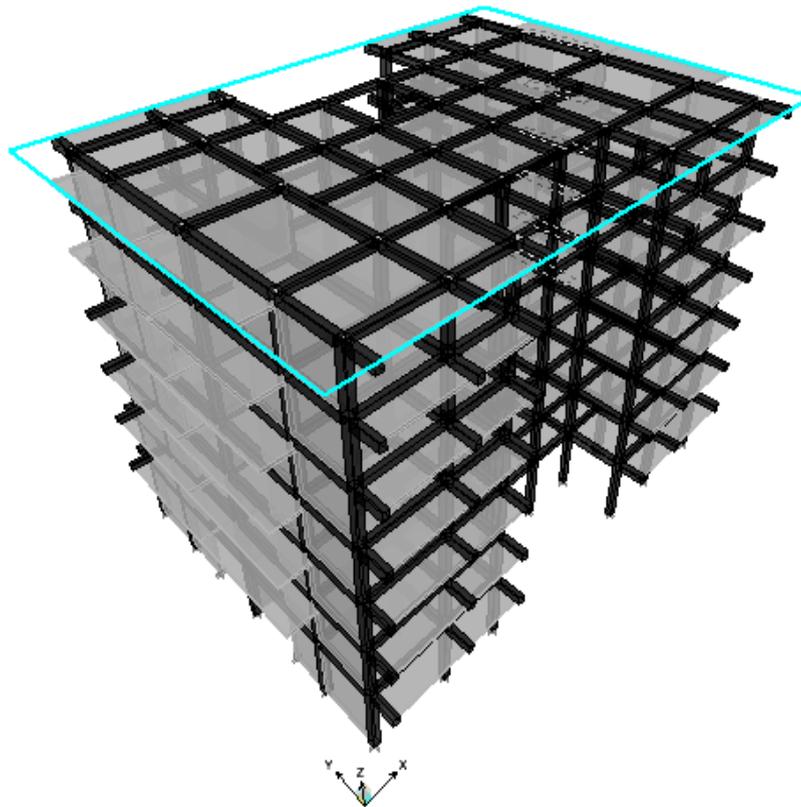


Figure V. 2: Vue en 3D de la structure.

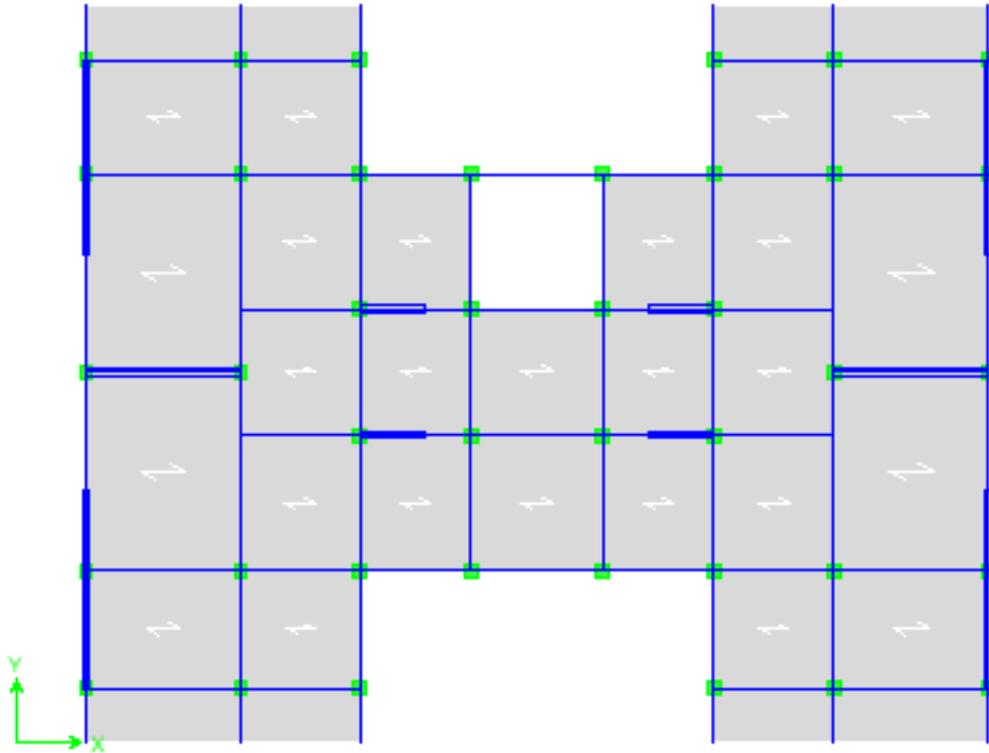


Figure V. 3:Disposition des voiles dans la structure

V.6. Evaluation des efforts sismiques :

Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse on utilise le programme « spectre » qui permet de donner les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant:

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3,0\text{sec} \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{si } T > 3,0\text{sec} \end{cases}$$

Avec: $\frac{\delta_a}{g}$: Spectre de Réponse de calcul.

A:Coefficient d'accélération de zone.

η :Facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0,7$$

ξ :Pourcentage d'amortissement critique

Q: Facteur de qualité.

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

-Sol meuble \Rightarrow site 3 donc $T_1 = 0,15$ sec et $T_2 = 0,5$ sec.(tableau4.7 RPA99)

D'après le R.P.A 99 (version 2003),(tableau4.1) on a :

-Zone sismique II } $\Rightarrow (A = 0,15)$
 -Groupe d'usage 2 }

$\xi = 7\%$ - { -Portique en béton armé.
 -Remplissage dense.

$$\eta = \sqrt{7/(2+7)} = 0,881 \geq 0,7$$

R : Coefficient de comportement de la structure.

-Portique auto stable avec remplissage en maçonnerie rigide $R = 5$.

-Pour avoir la valeur de P_q tout dépend des six critères de Q.

$$Q : \text{Facteur de qualité } (Q = 1 \pm \sum_1^6 P_q)$$

-**Critères** : donnée par le tableau 4.4 (RPA99)

1. Conditions minimales sur les files de contreventement \Rightarrow observée $P_q = 0$
2. Redondance en plan \Rightarrow observée $P_q = 0$
3. Régularité en plan \Rightarrow observée $P_q = 0$
4. Régularité en élévation \Rightarrow non observée $P_q = 0,05$
5. Contrôle de la qualité des matériaux \Rightarrow non observée $P_q = 0,05$
6. Contrôle de la qualité de l'exécution \Rightarrow non observée $P_q = 0,1$

$$Q = 1 + 0 + 0 + 0 + 0,05 + 0,05 + 0,1 = 1,2$$

Calcul de D :

C'est le facteur d'amplification dynamique moyen. Il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement η et de la période fondamentale de la structure T.

Plusieurs formules empiriques pour le calcul de la période fondamentale sont proposées par le RPA99 ver.03, nous choisirons la formule qui donne la plus petite valeur soit:

$$T = \min \begin{cases} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \\ T = C_T \times h_N^{3/4} \end{cases}$$

C_T : Coefficient, fonction de système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6

$C_T = 0,05$ (Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA)

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

$h_N = 22,53$ m

D'où : $T = 0,05 \times 22,53^{3/4} = 0,517$ sec

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

$$\Rightarrow \begin{cases} D_x = 27,94m \\ D_y = 19,75m \end{cases}$$

Pour ce type de contreventement, on peut également utiliser la formule :

$$T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}}$$

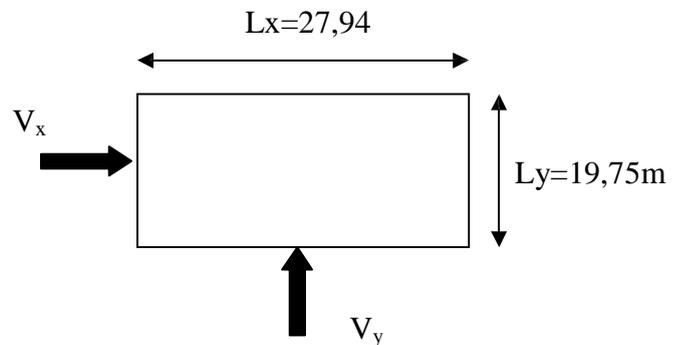
D : la dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

► **Sens longitudinal :**

$$T_x = 0,09 \frac{22,53}{\sqrt{27,94}} = 0,383 \text{ s}$$

► **Sens transversal :**

$$T_y = 0,09 \frac{22,53}{\sqrt{19,75}} = 0,456 \text{ sec}$$



- **Condition sur la période fondamentale :** [2] (page 36)

«retenir dans chaque directions considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par(4,6)-(4,7) »

$$\text{Donc : } T_{\text{empirique}} = \begin{cases} T_x = 0,383 \text{ s} \\ T_y = 0,456 \text{ s} \end{cases}$$

$$\Rightarrow T_2 \leq (T_x \text{ et } T_y) < 3s \Rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$D_x = 2,5(0,881) \left(\frac{0,5}{0,383} \right)^{2/3} = 2,630$$

$$D_y = 2,5(0,881) \left(\frac{0,5}{0,456} \right)^{2/3} = 2,341$$

V.7.Calcul des masses de la structure

La valeur w à prendre en compte est égale à la somme des poids w_i calculés à chaque niveau i de la structure

$$W = \sum w_i \text{ avec } w_i = G_i + \beta P_i$$

G_i : Poids du aux charges permanente et à celle des équipements fixés éventuelles solidaires de la structure.

P_i : Charge d'exploitation.

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

Pour notre projet $\beta = 0,2$

V-7-1. Détermination des poids (W_t) de la structure :

Poids total du bâtiment : $W = 36421,563 \text{ KN}$ (tirer du fichier résultat l'etabs)

V.8. Calcul des forces sismiques :

Ils sont distribués horizontalement verticalement sur les éléments proportionnels à leurs rigidités par l'introduction d'un spectre de réponse dans deux directions orthogonale (X et Y)

$$\text{sens longitudinale : } V_x = \frac{A \times D_x \times Q}{R} \times W$$

$$\text{sens transversale : } V_y = \frac{A \times D_y \times Q}{R} \times W$$

$$V_x = \frac{A.D.Q}{R} . W = \frac{0,15 \times 2,63 \times 1,2}{5} \times 36421,563 = 3448,39 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A.D.Q}{R} . W = \frac{0,15 \times 2,34 \times 1,2}{5} \times 36421,563 = 3068,15 \text{ KN}$$

V.8.1. Les vérifications :

-On vérifie que la période dynamique T_{dyn} ne doit pas être supérieure à la majoration de 30% de la période statique fondamentale T : $T_{dyn} < 30\%T_{sta}$

-On doit vérifier aussi que 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 de la force sismique déterminée par la méthode statique équivalente.

-Sens longitudinale : $V_{dx} > 80\%V_{st}$

-Sens transversal : $V_{dy} > 80\%V_{st}$

Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont comme suit:

Tableau V. 1 : Valeurs de V_{sta} et V_{dyn}

Période dynamique		$1,3T_{sta}$	$T_{dyn} < 1,3T_{sta}$	V_{sta} (kN)	V_{dyn} (kN)	$V_{dyn} > 0,8V_{sta}$	Vérification
x-x	0,580	0,592	0,58 < 0,592	$V_x = 3448,39$	$V_x = 3238,96$	$3238,96 > 2758,71$	vérifiée
y-y	0,420	0,497	0,42 < 0,497	$V_y = 3068,15$	$V_y = 3950,58$	$3950,58 > 2454,52$	vérifiée

V.8.2. Nombre de modes à considérer :

a) Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure
- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3 N$ et $T_k \leq 0.20$ sec

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_k la période du mode K .

Tableau V. 2 : Nombre de modes à considérer

structure	Avec voile		
	Mode	Période	SumUX
1	0,580359	72,9902	0
2	0,420855	72,9902	72,389
3	0,373116	72,9934	72,3899
4	0,133014	91,19	72,3899
5	0,093271	91,19	91,7999
6	0,080405	91,1904	91,8001
7	0,057609	96,5649	91,8001
8	0,041058	96,5649	97,181
9	0,035015	96,5652	97,181
10	0,034587	98,6183	97,181
11	0,02562	98,6183	99,0237
12	0,024498	99,5053	99,0237

On va voir qu'il faut seulement 8 modes pour mobiliser plus de 90% de la masse totale de la structure ($U_x \text{ et } U_y \geq 90\%$).

On constate aussi que dès le 8^{ème} mode nous avons déjà:

$$U_x = 96,5649\% ; \quad U_y = 97,1810\%$$

Ce que veut dire que 99,50% l'énergie induite à la structure à été déjà absorbée.

V.8.3. Calcul des coefficients de participation modale :

On doit vérifier que : $\sum \bar{\alpha}_i \geq 90\%$ avec :

$$\bar{\alpha}_i = \frac{(\sum_{k=1}^n W_k \Phi_{Ki})^2}{\sum_{k=1}^n W_k \Phi_{Ki}^2} \times \frac{1}{\sum_{k=1}^n W_k}$$

$$W = \sum W_k : \text{poids totale de la structure en KN}$$

Le logiciel ETABS peut déterminer directement les valeurs des coefficients de participation modale, les valeurs données sont :

**Tableau V. 3 Valeur de coefficient de participation modale de la structure
(Participation massique cumulée)**

Mode	Period	UX	UY	SumUX		SumUY
1	0,580359	72,9902	0	72,9902		0
2	0,420855	0	72,389	72,9902		72,389
3	0,373116	0,0033	0,0008	72,9934		72,3899
4	0,133014	18,1966	0	91,19		72,3899
5	0,093271	0	19,41	91,19		91,7999
6	0,080405	0,0005	0,0002	91,1904		91,8001
7	0,057609	5,3745	0	96,5649		91,8001
8	0,041058	0	5,3809	96,5649		97,181
9	0,035015	0,0003	0,0001	96,5652		97,181
10	0,034587	2,053	0	98,6183		97,181
11	0,02562	0	1,8427	98,6183		99,0237
12	0,024498	0,887	0	99,5053		99,0237

Vérification valeur de coef participation modale de structure	Sens longitudinal $\sum \alpha_x$	Sens transversal $\sum \alpha_y$	Vérification
$\sum \bar{\alpha}_i \geq 90\%$	<u>99,5053 > 90%</u>	<u>99,0237 > 90%</u>	C.V

V.8.4.Excentricité accidentelle :**V.8.5 Caractéristiques géométriques et massiques de la structure :****V.8. 6. Détermination des masses et centres de masse par étage :**

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur)

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : la masse de l'élément i

X_i, Y_i : coordonnées du CDG de l'élément i par rapport au repère global

NOTE :

En réalité le calcul manuel de la masse totale (par étage) ainsi que la position du centre de masse par étage ne sont pas nécessaires ; en effet, le l'etabs 9.7.4 calcul et affiche automatiquement les deux facteurs cités précédemment (la masse et le centre de masse du plancher sont calculés automatiquement et uniquement lorsque le plancher est modélisé par un diaphragme).

Les résultats donnés par l'etabs 9.7.4 sont regroupés dans le tableau

ci-dessous :

Tableau V 4: Excentricité accidentelle

Plancher	W étage (t)	Centre de masse		Centre de torsion		Excentricité	
		x_G	y_G	X_{CR}	Y_{CR}	e_x	e_y
Terrasse	461,6565	15,948	11,335	15,96	11,449	-0,012	-0,114
4	535,3256	15,95	11,343	15,966	11,449	-0,1000	-0,106
3	534,3176	15,95	11,343	15,961	11,449	-0,011	-0,106
2	534,3176	15,95	11,343	15,962	11,449	-0,012	-0,106
1	534,3176	15,95	11,343	15,962	11,449	-0,012	-0,106
RDC	507,9038	15,966	11,329	15,964	11,449	-0.002	-0,120
SOUS SOL	534,3176	15,95	11,343	15,963	11,449	-0.013	-0,106
Totale	3642,150						

V.8.7. Déplacement relatif admissible:

Sous l'action des forces horizontales, la structure subira des déformations horizontales. Pour éviter l'augmentation des contraintes dans les systèmes de contreventement, les déplacements doivent être calculés pour chaque élément de contreventement, L'article 5.10 du **RPA** exige à ce que les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1,0% de la hauteur d'étage.

L'une des vérifications préconisées par le RPA99/version2003, concerne les déplacements latéraux inter-étages, En effet, selon l'article 5,10 du RPA99/version2003, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta} \text{ et } \Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec:

$$\bar{\Delta} = 0,01h_e \quad \text{où} \quad h_e : \text{Hauteur de l'étage,}$$

$$\text{Avec : } \Delta_x^k = R\Delta_{ex}^k \quad \text{et} \quad \Delta_y^k = R\Delta_{ey}^k$$

$$\text{Où ; } \Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \text{ et } \Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

Δ_{ex}^k : Correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x (idem dans le sens y, Δ_{ey}^k),

Avec :

δ_{ey}^k : déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x (idem dans le sens y, δ_{ey}^k),

Les principaux résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.5: Déplacement relatif admissible suivant le sens X

Niveaux	Diaphragme	Ux	D =1 r-ad% .he.	Condition
Terrasse	D7	0,0116	0,0306	vérifiée
4	D6	0,0098	0,0306	vérifiée
3	D5	0,0078	0,0306	vérifiée
2	D4	0,0059	0,0306	vérifiée
1	D3	0,0039	0,0306	vérifiée
RDC	D2	0,0022	0,0306	vérifiée
SOUS SOL	D1	0,0008	0,0400	vérifiée

Tableau V. 6: Déplacement relatif admissible suivant le sens Y

Niveaux	Diaphragme	UY	D =1 r-ad% .he.	Condition
Terrasse	D7	0,0076	0,0306	vérifiée
4	D6	0,0063	0,0306	vérifiée
3	D5	0,005	0,0306	vérifiée
2	D4	0,0037	0,0306	vérifiée
1	D3	0,0025	0,0306	vérifiée
RDC	D2	0,0014	0,0306	vérifiée
SOUS SOL	D1	0,0005	0,0400	vérifiée

La stabilité de la structure est vérifiée.

Vérification de l'effet P-Delta :

Les effets du seconde ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

Avec :

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « K » ;

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau "K" ;

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

F_t : Force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} F_t = 0,07 \times T \times V & \text{si : } T > 0,7\text{sec} \\ F_t = 0 & \text{si : } T \leq 0,7\text{sec} \end{cases}$$

Dans notre structure ($F_t = 0$) puisque : $T = 0,38\text{Sec} \leq 0,7\text{Sec}$

T : La période fondamentale de la structure.

Les forces F_i sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$F_i = (V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i / \sum_{j=1}^n W_j \cdot h_j$$

Avec :

F_i : effort horizontal revenant au niveau i

h_i : niveau du plancher où s'exerce la force i

h_j : niveau d'un plancher quelconque .

$W_i ; W_j$: poids revenant au plancher i ; j

Δ_K : Déplacement relatif du niveau «K » par rapport au niveau « K-1 » ;

h_k : Hauteur de l'étage « K ».

Si : $\begin{cases} \theta_k \leq 0,1 \Rightarrow \text{Effet P - } \Delta \text{ peut être négligé.} \\ 0,1 < \theta_k \leq 0,2 \text{ Amplifier les effets de } \frac{1}{(1-\theta_k)}. \\ \theta_k > 0,2 \Rightarrow \text{Structure instable et doit être redimensionnée.} \end{cases}$

Tableau V. 7: Vérification à l'effet P-Δ.

niveau	hauteur	W _i	P _k	Sens x			Sens y		
				Δ _k	V _k	θ	Δ _k	V _k	θ
SOUS SOL	4,00	5343,176	5343,176	0,0008	756,32	0,001	0,0185	908,82	0,027
RDC	7,23	5079,038	10422,214	0,0022	1337,43	0,002	0,0185	1636,21	0,016
1	10,29	5343,176	15765,390	0,0039	1770,4	0,003	0,0185	2173,58	0,001
2	13,35	5343,176	21108,566	0,0059	2113,08	0,001	0,0185	2591,71	0,011
3	16,41	5343,176	26451,741	0,0078	2382,9	0,005	0,0195	2919,16	0,010
4	19,47	5353,256	31804,997	0,0098	2584,22	0,006	0,017	3158,12	0,008
Terasse	22,53	4616,565	36421,562	0,0116	2699,13	0,005	0,019	3292,15	0,009

• **Remarque:**

D'après les résultats obtenus ($\theta < 0,10$) dans les deux sens. Les effets du deuxième ordre peuvent être négligés pour notre cas. Après ces résultats obtenus dans notre étude dynamique et sismique on peut dire que la structure peut résister aux chocs extérieurs tels que le séisme. Pour cela, nous allons continuer les calculs avec les efforts développés et qui sont déduits du logiciel de modélisation ETABS V 9.7.4.

V.8.8. Vérification au renversement :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent Au poids du remblai.

- Méthode de calcul :

$$\sum W_k \cdot b_i \geq \sum F_k \cdot h_k$$

Avec :

W_k : Le poids calculé à chaque niveau (k) $W_k = W_{kg} + 0.2W_{kq}$

W_{kg} : Poids dû aux charges permanentes.

W_{kq} : Poids dû aux charges d'exploitation.

b_i : Centre de gravité de la structure

F_k : la somme des forces sismiques à chaque étage k.

h_k : La hauteur de l'étage k.

On a :

$$V_x = 32338,96 \text{ KN}$$

$$V_y = 3950,58 \text{ KN}$$

Tableau V 8: Vérification au Renversement (x-x)

Niveau	Fk (kn)	Hk (m)	Wk (Kn)	bi (m)
s/sol	143,83	4,00	5343,176	15.95
rdc	247,12	7,23	5079,038	15.966
1	370,01	10,29	5343,176	15.95
2	486,51	13.53	5343,176	15.95
3	590,07	16.41	5343,176	15.95
4	701,42	19,47	5343,176	15.95
5	699,97	22,53	4616,565	15.948

$$\sum Wk.bi = 580996 \text{ kn.m}$$

$$\sum Fk.hk = 51862,31 \text{ kn.m}$$

$$\Rightarrow \sum Wk.bi \geq \sum Fk.hk \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Tableau V 9 : Vérification au Renversement (y-y)

Niveau	Fk (kn)	Hk (m)	Wk (Kn)	bi (m)
s/sol	175,43	4,00	5343,176	11,34
rdc	301,42	7,23	5079,038	11,32
1	451,30	10,29	5343,176	11,34
2	593,40	13.53	5343,176	11,34
3	719,71	16.41	5343,176	11,34
4	855,53	19,47	5343,176	11,34
5	853,75	22,53	4616,565	11,335

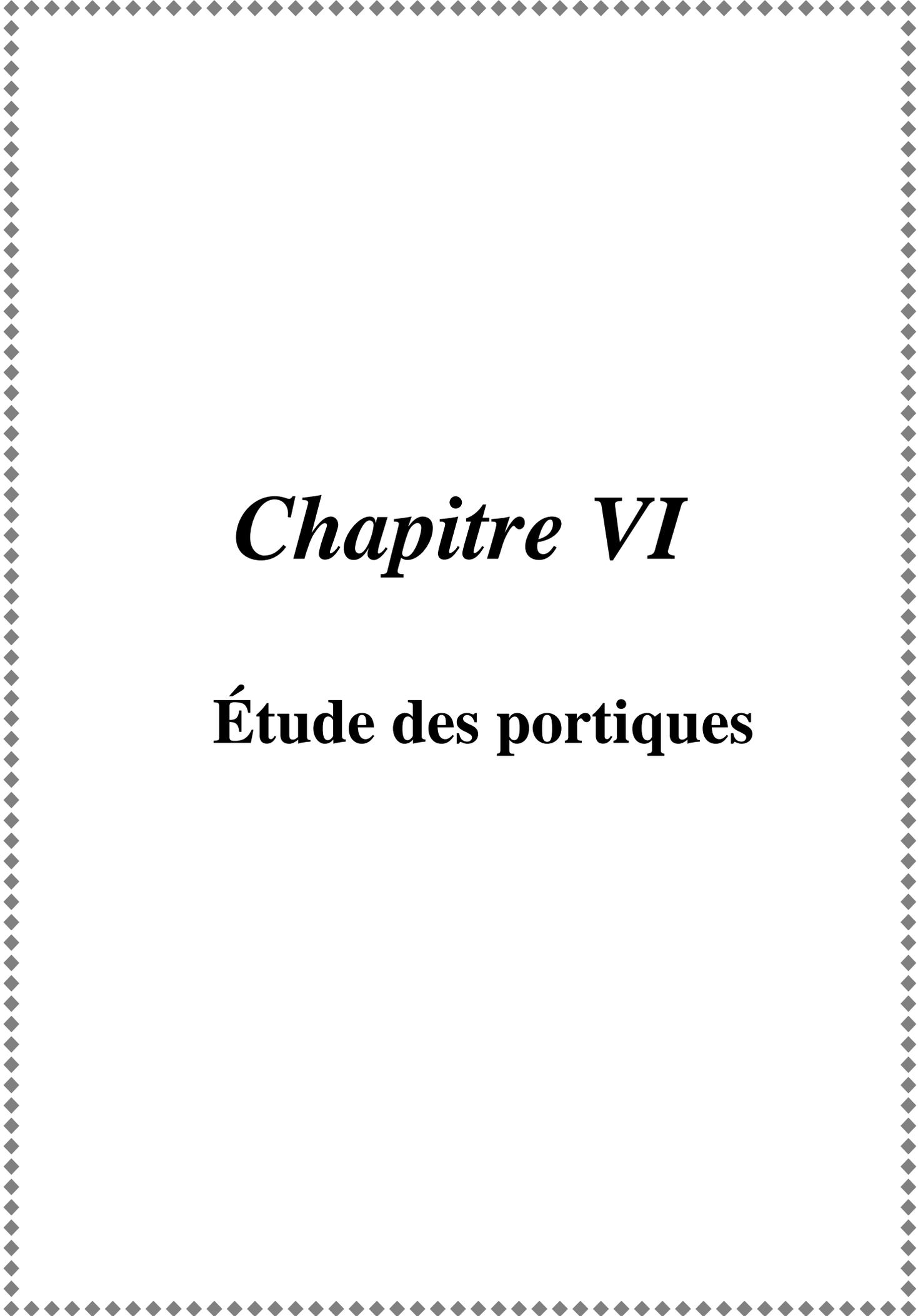
$$\sum Wk.bi = 412895,9 \text{ kn.m}$$

$$\sum Fk.hk = 63256,78 \text{ kn.m}$$

$$\rightarrow \sum Wk.bi \geq \sum Fk.hk \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

V.9.Conclusion :

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le RPA99/2003, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux



Chapitre VI

Étude des portiques

VI-1-Ferrailage des portiques:

VI-1-1-Les poutres :

a- Méthode de calcul :

En général, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion, un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible donc on fait le calcul en flexion simple.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{er} et du 2^{ème} genre

- Sollicitation du 1^{er} genre : $S_{p1}=1,35G+1,5Q \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp1}

- Sollicitation du 2^{ème} genre : $\begin{cases} S_{p2}=0,8G \pm E. \\ SP_2=G+Q \pm E. \end{cases} \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp2}

➤ Si $M_{sp1}/M_{sp2} < 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p1}

➤ Si $M_{sp1}/M_{sp2} > 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p2} .

Dans le calcul relatif au « ELU » on introduit des coefficients de sécurités (γ_s, γ_b)

Pour une situation accidentelle : $\begin{cases} \gamma_s=1 \Rightarrow \sigma_s=400 \text{ Mpa.} \\ \gamma_b=1,15 \Rightarrow \sigma_b=18,48 \text{ Mpa} \end{cases}$

Pour une situation courante : $\begin{cases} \gamma_s=1,15 \Rightarrow \sigma_s=348 \text{ Mpa.} \\ \gamma_b=1,5 \Rightarrow \sigma_b=14,17 \text{ Mpa} \end{cases}$

b- Armatures longitudinales :

Selon le R.P.A 99 (version 2003),(art 7.5.2.1P.63) on a :

- Section d'armature minimale : $A_{min}=0,7\%$ (bxh) (sur toute la section)

- Section d'armature maximale : $A_{max1}=4\%$ (bxh) (Zone courante)

$A_{max2}=6\%$ (bxh) (Zone de recouvrement)

Les valeurs des moments max en appuis et en travées ainsi l'effort tranchant du 1^{er} et 2^{ème} genre sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau VI.1: Moments max des poutres

	Type de poutre	Position	Moments max (KN.m)		Rapport	Moments de	T max (KN)
			M1	M2	M1/M2	calcul (KN.m)	
De rive	Poutre principale	Appuis	45,79	58,641	0,78	45,79	75,11
		Travées	17,77	18,318	0,97	17,77	
	Poutre secondaire	Appuis	65,16	47,10	1,38	47,10	36,21
		Travées	17,98	30,737	0,58	17,98	
intermédiaires	Poutre principale	Appuis	137,88	133,507	1,03	137,88	135,39
		Travées	69,69	72,94	0,95	69,69	
	Poutre secondaire	Appuis	65,16	95,51	1,38	47,10	122,32
		Travées	32,11	51,79	0,58	17,98	

C- Poutres principales (35x45) cm² :

Armatures longitudinales :

Calculons d'abord les sections min. et max. des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

$$A_{\min} = 0,5\% (b \times h) = 0,5 \times 35 \times 45 / 100 = \mathbf{7,87 \text{ cm}^2} \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{\max 1} = 4\% (b \times h) = 4 \times 35 \times 45 / 100 = \mathbf{63 \text{ cm}^2} \text{ (zone courante)}$$

$$A_{\max 2} = 6\% (b \times h) = 6 \times 35 \times 45 / 100 = \mathbf{94,5 \text{ cm}^2} \text{ (zone de recouvrement)}$$

➤ En travée :

$$(Sp_1) \Rightarrow M_{t_{sp1}} = 17,77 \text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow M_{t_{sp2}} = 18,31 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{t_{sp1}}}{M_{t_{sp2}}} = 0,97 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous (Sp}_1\text{)}$$

Données :

- Largeur de la poutre $b = 35 \text{ cm}$.
- Hauteur de la section $h_t = 45 \text{ cm}$.
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0,9 \times h_t = 40,5 \text{ cm}$
- Fissuration non préjudiciable
- $f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$
- $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc}.d^2.b} = \frac{17,77.10^3}{35.(40,5)^2.14,17} = 0,022 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,988$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 348MPa$$

$$A_s = \frac{Mt}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{17,77.10^3}{0,988.40,5.348} = 1,27cm^2/ml$$

➤ **En appuis :**

$$(Sp_1) \Rightarrow Ma_{sp1} = 45,79 \text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Ma_{sp2} = 58,64 \text{ KN.m}$$

$$\frac{Ma_{sp1}}{Ma_{sp2}} = 0,78 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous (Sp}_1\text{)}$$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc}.d^2.b} = \frac{45,79.10^3}{35.(40,5)^2.14,17} = 0,056 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,9712$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 348MPa$$

$$A_s = \frac{Ma}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{45,79.10^3}{0,9712.40,5.348} = 3,35 \text{ cm}^2/ml$$

d- Poutres secondaires (30x35) cm² :

Armature longitudinale :

$$A_{\min} = 0,5\% b \times h_t = 0,5 \times 30 \times 35 / 100 = \mathbf{5,25 \text{ cm}^2} \quad (\text{sur toute la section})$$

$$A_{\max 1} = 4\% b \times h_t = 4 \times 30 \times 35 / 100 = \mathbf{42 \text{ cm}^2} \quad (\text{zone courante})$$

$$A_{\max 2} = 6\% b \times h_t = 6 \times 30 \times 35 / 100 = \mathbf{63 \text{ cm}^2} \quad (\text{zone de recouvrement})$$

➤ **En travée :**

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1} = 17,98 \text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2} = 30,73 \text{ KN.m}$$

$$\frac{Mt_{sp1}}{Mt_{sp2}} = 0,58 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous (Sp}_1\text{)}$$

Données :

- Largeur de la poutre $b = 30\text{cm}$.
- Hauteur de la section $h_t = 35\text{cm}$.

- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0.9 \times h_t = 31,50 \text{ cm}$
- Fissuration non préjudiciable
- $F_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$
- $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{17,98 \cdot 10^3}{30 \cdot (31,50)^2 \cdot 14,17} = 0,042 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,9785$$

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

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{17,98 \cdot 10^3}{0,9785 \cdot 31,50 \cdot 348} = 1,67 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ **En appuis :**

➤ (Sp₁) ⇒ $M_{t_{sp1}} = 65,16 \text{ KN.m}$

➤ (Sp₂) ⇒ $M_{t_{sp2}} = 47,10 \text{ KN.m}$

➤ $\frac{M_{t_{sp1}}}{M_{t_{sp2}}} = 1,38 > 1,15$ donc le calcul se fait sous (Sp₂)

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{47,10 \cdot 10^3}{30 \cdot (31,50)^2 \cdot 14,17} = 0,11 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,9416$$

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

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{47,10 \cdot 10^3}{0,9416 \cdot 31,50 \cdot 348} = 4,56 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Les tableaux représentés ci-après regroupent l'ensemble des résultants des sollicitations de calcul (Moments de calcul), les sections d'armatures correspondantes et les sections de ferrailage adoptées pour l'ensemble de toutes les niveaux poutres de rives et intermédiaires.

Tableau VI.2 : Récapitulation du ferrailage des poutres principales de rives et intermédiaires

	Position	Moments de calcul (KN.m)	As (calculé)	As (min)	Choix	As
Rives	Appuis	45,79	3,35	7,87	3T14	4,62
	Travées	17,77	1,27		3T12	3,39
inter	Appuis	137,88	10,67	7,87	4T16 fil + 4T12 chapeau	12,56
	Travées	69,69	5,12		4T14	6,15

Tableau VI. 3: Récapitulation du ferrailage des poutres secondaires de rives et intermédiaires

	Position	Moments de calcul (KN.m)	As (calculé)	As (min)	Choix	As
Rives	Appuis	47,10	4,56	5,25	3T14	4,62
	Travées	17,98	1,67		3T12	3,39
inter	Appuis	65,16	6,64	5,25	3T14 fil + 3T12	8.01
	Travées	32,11	3,11		3T14	4,62

e-Vérifications:

e-1- Poutres principales (35x45) cm² :

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23b_x d_x f_{t28} / f_e = 0,23 \times 35 \times 40,50 \times 2,1 / 400 = 1,71 \text{ cm}^2.$$

$$A_{adoptée} > A_{min} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T / (b \times d) = 75,11 \times 10^3 / (350 \times 405) = 0,52 \text{ Mpa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa.} \end{array} \right.$$

$$\tau_u = 0,52 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas un risque de cisaillement (les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre).

Calcul des armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_l)$$

$$\Phi_t \leq \min (12,85 ; 35 ; 16)$$

$$\text{On adopte : } \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

Espacement: Selon le RPA 99 version 2003

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min (0,9d ; 40\text{cm}) \\ St \leq \min (40,5 ; 40\text{cm}) \Rightarrow St=30\text{cm} \end{array} \right.$$

$$\text{Zone nodale : } St \leq \min (h/4 ; 12\Phi_l ; 30\text{cm})$$

$$St \leq \min (11,25 ; 19,2 ; 30\text{cm}) \Rightarrow St=10\text{cm}$$

$$\text{Zone courante: } St \leq h/2$$

$$St \leq 22,5\text{cm} \Rightarrow St=15\text{cm}$$

Section des armatures transversales :

$$\frac{At}{b \cdot s_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3k \cdot f_{ij}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots\dots\dots (*)$$

k=1 (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

$$f_{ij}^* = \min (2,1 ; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$(\alpha=90^\circ) \Rightarrow (\sin \alpha + \cos \alpha) = 1$$

$$f_e = 235 \text{ Mpa} ; \gamma_s = 1,15$$

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{At}{s_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,52 - 0,3 \cdot 1 \cdot 2,1) \cdot 30}{0,9 \cdot 1 \cdot \frac{235}{1,15}} = 0,017 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{At \times f_e}{b \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\frac{At \times f_e}{b \times s_t} \geq \max (0,26; 0,4 \text{ Mpa}) = 0,4 \text{ Mpa}$$

$$\left(\frac{At}{S_t} \right)_{min} \geq \frac{0,43 \times b}{f_e} = \frac{0,40 \times 35}{235} = 0,059 \text{ cm} \dots\dots\dots (2)$$

De (1) et (2) : $\left(\frac{At}{S_t} \right) \geq 0,059 \text{ cm}$, on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

$$D'où \quad At \geq 0,893 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 6\phi 8 = 3,02 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_{max} = 75,11 \text{ KN} \quad M_{app} = 45,79 \text{ KN.m}$$

$$\delta_u = M_{app} / Z = 45,79 / 0,9 \times 45 \times 10^{-2} = 113,06 \text{ KN} > 75,11 \text{ KN}$$

Les armatures longitudinales ne sont pas soumises à un effort de traction.

- Compression de la bielle d'about :

La contrainte de compression dans la bielle est :

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_b &= F_b / S & \left\{ \begin{array}{l} F_b = T\sqrt{2} \text{ (l'état d'équilibre)} \\ S = a \times b / \sqrt{2} \end{array} \right. \\ d'où: \bar{\sigma}_b &= 2T / ab \end{aligned}$$

a : Longueur d'appuis de la bielle

On doit avoir $\bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$, mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45° donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8f_{c28} / \gamma_b$$

$$2T/ab \leq 0,8f_{c28} / \gamma_b \quad \Rightarrow \quad a \geq 2T \gamma_b / 0,8bf_{c28}$$

$$a \geq 2 \times 75,11 \times 1,5 / (0,8 \times 35 \times 25 \times 10) = 0,032 \text{ m} = 3,20 \text{ cm}$$

$$a' = b - 5 = 35 - 5 = 30 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) = 30 \text{ cm}$$

$a = 30 \text{ cm} > 3,20 \text{ cm}$condition vérifiée

Entraînement des armatures :

Vérification des contraintes d'adhérence :

$$\tau_{u_{ser}} = T / 0,9d \cdot \mu \cdot n \leq \bar{\tau}_{u_{ser}} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

ψ_s : coefficient de scellement $\psi_s = 1,5$ pour H.A

T : Effort tranchant max $T = 75,11 \text{ KN}$

n : Nombre des armatures longitudinaux tendus $n = 6$

μ : Périmètre d'armature tendue $\mu = \pi \phi = 3,14 \times 1,6 = 5,024 \text{ cm}$

$$\tau_{u_{ser}} = 75,11 \times 10^3 / 0,9 \times 40,05 \times 5,024 \times 6 \times 10^2 = 0,68 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_{u_{ser}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$\tau_{u_{ser}} = 0,68 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{u_{ser}} = 3,15 \text{ Mpa}$condition vérifiée

Ancrage des armatures tendues :

$$\tau_s = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 0,6 (1,5)^2 2,1 = 2,84 \text{ Mpa}$$

La longueur de scellement droit $l_s = \Phi \cdot f_e / 4 \cdot \tau_s$

Avec : Φ : diamètre d'une barre.

$$L_s = 1,6 \times 400 / (4 \times 2,84) = 56,44 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur d'appuis « selon les dimensions des poteaux », donc il faut courber les barres avec un rayon : $r = 5,5 \Phi = 5,5 \times 1,6 = 7,7 \text{ cm}$

Calcul des crochets :

Crochets courants angle de 90°

$$L_2 = d - (c + \phi / 2 + r) ; \quad \text{Profondeur utile } d = 3 \text{ cm.}$$

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$$

$$\phi_L = 1,2 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 12,7 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 26,66 \text{ cm}$$

$$\phi_L = 1,4\text{cm} \quad ; \quad L_2 = 11,7\text{cm} \quad ; \quad L_1 = 26,13\text{ cm}$$

$$\phi_L = 1,6\text{cm} \quad ; \quad L_2 = 10,7\text{cm} \quad ; \quad L_1 = 25,59\text{cm}$$

La longueur de recouvrement :

Selon le R.P.A 99 (version 2003), la longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.

$$\Phi = 1,2\text{ cm} \rightarrow l = 48\text{ cm}$$

$$\Phi = 1,4\text{ cm} \rightarrow l = 56\text{ cm}$$

$$\Phi = 1,6\text{ cm} \rightarrow l = 64\text{ cm}$$

Vérification des contraintes (ELS) :

$$M_{\text{ser}} = 12,99\text{ KN.m}$$

$$A_s = 3,39\text{cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$by^2/2 - n.A(d-y) = 0$$

$$\Rightarrow 17,5y^2 + 50,85y - 2059,42 = 0 \Rightarrow y = 9,49\text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = by^3/3 + n.A(d-y)^2 = 58863,83\text{ cm}^4$$

Contrainte maximale dans le béton comprimée σ_{bc} :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = K.y = \frac{M_{\text{ser}}}{I_g} \times y = \frac{12,99 \times 10^3}{58863,83} \times 9,49 = 2,09\text{ Mpa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{bc} = 2,09 < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{ Mpa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

Vérification de la flèche :

$$M_{\text{tsmax}} = 12,99\text{KN.m}, \quad M_0 = (G+Q) l^2/8 = 11,72\text{ KN.m} \quad (\text{à l'ELS})$$

$$A_s = 3,39\text{cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h/L > 1/16 \Rightarrow 0,12 > 0,06 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée} \\ h/L > M_t/10M_0 \Rightarrow 0,12 > 0,11 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée} \\ A_s/b.d < 4,2/f_e \Rightarrow 0,002 < 0,0105 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

e-2- Poutres secondaires (30x35) cm² :

Condition de non fragilité :

$$A_{\text{min}} = 0,23b_x d_x f_{t28}/f_e = 0,23 \times 30 \times 31,50 \times 2,1/400 = 1,14\text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{adoptée}} > A_{\text{min}} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T/(b \times d) = 36,21 \times 10^3 / (300 \times 315) = 0,38 \text{ Mpa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa.} \\ \tau_u = 0,38 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Il n'y a pas un risque de cisaillement (les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre).

Calcul des armatures transversales :**Diamètre des armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_l)$$

$$\Phi_t \leq \min (10 ; 30 ; 14)$$

On adopte : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

Espacement :

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) \\ St \leq \min (31,5 ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow St = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\text{Zone nodale : } St \leq \min (h/4 ; 12\Phi_l ; 30 \text{ cm})$$

$$St \leq \min (8,75 ; 16,8 ; 30 \text{ cm})$$

$$\Rightarrow St = 5 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } St \leq h/2$$

$$St \leq 17,5 \text{ cm}$$

$$St = 15 \text{ cm}$$

Section des armatures transversales :

$$\frac{At}{b \cdot s_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3k \cdot f_{ij}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots \dots \dots (*)$$

$k=1$ (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

$$f_{ij}^* = \min (2,1 ; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$(\alpha=90^\circ) \Rightarrow (\sin \alpha + \cos \alpha) = 1$$

$$F_e = 235 \text{ Mpa} ; \gamma_s = 1,15$$

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{At}{s_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,38 - 0,3 \cdot 1 \cdot 2,1) \cdot 30}{0,9 \cdot 1 \cdot \frac{235}{1,15}} = 0,040 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{At \times f_e}{b \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\frac{At \times fe}{b \times s_t} \geq \max (0,19; 0,4 \text{ Mpa}) = 0,4 \text{ Mpa}$$

$$\left(\frac{At}{S_t} \right)_{\min} \geq \frac{0,4 \times b}{fe} = \frac{0,4 \times 30}{235} = 0,051 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

De (1) et (2) : $\left(\frac{At}{S_t} \right) \geq 0,051 \text{ cm}$, on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

$$D'où \quad At \geq 0,77 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_{\max} = 36,21 \text{ KN} \quad M_{\text{app}} = 17,98 \text{ KN.m}$$

$$\delta_u = M_{\text{app}} / Z = 17,98 / 0,9 \times 31,50 \times 10^{-2} = 63,42 \text{ KN} > 36,21 \text{ KN}$$

Les armatures longitudinales ne sont pas soumises à un effort de traction.

-Compression de la bielle d'about :

La contrainte de compression dans la biellette est :

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_b &= Fb/S & \left\{ \begin{array}{l} Fb = T\sqrt{2} \text{ (l'état d'équilibre)} \\ S = a \times b/\sqrt{2} \end{array} \right. \\ \text{d'ou: } \bar{\sigma}_b &= 2T/ab \end{aligned}$$

a : Longueur d'appuis de la biellette

On doit avoir $\bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$, mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la biellette est légèrement différentes de 45° on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b$$

$$2T/ab \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b \quad \Rightarrow \quad a \geq 2T \gamma_b / 0,8 b f_{c28}$$

$$a \geq 2 \times 36,21 \times 1,5 / (0,8 \times 30 \times 25 \times 10) = 0,018 \text{ m} = 1,8 \text{ cm}$$

$$a' = b - 5 = 30 - 5 = 25 \text{ cm}$$

$$a = \min (a'; 0,9d) = 25 \text{ cm}$$

$a = 25 \text{ cm} > 1,8 \text{ cm} \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

Entraînement des armatures :

Vérification des contraintes d'adhérence :

$$\tau_{u\text{ser}} = T / 0,9d \cdot \mu \cdot n \leq \bar{\tau}_{u\text{ser}} = \psi s \cdot f_{t28}$$

ψs : coefficient de scellement $\psi s = 1,5$ pour H.A

T : Effort tranchant max $T = 36,21 \text{ KN}$

n : Nombre des armatures longitudinaux tendus $n=6$

μ : Périmètre d'armature tendue $\mu = \pi \phi = 3,14 \times 1,4 = 4,39 \text{ cm}$

$$\tau_{\text{ser}} = 36,21 \times 10^3 / 0,9 \times 31,50 \times 4,39 \times 6 \times 10^2 = 0,48 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_{\text{ser}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{\text{ser}} = 0,48 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{\text{ser}} = 3,15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Ancrage des armatures tendues :

$$\tau_s = 0,6 \psi s^2 f_{t28} = 0,6 (1,5)^2 2,1 = 2,84 \text{ Mpa}$$

La longueur de scellement droit $l_s = \Phi \cdot f_e / 4 \cdot \tau_s$

Avec : Φ : diamètre d'une barre.

$$l_s = 1,4 \times 400 / (4 \times 2,84) = 49,38 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur d'appuis « selon les dimensions des poteaux », donc il faut courber les barres avec un rayon : $r = 5,5 \Phi = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm}$

Calcul des crochets :

Crochets courants angle de 90°

$$L_2 = d - (c + \phi / 2 + r) ; \quad \text{Profondeur utile } d = 36 \text{ cm.}$$

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$$

$$\phi_L = 1,4 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 8,3 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 12,95 \text{ cm}$$

$$\phi_L = 1,2 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 9,3 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 12,42 \text{ cm}$$

La longueur de recouvrement :

Selon le R.P.A 99 (version 2003), la longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l = 56 \text{ cm}$$

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow l = 48 \text{ cm}$$

Vérification des contraintes (ELS) :

$$M_{\text{ser}} = 12,98 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 3,39 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$by^2/2 - n \cdot A (d-y) = 0$$

$$\Rightarrow 15y^2 + 50,85y - 1601,77 = 0 \Rightarrow y = 8,78 \text{ cm}$$

Moment d'inertie:

$$I = by^3/3+n.A (d-y)^2 = 33017,05 \text{ cm}^4$$

Contrainte maximale dans le béton comprimée σ_{bc} :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = K..y = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{12,98 \times 10^3}{33017,05} \times 8,78 = 3,45 \text{ Mpa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$\sigma_{bc} = 3,45 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$ condition vérifiée.

Vérification de la flèche :

$M_{tsmax} = 12,98 \text{ KN.m}$, $M_0 = (G+Q) l^2/8 = 21,60 \text{ KN.m}$ (à l'ELS) $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$

$L=4,75 \text{ m}$ $h=35\text{cm}$ $b=30\text{cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} h/L > 1/16 \Rightarrow 0,07 > 0,06 \text{condition vérifiée} \\ h/L > Mt/10M_0 \Rightarrow 0,07 > 0,09 \text{condition vérifiée} \\ A_s/b.d < 4,2/f_e \Rightarrow 0,003 < 0,0105 \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc le calcul pratique de la flèche n'est pas nécessaire.

Le ferraillage des poutres principales et des chaînages est regroupé dans les tableaux suivants

Tableau VI 4: Ferraillage des poutres principales de rives.

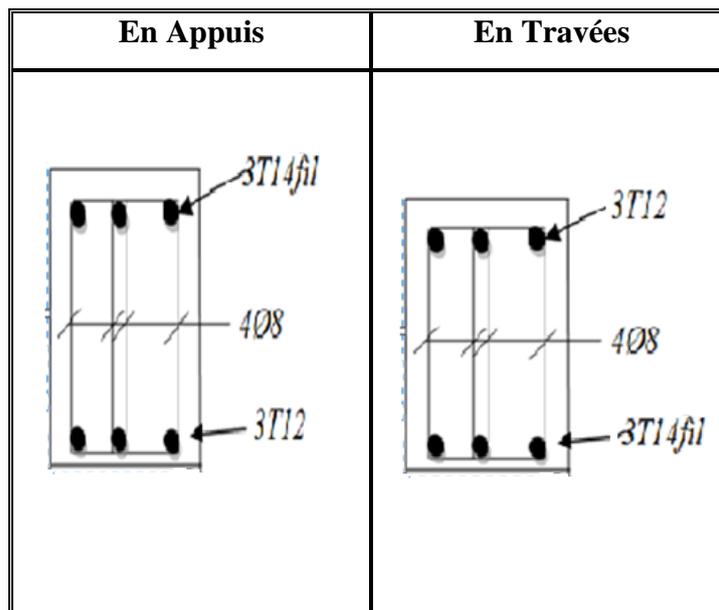


Tableau VI.5: Ferrailage des poutres principales intermédiaires.

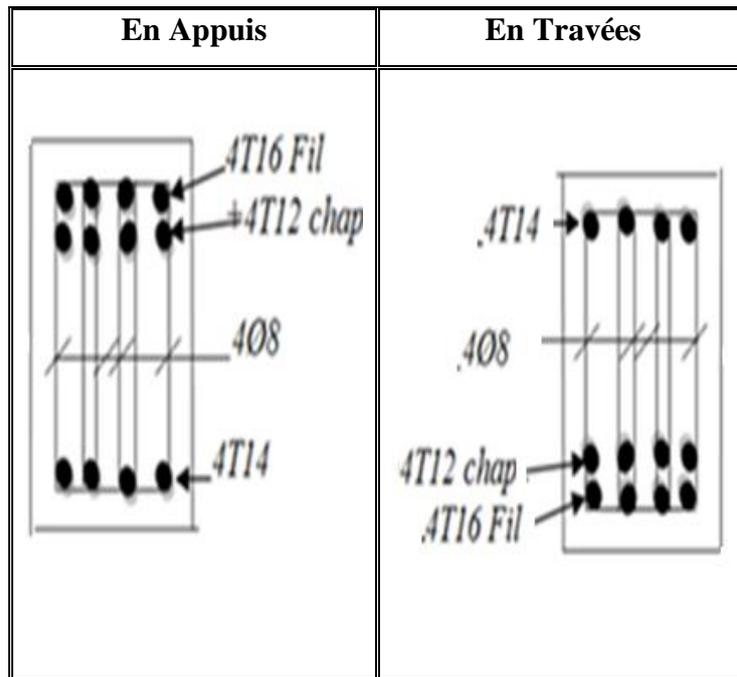


Tableau VI. 6 a: Ferrailage des poutres secondaires de rives

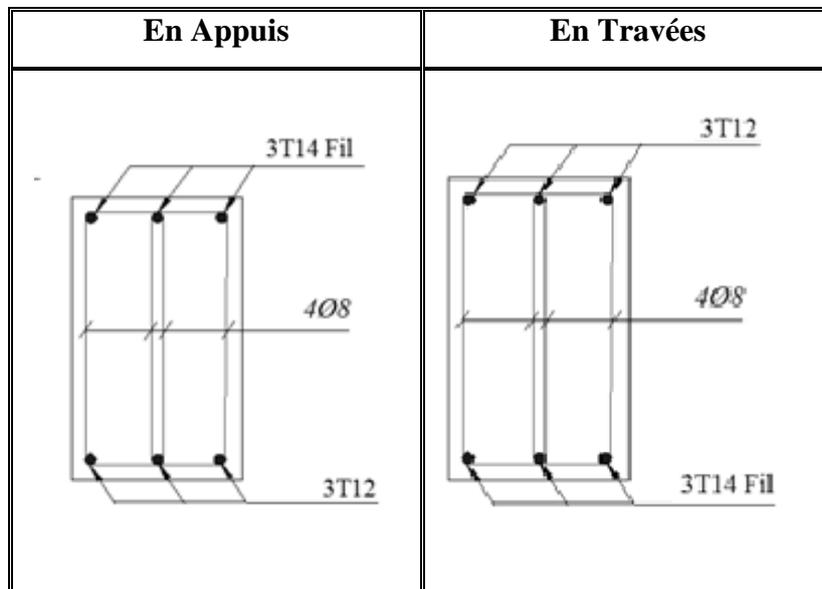
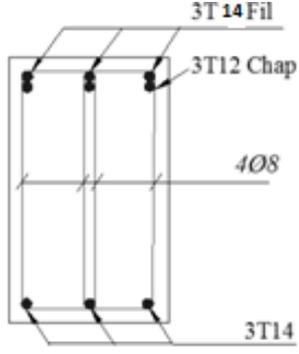
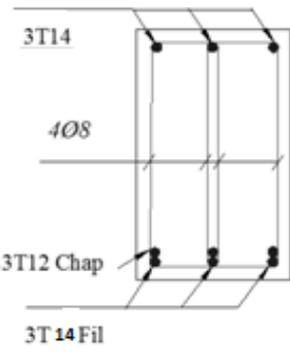


Tableau VI. 7: Ferrailage des poutres secondaires intermédiaires.

En Appuis	En Travées
	

VI-1-2- Les poteaux :

a- Méthode de calcul :

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion, un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée.

La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les Combinaisons suivantes :

- $$1^{\text{er}} \text{Genre} : 1,35G + 1,5Q \begin{cases} N_{\max} ; M_{\text{coresp}} \rightarrow A_1 \\ N_{\min} ; M_{\text{coresp}} \rightarrow A_2 \\ M_{\max} ; N_{\text{coresp}} \rightarrow A_3 \end{cases}$$
- $$2^{\text{eme}} \text{Genre} : G + Q \pm E ; 0,8G \pm E. \begin{cases} N_{\max} ; M_{\text{coresp}} \rightarrow A_4 \\ N_{\min} ; M_{\text{coresp}} \rightarrow A_5 \\ M_{\max} ; N_{\text{coresp}} \rightarrow A_6 \end{cases}$$

Dans le calcul relatif aux « ELU », on introduit des coefficients de sécurité (γ_s, γ_b)

Pour la situation accidentelle: $\left. \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \quad \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ Mpa.} \\ \gamma_b = 1,15 \quad \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ Mpa} \end{array} \right\}$

Pour la situation courante $\left. \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \quad \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ Mpa.} \\ \gamma_b = 1,5 \quad \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ Mpa} \end{array} \right\}$

b-Ferrailage exigé par R.P.A 99 (version 2003) :RPA (art 7.4.2.1)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets

Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de de **0,8%** (zone IIa)

Le pourcentage maximal des aciers sur toute la longueur sera de **4%** en zone courante, **6%** en zone de recouvrement.

Le diamètre minimal est de **12 mm**

La longueur minimale de recouvrement est de **40 Ø** (zone IIa)

La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25cm** en zone IIa .

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales.

poteaux	$A_{min} = 0,8 \% \times S$	$A_{max1} = 4\% \times S$	$A_{max2} = 6\% \times S$
(40x40) cm ²	12,8	64	96
(35x35) cm ²	9,8	49	73,5

c- Exemple de calcul :**Poteaux (40x40) cm²:**

Il faut prendre le cas qui correspondant a la valeur maximale .

Combinaison de 1^{er} genre (1,35G+1,5Q) :

Il faut prendre le cas qui correspondant a la valeur maximale .

$$\text{➤ (a)- } N_{max} = 1510,01 \text{ KN } \quad M_{corresp} = 8,47 \text{ KN.m}$$

Détermination du centre de pression :

$$e = M/N = 0,0056 \text{ m} . \dots\dots\dots e = 0.0056 \text{ m} < h/2 = 0.4/2 = 0.2 \text{ m} \text{ donc :}$$

(Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA')

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 1510,01 \left(0,36 - \frac{0,40}{2} + 0,0056 \right) = 250,05 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d \cdot (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 1510,01 \text{ KN} < 1836,43 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ M_u = 250,05 \text{ KN.m} < 336,83 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_1=0$) .

➤ (b)- $N_{\min}=41,14\text{KN}$ $M_{\text{corresp}} = 0,846\text{KN.m}$

Détermination le centre de pression :

$$e=M/N=0,846/41,14=0,020\text{m}$$

$$M_u=Nu(d-\frac{ht}{2}+e)=41,14(0,36-0,40/2+0,020)=7,41 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\begin{cases} Nu \leq 0,81fbc.b.h \\ Mu \leq Nu.d (1-0,514Nu/b.d.fbc) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Nu=41,14\text{KN} < 1836,43\text{KN} \dots\dots\text{condition vérifiée} \\ Mu=7,41\text{KN.m} < 14,66\text{KN.m} \dots\dots\text{condition vérifiée.} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_2=A'_2=0$)

➤ (c) $M_{\max} = 31,487\text{KN.m}$ $N_{\text{corresp}} = 1255,11\text{KN}$

Détermination le centre de pression :

$$e=M/N=0,025\text{m}$$

$$M_u = Nu (d-\frac{ht}{2}+e)=31,487(0,36-0,40/2+0,025)=5,83\text{KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\begin{cases} Nu \leq 0,81fbc.b.h \\ Mu \leq Nu.d (1-0,514Nu/b.d.fbc) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Nu = 1255,11\text{KN} < 1836,43\text{KN} \dots\dots\text{condition vérifiée} \\ Mu = 5,83\text{KN.m} < 308,98\text{KN.m} \dots\dots\text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_3=A'_3=0$)

❖ **combinaison de 2^{eme} genre :**

➤ (a)- $N_{\max}=1369,10\text{KN}$ $M_{\text{corresp}} = 9,801 \text{ KN.m}$

Détermination le centre de pression :

$$e=M/N=0,0071\text{m}$$

$$M_u=Nu(d-\frac{ht}{2}+e)=1369,10(0,36-0,40/2+0,0071)=228,78\text{KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\begin{cases} Nu \leq 0,81fbc.b.h \\ Mu \leq Nu.d (1-0,514Nu/bdfbc) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Nu = 1369,10\text{KN} < 2395,00\text{KN} \dots\dots\text{condition vérifiée} \\ Mu = 228,78\text{KN.m} < 362,53\text{KN.m} \dots\dots\text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_4=A'_4=0$)

➤ (b)- $N_{\min}=633,23\text{KN}$ $M_{\text{corresp}} = 2,25\text{KN.m}$

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 2,25/633,23 = 0,0035\text{m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 633,23 \left(0,36 - 0,40/2 + 0,0035 \right) = 103,53 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc} \right) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} N_u = 633,23 \text{ KN} < 2395,00 \text{ KN} \dots \dots \text{condition vérifiée.} \\ M_u = 103,53 \text{ KN.m} < 200,08 \text{ KN.m} \dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas

Nécessaires ($A_s = A'_s = 0$)

➤ (c)- $M_{\max} = 63,94 \text{ KN.m}$ $N_{\text{corresp}} = 65,92 \text{ KN}$

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 63,94/65,92 = 0,969$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 65,92 \left(0,36 - 0,40/2 + 0,969 \right) = 74,42 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc} \right) \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} N_u = 65,92 \text{ KN} < 2395,00 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ M_u = 74,42 \text{ KN.m} > 23,42 \text{ KN.m} \dots \dots \text{condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc la section n'est pas surabondante, il faut vérifier si la section est partiellement ou entièrement comprimée.

$$(d-c)N_u - M_u \leq (0,337 h - 0,81c) f_{bc} \cdot b \cdot h$$

$$(d-c)N_u - M_u = (0,36 - 0,04) \cdot 65,92 - 74,42 = 53,49 \text{ KN.m}$$

$$(0,337 h - 0,81c) f_{bc} \cdot b \cdot h = (0,337 \cdot 0,40 - 0,81 \cdot 0,04) \cdot 18,48 \cdot 103 \cdot 0,40 \cdot 0,40 = 302,77 \text{ KN.m}$$

$$(d-c)N_u - M_u = 53,49 \text{ KN.m} \leq (0,337 h - 0,81c) f_{bc} \cdot b \cdot h = 302,77 \text{ KN.m} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc la section est partiellement comprimée.

Calcul du ferrailage:

Le calcul de la section d'armature se fait à la flexion simple avec :

$$M_u = 74,42 \text{ KN.m}$$

$$f_{bc} = 18,48 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 \text{ Mpa}$$

$$b = 40 \text{ cm}$$

$$d = 36 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = 0,077 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,96$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{74,42 \cdot 10^3}{0,96 \cdot 36 \cdot 400} = 5,38 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_6 = A'_6 = 0$

Section adoptée :

La section d'armature qu'on doit tenu en compte c'est le max entre les trois sections calculées et la section minimale exigée par **RPA 99 V.2003**

Donc :

Pour une section de béton (40x40) cm²

$$A_{\min(R.P.A)} = 12,80 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = \max(A_1, A_2, A_3, A_4, A_5, A_6, A_{\min(R.P.A)}) = \max(0,00; 0,00 ; 5,38 ; 12,80) = \mathbf{12,80 \text{ cm}^2}$$

On adopte **4T14+4T16=14,20 cm²/ml.**

Vérification de la contrainte de cisaillement :

On prend l'effort tranchant max et on généralise les nervures d'armatures pour tous les poteaux

La combinaison (G + Q ± E) donner l'effort tranchant max.

on va vérifier par rapport le poteau le plus sollicité (40x40) cm²

$$T_{\max} = 45,91 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente (Art A-5.1.1) : } \tau_u = T / (b \cdot x_d) = 45,91 \times 10^3 / (400 \times 360) = 0,318 \text{ Mpa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa.} \\ \tau_u = 0,318 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.} \end{array} \right.$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

Calcul des armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales : BAEL91: (art A.8.1,3)

$$\Phi_t = \Phi_l / 3$$

$$\Phi_t = 20 / 3$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm}$$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule:

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

- V_u : Effort tranchant de calcul

- h_1 : hauteur totale de la section brute

- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

- ρ_a : Coefficient correcteur égal à 2,5 si l'élanement géométrique $\lambda_g \geq 5$ et à 3,5 dans le cas contraire.

- S_t : Espacement des armatures transversales.

Espacement :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

-En zone nodale : $S_t \leq \min(10 \varnothing_L ; 15\text{cm}) = 15 \text{ cm}$ Soit $S_t = 10\text{cm}$.

-En zone courante : $S_t \leq 15 \varnothing_L = 30 \text{ cm}$ Soit $S_t = 15\text{cm}$.

Calcul de l'élancement géométrique λ_g :

$$\lambda_g = L_f / b$$

Avec: L_f : Longueur de flambement du poteau.

b : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0,7 L_0$$

$$\lambda_g = 0,7 \cdot L_0 / b = 0,7 \cdot 4 / 0,4 = 7$$

$$\lambda_g = 7 > 5 \Rightarrow \rho_0 = 2,5$$

$$\text{Donc : } A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_c} = \frac{10 \times 2,5 \times 45,91 \times 10}{40 \cdot 235} = 1,22 \text{ cm}^2$$

Quantité d'armatures transversales minimales :

$A_t / t \cdot b$ en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 7 > 5 : \Rightarrow 0,3 \%$$

$$\text{Alors : } \begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,003 \cdot 10 \cdot 40 = 1,20 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,003 \cdot 15 \cdot 40 = 1,8 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

On adopte aux poteaux de sous-sol : **8T8** soit **S = 4,02 cm²**

Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

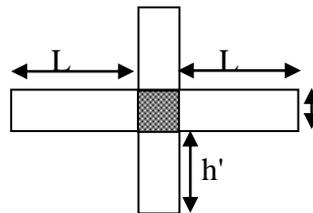
$$\frac{A_t \cdot f_c}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau_u ; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ Mpa}$$

$$\text{Zone courante : } \frac{4,02 \times 400}{40 \times 15} = 2,68 \text{ Mpa} \geq 0,4 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Zone nodale : } \frac{4,02 \times 400}{40 \times 10} = 4,02 \text{ Mpa} \geq 0,4 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Détermination de la zone nodale:

La zone nodale est constituée par le nœud **poutre-poteau** proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.



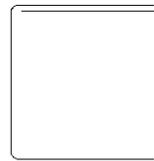
Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante:

$$\begin{cases} h' = \text{Max}(h_e/6; b; h; 60\text{cm}) = \text{Max}(306/6; 40; 40; 60) = 60 \text{ cm} \\ L' = 2 \cdot h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm} \end{cases}$$

Disposition constructive des armatures des nœuds :

Les nœuds dans une construction sont des points critiques, donc selon les règles parasismiques algériennes au but d'évité l'éclatement des ces zones on doit prévoir des cadres traditionnels ou deux U superposés formant un carré ou un rectangle avec un espacement maximum de 10cm et un nombre minimum de 03 cadres par nœud.

02 U superposés

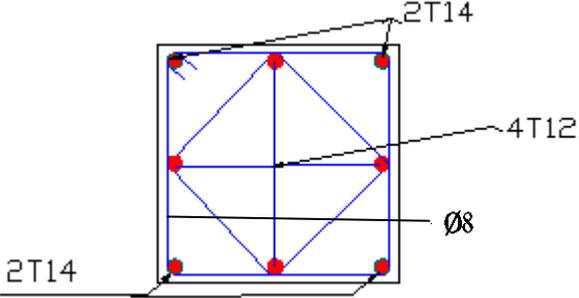
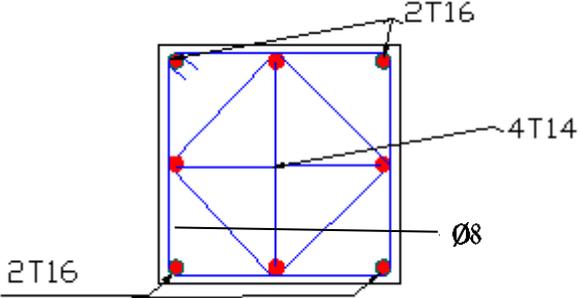


Les sollicitations max et sections d'armatures correspondants aux différents niveaux sont résumées dans les tableaux suivants :

Tableau VI.8:Tableau récapitulatif du sollicitations max et sections d'armatures des poteaux.

Etages		Efforts	Valeur en KN ;KN.m	As(calculer) (cm ²)	As(min) (cm ²)	Choix	As(cm ²)
(35x35) cm ²	ELU	N _{max}	274,654	0	9,8	4T14 + 4T12	10,68
		M _{corr}	0,0434				
		N _{min}	14,478	0			
		M _{corr}	0,489				
		M _{max}	1,7741	0			
		N _{corr}	28,37				
	G+Q+E 0.8G+E	N _{max}	226,48	0	9,8	4T14 + 4T12	10,68
		M _{corr}	0,334				
		N _{min}	21,13	0			
		M _{corr}	0,4095				
		M _{max}	3,5112	0			
		N _{corr}	24,28				
(40x40) cm ²	ELU	N _{max}	1510,01	6,71	12,80	4T16+4T14	14,20
		M _{corr}	8,47				
		N _{min}	41,14	0			
		M _{corr}	0,846				
		M _{max}	31,48	0			
		N _{corr}	1255,11				
	G+Q+E 0.8G+E	N _{max}	1369,1	6,83	12,80	4T16 + 4T14	14,20
		M _{corr}	9,801				
		N _{min}	633,23	1.59			
		M _{corr}	2,25				
		M _{max}	63,94	5.35			
		N _{corr}	56,92				

Tableau VI.9 : Récapitulation du ferrailage des poteaux

Niveaux	Ferrillages
<p>03^{eme} étage a 05^{eme} étage (35×35) cm²</p>	
<p>Sous-sol jusqu'a 2^{eme} étage (40×40) cm²</p>	



Chapitre VII

Étude des voiles

VII-1- Introduction :

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction.

Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

On utilise les voiles dans tous les bâtiments quelle que soit leurs destination (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels,...).

VII-2- Système de contreventement :

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux vents "action climatique" ou aux séismes (action géologique).

Dans notre construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique); ce système de contreventement est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structures qui obéissent à des lois de comportement différentes. De l'interaction portique – voiles, naissent des forces qui peuvent changer de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'à ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacement. Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure.

a) Conception :

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (torsion).
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher).
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

b) Calcul :

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

Principe de calcul :

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable selon les combinaisons suivantes :

- 1) $G + Q \pm E$ (vérification du béton)
- 2) $0,8G + E$ (calcul des aciers de flexion)

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifié selon le règlement R.P.A 99 (version 2003).

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armatures :

- armatures verticales

- armatures horizontales (parallèles aux faces des murs)
- armatures transversales

VII-3- Méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85.f_c}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec : N : Effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant appliqué.

A : Section du voile.

V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : Moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

1^{er} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{\min} = 0,15.a.L$$

2^{eme} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$A_v = F_t / f_e$; on compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

-Si : $A_v < A_{\min} = 0,15 \% a.L$, on ferraille avec la section minimale.

-Si : $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .

3^{eme} cas:

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signes différents, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

1) Armatures verticales :

Elles sont disposées en deux nappes parallèles servant à reprendre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99 (version 2003) exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile.

2) Armatures horizontales :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures; les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15% .
- En zone courante 0,10 %.

3) Armatures transversales :

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieure ou égal à 12 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieure ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

Le schéma suivant représente la disposition des voiles dans notre structure :

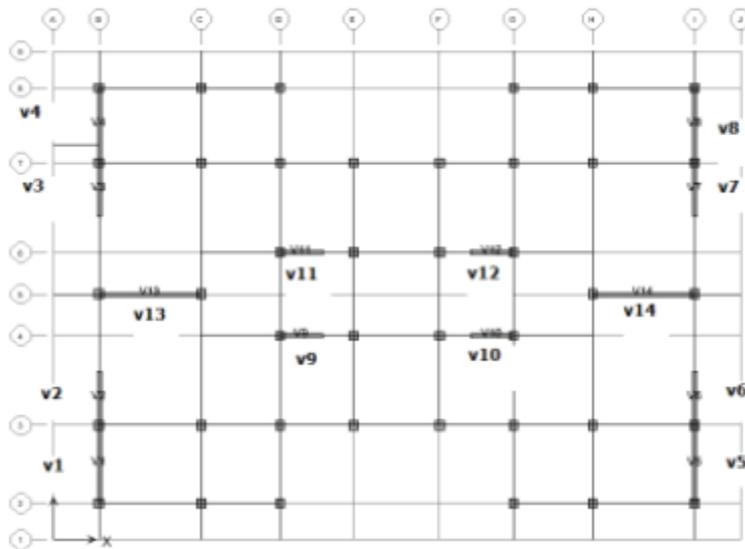


Figure VII.1: Schéma descriptif d'une disposition des voiles structure

VII-4- Ferrailage des voiles :

Exemple de calcul :

Voile v5 sens (y) :

On a :

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

$$N = 2723,52 \text{ KN}$$

$$A = 0,20 \times 3,1 = 0,62 \text{ m}^2$$

$$M = 2466,373 \text{ KN.m}$$

$$v = \frac{3,1}{2} + 0,40 = 1,75 \text{ m}$$

$$i = \frac{0,20 \times 3,1^3}{12} = 0,496 \text{ m}^4$$

$$T = 1193,35 \text{ KN}$$

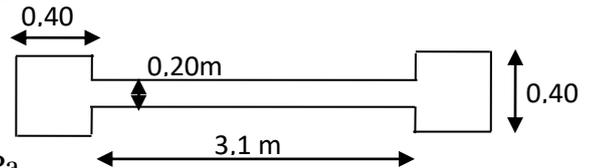
Détermination des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

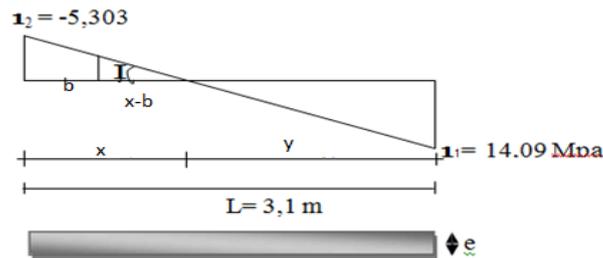
$$\sigma_1 = \frac{2723,52 \times 10^{-2}}{0,62} + \frac{2466,373 \times 1,95 \times 10^{-2}}{0,496} = 14,089 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{2723,52 \times 10^{-2}}{0,62} - \frac{2466,373 \times 1,95 \times 10^{-2}}{0,496} = -5,303 \text{ MPa}$$



: (σ_1 et σ_2) sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.



$$X = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \times L = \frac{5,303}{14,089 + 5,303} \times 3,1 = 0,847 \text{ m}$$

$$Y = L - X = 3,1 - 0,847 = 2,253 \text{ m}$$

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_2 \times (x - b)}{x} = \frac{-5,303 \times (0,847 - 0,4)}{0,847} = -2,798 \text{ Mpa}$$

Déterminations des armatures verticales :

Partie voile :

$$f_2 = \frac{1}{2} \sigma_3 (x - b) a = 0,5 \times 2,79 \times (0,84 - 0,4) \times 0,20 \times 10^3 = 122,76 \text{ kn}$$

$$A_{V2} = \frac{f_2}{f_e} = \frac{122,76 \times 10}{348} = 3,52 \text{ cm}^2$$

$$T = 0,5 \times \sigma_1 \times x \times a = 0,5 \times 14089,20 \times 0,847 \times 0,20 = 1193,35 \text{ kn}$$

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,4 \times T}{f_e} \times \frac{x}{L} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 1193,35 \times 10}{348} \times \frac{0,84}{3,1} = 14,30 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1} = A_{v2} + A_{vj} = 17,82 \text{ cm}^2$$

Vérification RPA 2003 :

Vérification vis à vis du **RPA99/V2003** (art : 7.7.4.1) :

$$A_{\min} = 0.2\% bL_t$$

b : épaisseur du voile.

L_t : longueur de la section tendue. $L_t = x = 0,847$

$$A_{\min \text{ PRA}} = \mathbf{3,38 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

Le pourcentage minimal d'après l'article 7.7.4.3 du **RPA99V2003** :

$$L_c = y$$

$$A_{\min} = 0.15\% \times b \times L_c$$

$$A_{\min} = 6,75 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = 2A_{\min t} + A_{\min c} = 13,51 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1} > A_{\min} \dots \dots \dots \text{cv}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = B \times L \times f_{t28} / f_e = 20 \times 310 \times 2,1 / 400 = 32,55 \text{ cm}^2$$

Section des armatures :

$$A_s = \max(A_{s1}, A_{s2}, A_{\min \text{ RPA}}) = 32,55 \text{ cm}^2$$

Le diamètre :

$$D \leq 1/10 \times a \quad (\text{mm})$$

$$D \leq (1/10) \cdot 200$$

$$D \leq 20 \text{ mm}$$

On adopte : $e D = 12 \text{ mm}$

L'espacement:

- Selon le BAEL 91, on a :

$$St \leq \min \{ 2 \cdot a, 33 \text{ cm} \}$$

$$St \leq \min \{ 40, 33 \text{ cm} \} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots (1).$$

- Selon le R.P.A 99 (version 2003) on a :

$$St \leq \min \{ 1,5 \times a ; 30 \text{ cm} \}$$

$$St \leq \min \{ 30, 30 \text{ cm} \} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots (2).$$

$$\text{Donc : } St \leq \min \{ St_{\text{BAEL}} ; St_{\text{R.P.A 99}} \}$$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 20 cm

- Zone d'about : $L_{za} = (3,1/10) \times 2 = 0,62 \text{ m}$; $S_t = 15 \text{ cm}$ Soit 4H12.

- Zone courante : $L_{zc}=3,1-0,62=2,48$ m ; $S_t= 20$ cm Soit 11HA12.

Ferrailage horizontal à l'effort tranchant :

a. Vérification des voiles à l'effort tranchant :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile, majoré de 40% (Art 7.7.2 RPA99/version 2003).

La contrainte de cisaillement est $\tau_u = 1.4 T_{calcul} / b_0 d$ avec :

T : Effort tranchant à la base du voile.

b_0 : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile = 0.9 h.

h : Hauteur totale de la section brute.

La contrainte limite est $\tau = 0.2 f_{c28}$: l'article 7.7.2 du RPA 99 /version 2003.

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \tau$.

b. Calcul de l'armature horizontale résistante à l'effort tranchant :

la section A_t des armatures d'âme est donnée par la relation :

$$A_t / b_0 S_t \geq (\tau_u - 0.3 f_{tj} K) / 0.8 f_e$$

$K=0$ dans le cas d'une fissuration jugée très préjudiciable. En cas de bétonnage non munie d'indentations au niveau de la surface de reprise.

D'autre part le RPA99/version 2003 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de 0.15% de la section du voile considérée si : $\tau_b \leq 0.025 f_{c28}$

0.25 % de la section de voile si $\tau_b > 0.025 f_{c28}$

Exemple d'application :

On prend comme exemple de calcul le voile V7, parce qu'il est soumis à un grand effort tranchant.

$$\tau_u = 1.4 T_{calcul} / b_0 d$$

$$\tau_u = (1.4 \times 1193,35 / 0.20 \times 2,91) \times 10^{-3} = 2.87 \text{ Mpa}$$

$$\tau = 0.2 \times 25 = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u \leq \tau \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque de cisaillement

$$S_t \leq \min (0.9 \times d ; 40\text{cm}) \text{ Art 7.7.4.3 RPA99}$$

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

$$A_t \geq 0,20 \times 0.20 \times 2.87 / 0.8 \times 400$$

$$A_t = 3,58 \text{ cm}^2$$

Choix des barres :

$$\text{On prend } 8\text{Ø}10 = 6,26 \text{ cm}^2$$

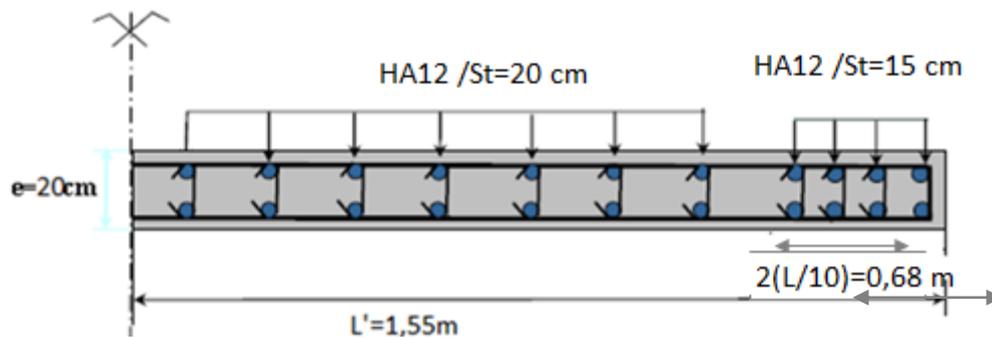


Figure VII.2: Schéma de ferrailage de voile V5

Le ferrailage donné dans les tableaux ci-dessous est le ferrailage total du voile (pour les deux sens) :

Tableau VII.1: Ferrailages des voiles (zone II)

voile	V1-v4-v5-v8	V7-v6-v3-v2	V9-v10-v11-v12	V14-v13
L(m)	3,5	2,5	2,00	4,75
A(m)	0,20	0,20	0,20	1,03
I(m ⁴)	1,10	0,34	0,18	2,14
σ_1 (mpa) <18,48 cv	14,08	1,78	3,30	1,56
σ_2 (mpa) <18,48 cv	-5,30	-3,55	-0,67	1,15
$A_{\min \text{ rpa}}$	3,38	6,60	1,35	8,09
$A_{v \text{ min}} \text{ (cm}^2\text{)}$	13,51	24,20	1,34	8,42
Section requise	32,55	42,16	9,53	21,45
Section adoptée(2face)	33,18	44,16	33,40	43,99
Zone d'about(2 face)	9,05	9,24	11,31	9,05
Zone courante(2face)	24,13	22,6	11,31	22,62
poteau	/	8HA14	8HA14	8HA14
HA courante(2face)	2×11HA12	2×10HA12	2×5HA12	2×10HA12
HA d'abouts(2face)	2×4HA12	2×5HA12	2×5HA12	2×4HA12
S_i (cm)(courante)	20	20	20	20
S_i (cm) (about)	15	10	10	15

Choix des barres :

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau VII 2 : Ferrailage horizontal des voiles

Voile	h	V_u	A_t	Choix (ml)	S_t
V1-v4-v5-v8	3,50	562,07	2,69	8HA10	20
V7-v6-v3-v2	2,50	292,92	1,18	8HA10	20
V9-v10-v11-v12	2,00	26,05	0,46	8HA10	20
V4-v13	4,75	525,98	1,67	8HA10	20



Chapitre VIII

Étude de l'infrastructure

VIII.1. Calcul du voile périphérique

VIII.1.1. Définition

Le voile périphérique est un organe enterré clôture le périphérique sur terrain d'un ouvrage. Mais on doit séparer entre voile périphérique dans le cas d'un dallage sur terreplein et le cas d'un étage sous-sol.

Le 1^{er} cas le voile est stable sous l'action de poussée de terre extérieure et butée de remblais compactés sous dallage.

Le 2^{ème} cas c'est le cas d'un mur de soutènement parce que la poussée de terre est exercée d'une seule cotée, c'est le cas de notre projet. On peut le considérer le voile périphérique comme un panneau de dalle encastré aux poteaux de sous-sol soumis à une pression trapézoïdale.

Afin de donner plus de rigidité à la partie sous-sol de la construction et une capacité de reprendre les efforts de poussée des terres à ce niveau, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique armé d'un double quadrillage d'armatures.

D'après le R.P.A 99 (version 2003), le voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical).

1. Sollicitations de calcul :

On fait le calcul pour une bande de 1 m largeur :

Notre voile doit résister sous deux sollicitations :

2. Poussée supplémentaire due à la surcharge : d'où $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$.

3. Poussée des terres : avec

- γ : Poids volumique de la terre $\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$;
- φ : Angle de frottement interne du sol $\varphi = 25^\circ$.
- h : Hauteur du voile $h = 4,00 - 0,30 = 3,70 \text{ m}$

Calcul des pousses :

Les deux pousses exercées à la face du voile sont calculées avec une majoration par coefficient K_a .

K_a : Coefficient de poussée des terres $K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

$$K_a' = K_a / \cos(\beta - \lambda) \quad \text{avec} \quad (\beta = \lambda = 0^\circ)$$

$$K_a' = K_a = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{25^\circ}{2}\right) = \operatorname{tg}^2(32,5^\circ) = 0,405$$

$$K_a' = K_a = 0,405.$$

VIII.1.2. Dimensionnement :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) ; l'épaisseur doit être supérieure ou égale à 15cm.

On adopte : $ep = 20 \text{ cm}$.

VIII.1.3. Calcul des charges :

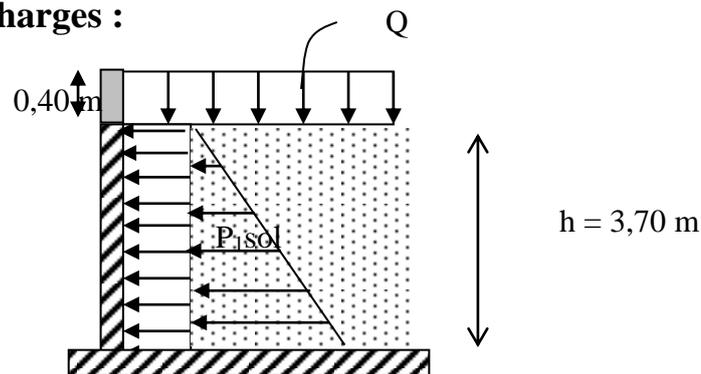


Figure VIII.1 : Schéma de la distribution des charges sur de voile périphérique.

- Calcul de la poussée des terres (P_1) :

$$P_1 = \frac{1}{2} \cdot k_a \cdot \gamma \cdot h = 0,5 \times 0,405 \times 17,00 \times 3,70 = 12,74 \text{ KN /m}^2.$$

- Calcul de la poussée due à la surcharge (P_2) :

$$P_2 = K_a' \cdot q \cdot h = 0,405 \times 2,50 \times 3,7 = 3,75 \text{ KN /m}^2.$$

- Charge totale a L'ELU :

$$Q = 1,35P_1 + 1,5 P_2 = 1,35 \times 12,74 + 1,5 \times 3,75 = 22,82 \text{ kn/ml.}$$

$$Q = 22,82 \text{ kn/ml.}$$

VIII.1.4. Ferrailage du voile périphérique :

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

$$L_x = 3,7 - 0,40 = 3,30 \text{ m} ; L_y = 5,92 - 0,40 = 5,52 \text{ m.}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,30}{5,52} = 0,60 > 0,4$$

⇒ La dalle qui est appuyée sur 4 cotés travaille dans les deux sens.

$$\begin{aligned} M_{ox} &= \mu_x q L_x^2 \\ M_{oy} &= \mu_y M_{ox} \end{aligned} \quad \text{avec : } \begin{cases} \alpha = 0,60 \\ v = 0 \text{ (E.L.U)} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,081 \\ \mu_y = 0,305 \end{cases}$$

$$M_{ox} = 20,13 \text{ kn.m}$$

$$M_{oy} = 6,14 \text{ kn.m}$$

VIII.1.4.1. Les valeurs des moments en travée et appuis sont :

$$M_{tx} = 0,75M_{ox} = 15,10 \text{ kn.m} \qquad M_{ax} = 0,50M_{ox} = 10,06 \text{ kn.m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{oy} = 4,61 \text{ kn.n} \qquad M_{ay} = 0,50M_{oy} = 3,05 \text{ kn.n}$$

VIII.1.4.2. Calcul du Ferrailage :

Exemple :

VIII.1.4.3. En travée :

- Sens (x)

$$M_{tx} = 15,10 \text{ kn.m}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad h = 20 \text{ cm}; \quad d = 0,9h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{15,10 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times 14,17} = 0,0328 < \mu_e = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\beta = 0,983$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{15,10 \cdot 10^3}{0,983 \times 18 \times 348} = 2,45 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- Sens (y)

$$M_{ty} = 4,60 \text{ kn.m}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad h = 20 \text{ cm}; \quad d = 0,9h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{4,60 \cdot 10^3}{100 \times (18)^2 \times 14,17} = 0,010 < \mu_e = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,994$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{4,60 \cdot 10^3}{0,994 \times 18 \times 348} = 0,738 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

VIII.1.4.4. Condition de non fragilité

- Sens (y)

D'après R.P.A 99 (version 2003) on a:

$$A_{y \min} = 0,10\% \cdot b \cdot h = 0,001 \times 100 \times 20 = 2,00 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Et d'après B.A.E.L.91 on a :

$$A_{y \min} = 8 \cdot h_0 = 8 \times 0,20 = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\text{Donc : } A_{\text{adoptée}} = \max \left\{ A_{\text{calculée}}, A_{\min \text{ R.P.A2003}}, A_{\min \text{ B.A.E.L91}} \right\}.$$

$$A_{\text{adoptée}} = \max \{ 0,78; 2,00; 1,6 \}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 2,00 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On prend : 5T10/ml soit une section de 3,93cm²/ml et un espacement de 20cm.

- **Sens (x)**

D'après R.P.A 99 (version 2003) on à :

$$A_{x \min} = 2,00 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

D'après B.A.E.L.91, on a :

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,6 \left(\frac{3 - 0,60}{2} \right) = 1,92 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\text{donc : } A_{\text{adoptée}} = \max \{ 2,45 ; 2,00 ; 1,92 \}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 2,45 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On prend : 5T10/ml soit une section de 3,93 cm²/ml et un espacement de 20 cm.

VIII.1.5. Les vérifications :

Vérification de l'effort tranchant

$$V_{\max} = q \times \frac{L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = 22,82 \times \frac{3,30}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,60}{2}} = 28,96 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 d} = \frac{28,96 \times 10^3}{100 \times 18 \times 10^2} = 0,16 \text{ MPa}.$$

$$1 - \tau_{u \text{ limi}} = 0,07 \cdot f_{c28} / \gamma_b = 0,07 \cdot 25 / 1,5 = 1,17 \text{ MPa}.$$

$$\tau_{u \text{ limt}} = 1,17 > \tau_u = 0,16 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la dalle est bétonnée sans reprise.

Vérification des contraintes à L'E.L.S

$$\begin{cases} \alpha = 0,60 \\ v = 0,2 \text{ (ELS)} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,081 \\ \mu_y = 0,305 \end{cases}$$

$$q_{ser} = P_1 + P_2 = 16,49 \text{ kn/ml}$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot L_x = 4,41 \text{ kn.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 1,34 \text{ kn.m}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,75M_{ox} = 3,31 \text{ kn.m} \\ M_{ty} = 0,75M_{oy} = 1,01 \text{ t.m} \end{cases}$$

- **Sens (x)**

$$M_{ser} = 3,31 \text{ kn.m} \longrightarrow A_s = 0,53 \text{ cm}^2$$

$$A_{Adopter} = 2,00 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} + n \cdot A (d - y) = 0 \Rightarrow y = 2,90 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + n \cdot A (d - y)^2 = 7653,26 \text{ cm}^4$$

Contrainte maximal dans le béton comprimée σ_{bc} :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = K \cdot y = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{3,31 \cdot 10^3}{7653,26} \times 2,90 = 1,25 \text{ Mpa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = 1,25 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right). \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) = \min (266,67 ; 201,63).$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y) = 15 \times \frac{M_{ser}}{I_x} \times (d - y)$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{3,31 \times 10^3}{7653,26} \times (18 - 2,90) = 97,96 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 97,96 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc Les armatures à L'.E.L.U.R conviennent.

- **Sens (y)**

$$M_{ser} = 1,01 \text{ kn. m} \longrightarrow A_s = 0,16 \text{ cm}^2$$

$$A_{Adopter} = 2,00 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} + n \cdot A (d - y) = 0 \Rightarrow y = 2,90 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + n \cdot A (d - y)^2 = 7653,26 \text{ cm}^4$$

Contrainte maximal dans le béton comprimée σ_{bc} :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = K \cdot y = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{1,01 \cdot 10^3}{7653,26} \times 2,90 = 0,38 \text{ Mpa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = 0,38 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) \dots \text{(Fissuration préjudiciable).}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} 400; 110 \sqrt{1,6 \cdot 2,1} \right) = \min (266,67; 201,63)$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y) = 15 \times \frac{M_{ser}}{I_x} \times (d - y)$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{1,01 \cdot 10^3}{7653,26} \times (18 - 2,90) = 1,99 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 1,99 < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures à L'.E.L.U.R conviennent. Le voile sera ferrillé en deux nappes avec 5T10 = 3,93cm²/ml avec un espacement S_t=20cm.

Calcul des armatures à L'ELU :

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant

Tableau VIII.1 : tableau récapitulatif des sections armatures des voiles périphériques

	Sens (x x')		Sens (y y')	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
Mu (kN.m)	10,06	15,10	3,07	4,60
As (cm ² /ml)	1,63	2,45	0,49	0,78
As min (cm ² /ml)	1,6	1,6	1,6	1,6
As RPA (cm ² /ml)	2,00	2,00	2,00	2,00
Choix des barres	5T10	5T12	5T10	5T12
As Choix (cm ² /ml)	3,93	3,93	3,93	3,93
Espacement (cm)	20	20	20	20

VIII.2. Etude des fondations :

La fondation est la partie d'un ouvrage qui sert exclusivement à transmettre au sol naturel le poids de cet ouvrage, elle doit être telle que la construction dans son ensemble soit stable. Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevé et d'autre part la force portante du sol. D'après le rapport du sol, notre terrain a une contrainte admissible de 1,5 bar à un ancrage de 3 m.

- Pour qu'il n'y a pas chevauchement entre deux fondations, il faut au minimum une distance de 40 cm ;
- Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura 10 cm d'épaisseur ;
- Le calcul des fondations se fait comme suit :
 1. Dimensionnement à l'ELS ;
 2. Ferrailage à l'ELU.

VIII.3. Différentes fonctions des fondations

- a) Assure l'encastrement de la structure dans le terrain.
- b) Assure la stabilité de l'ouvrage.
- c) Transmission des efforts de la superstructure au sol.
- d) Limite les tassements différentiels à des valeurs acceptables.

VIII.4. Différents types de fondations :

Lorsque les couches de terrain susceptibles de supporter sont à une faible profondeur, on réalise des fondations superficielles, lorsque ces couches sont à une grande profondeur on réalise des fondations profondes appuyées sur une couche résistante ou flotter dans un terrain peu résistant on mobilise alors les forces de frottement du sol sur la fondation pour soutenir l'ouvrage.

Avec une capacité portante du terrain égale à 1,5 bars, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

a) Semelle isolée :

La semelle isolée est une fondation superficielle, supporte les charges verticales dues à la superstructure et les transmette au sol.

b) Semelle filante :

La semelle filante est une fondation superficielle, composée de béton uniquement (pour les habitations en générale) ou de béton armé (pour les plus gros bâtiments) la semelle filante est une semelle continue rectiligne portant un mur ou une rangée de paliers, son rôle est de répartir les charges qui lui sont appliquées sur une plus grande surface que le mur qu'elle soutient, afin de ne pas s'enfoncer dans le sol.

Nous avons procédé au premier lieu à un calcul des semelles filantes, donc il faut vérifier que le rapport ($S_{\text{Semelles}} / S_{\text{Bâtiment}}$) est $> 50\%$

c) Radier général :

Un radier c'est une semelle unique de très grandes dimensions communes entre tous les poteaux et voiles supportant toute la construction.

Le radier est une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, il permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes de sol.

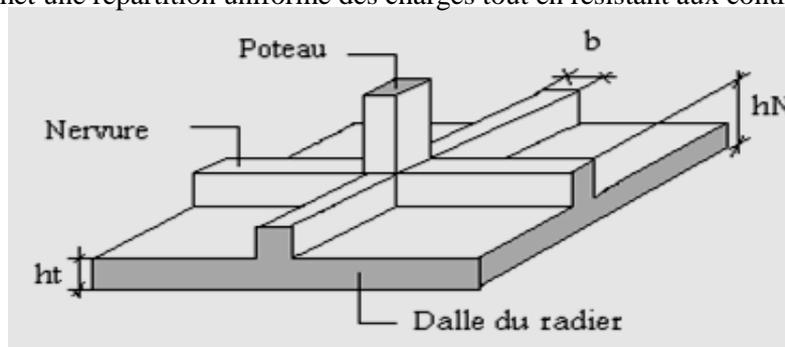


Figure VIII2 : Radier général.

Le choix du type de fondations dépend de :

- Type d'ouvrage à construire ;
- La nature et l'homogénéité du bon sol ;
- La capacité portante du terrain de fondation ;
- La raison économique ;
- La facilité de réalisation.

Poids supporté par le radier.

Superstructure G_T : la charge permanente totale.

Q_T : la charge d'exploitation totale.

$$G_T = \sum_i^6 G_i.$$

$$Q_T = \sum_i^6 Q_i.$$

Combinaison d'actions

$$\text{E.L.U : } N_U = 1,35G_T + 1,5Q_T.$$

$$\text{E.L.S : } N_{ser} = G_T + Q_T.$$

VIII.4.1.Choix du type de fondations :

Avec une capacité portante du terrain égale à 1,5 bar, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelles filantes ;
- Radier général.

Commençant par la semelle filante, pour cela on procède à une première vérification qui est : la surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$\left(\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bâtiment}}} < 50\% \right).$$

La surface de la semelle est donnée par : $S \geq N/\sigma_{\text{sol}}$

Avec :

S : la surface totale de la semelle

$$\sigma_{\text{sol}} = 150 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} N_u = 59886,05 \text{ KN} \Rightarrow S = 399,24 \text{ m}^2 \\ N_{ser} = 43614,05 \text{ KN} \Rightarrow S = 290,76 \text{ m}^2 \end{cases}$$

VIII.4.2.Vérification du chevauchement :

La surface du bâtiment est de : $S = 551,82 \text{ m}^2$

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bâtiment}}} = 72,34 \% > 50\% ; \text{Condition vérifiée}$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui traduit le chevauchement de ces semelles. Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence de plusieurs voiles dans cette construction et la faible portance du sol, un radier général a été opté comme type de fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure ;
- La réduction des tassements différentiels ;
- La facilité d'exécution ;

VIII.4.3. Définition du radier :

Le radier est une semelle de très grande dimension supportant toute la construction et qui a une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes de sol.

Un radier général constitue un ensemble rigide qui doit remplir les conditions suivantes :

- Assurer l'encastrement de la structure dans le sol ;
- Transmettre au sol la totalité des efforts ;
- Eviter les tassements différentiels.

Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité (réaction de sol \cong poids total de la structure).

VIII.4.4. Pré dimensionnement du radier :

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

a) Condition forfaitaire :

$$\begin{cases} \frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \\ L = 612 \text{ cm} \end{cases} \Leftrightarrow 24,48 \text{ cm} \leq d \leq 30,60 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

b) Condition de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq 0,06 \cdot f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06 f_{c28} \cdot b}$$

Avec ; V_u : l'effort tranchant ultime d'une bande de un mètre linéaire.

$$V_u = \frac{Qu \times L}{2} = \frac{1m \cdot (Nu / s) \cdot L}{2} = \frac{1 \cdot (59886,05 / 399,24) \cdot 6,12}{2} = 459 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow d \geq \frac{459 \times 0,001}{0,06 \times 25 \times 1} = 0,31 \text{ m} \dots \dots \dots (02)$$

De (01) et (02) on a $d \geq 0,31 \text{ m}$

Donc : $h \geq d+c = 31+5=36 \text{ cm}$

Soit : $d=35 \text{ cm}$, $h=40 \text{ cm}$

L'épaisseur qui satisfait aux trois conditions citées ci-dessus, nous amène à choisir une hauteur totale du radier égale à 40 cm, $h_t = 40$ cm

c) Calcul du débordement :

$$D \geq \max\left\{\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right\} = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } D = 40 \text{ cm}$$

Et de ce fait, la surface du radier est : $S_r = 590,61 \text{ m}^2$

d) Détermination de la hauteur de la poutre de libage :

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$\left\{\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 68 \text{ cm} \leq h \leq 102 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } h = 80 \text{ cm}; d = 72 \text{ cm}; b = 40 \text{ cm}\right.$$

L : la longueur maximal d'une poutre de libage, $L = 6,12 \text{ m}$

e) Vérification des contraintes du sol sous la charge verticale :

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol, le calcul sera fait en tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b \left[(h_r \times S_r) + (h_p \times b_p \times \sum L_i) \right] = 25[(0,40 \times 590,61) + (0,80 \times 0,40 \times 209,10)]$$

$$= 7578,9 \text{ KN}$$

$$N_{\text{ser}} = 7578,9 + 43614,05 = 51192,95 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_r} = 86,68 \frac{\text{Kn}}{\text{m}^2} < 150 \frac{\text{Kn}}{\text{m}^2}; \text{ Condition vérifiée}$$

f) La longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre est donnée par : $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times b}}$

Avec : I : Inertie de la poutre : $I = bh^3/12 = 0,40 \times (0,80)^3/12 = 0,017 \text{ m}^4$;

b : Largeur de la poutre $b=0,40 \text{ m}$;

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3216420 \text{ t/m}^2$.

K : Coefficient de raideur du sol $K = 500 \text{ t/m}^3$;

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216419 \times 0,017}{500 \times 0,4}} = 5,75 \text{ m}$$

$$L_{\text{max}} = 6,12 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \times L_e = 9,03 \text{ m} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$$

L_{\max} : Longueur maximale entre nues des poteaux.

Donc on peut considérer que le radier est infiniment rigide.

g) Evaluation des charges pour le calcul du radier :

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_r} = \frac{51192,95}{590,61} = 86,68 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\text{radier}} = \gamma_b \times h = 25 \times 0,40 = 10 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow Q = \sigma_{\max} - \sigma_{\text{radier}} = 76,68 \text{ KN/m}^2$$

Donc la charge en « m² » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est de :

$$Q = 76,68 \text{ KN/m}^2$$

VIII.4.5. Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par des voiles, il est soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges. Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut-être alternativement noyé et émergé en eau douce.

VIII.4.6 Méthode de calcul :

Ce radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie. Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur unité (1 ml) et ont pour valeurs :

- Dans le sens de grande portée : $M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$
- Dans le sens de petite portée : $M_{0y} = \mu_y \times M_x$

Tel que :

μ_x et μ_y : sont des coefficients fonction de α et ν (prend 0 à l'ELS, 0,2 à l'ELU) (cours béton armé BAEL 91).

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastrés aux niveaux des appuis d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis. :

- Moment en travée : $\begin{cases} M_t = 0,85 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau de rive} \\ M_t = 0,75 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau intermédiaire} \end{cases}$
- Moment sur appuis : $\begin{cases} M_a = 0,35 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau de rive} \\ M_a = 0,5 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau intermédiaire} \end{cases}$

VIII.4.7. Calcul du ferrailage :

b-1) Détermination des efforts :

Les efforts à l'ELU $v = 0$

Tableau VIII.2: Les moments fléchissant suivant les 2 sens

L _X (m)	L _Y (m)	α	Sens- x			Sens-y				
			μ _x	M ₀ (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	μ _y	M ₀ (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)
4,34	5,72	0,75	0,0621	89,69	76,24	44,85	0,5105	45,79	34,34	22,90

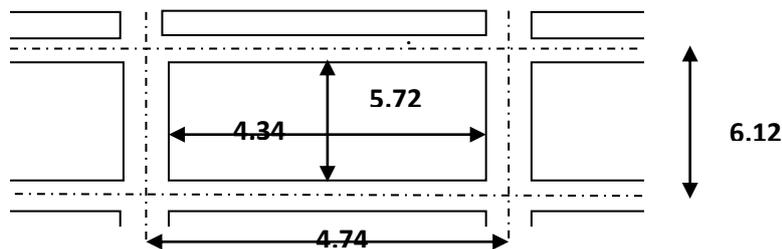


Figure VIII.3: Schéma du panneau le plus défavorable

b-2) Calcul des armatures :

b-2-1 Sens transversal(x)

• **Suivant L_x :**

En travée :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{76,24 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,042 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,042 \rightarrow \beta = 0,978 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{76,24 \times 10^3}{0,978 \times 36 \times 348} = 6,22 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 5T14 = 7,70 cm²/ml , avec un espacement de 15 cm.

Sur appuis :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{44,85 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,024 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,024 \rightarrow \beta = 0,987 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{44,85 \times 10^3}{0,987 \times 36 \times 348} = 3,62 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 4T12 = 4,52 cm²/ml, avec un espacement de 15 cm.

b-2-2 Sens longitudinal (y) :• **Suivant L_y :****En travée :**

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{34,34 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,018 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,018 \rightarrow \beta = 0,990$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{34,34 \times 10^3}{0,990 \times 36 \times 348} = 2,76 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 5T12 = 5,65 cm², avec un espacement de 15 cm.

Sur appuis :

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{22,90 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,012 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,012 \rightarrow \beta = 0,993$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{22,90 \times 10^3}{0,990 \times 36 \times 348} = 1,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 4T12 = 3,14 cm², avec un espacement de 15 cm.

d) Vérification de l'espacement :

Dans le sens le plus sollicité : $\begin{cases} S_t \leq \min\{3h ; 33 \text{ cm}\} \\ S_t \leq 33 \text{ cm} \end{cases}$; Condition vérifiée

VIII.4.8.Ferrailage des poutres de libages :

Le rapport $\alpha = L_x/L_y$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires, pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

a) Sens longitudinale :**a-1) Détermination des chargements :**

Poids propre p_p : $P_p = \gamma \cdot h \cdot b = 25 \times 0,80 \times 0,40 = 8,00 \text{ KN/m}$

$Q = 76,68 \text{ KN/m}^2$

- Calcul de q_u :

$q_u = \sigma_{rad} - p_p = 76,68 - 8,00 = 68,68 \text{ KN/ml}$

$$\text{On adopte : } \begin{cases} 1^{\text{er}} \text{ lit : 4T20} \\ 2^{\text{ème}} \text{ lit : 4T20} \rightarrow A = 37,71 \text{ cm}^2 \\ 3^{\text{ème}} \text{ lit : 4T20} \end{cases}$$

- **Sur appuis :**

Tableau VIII. 3: Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens longitudinal

	Intermédiaire	Rive
M_a (KN.m)	$= 0.5 \times M_0 = 269,76$	$= 0.35 \times M_0 = 188,83$
$\mu \rightarrow \beta$	0,09 → 0,9955	0,064 → 0,9669
A_s (cm ²)	10,81	8,01
$A_{\text{adoptée}}$ (cm ²)	4T14 (fil) + 4T14 (chap) = 12,32	4T14 (fil) + 4T12 (chap) = 10,68

b) Sens transversal :

b.1) Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

$$\begin{cases} Q' = \frac{2}{3} \times Q \times L_{x1} = \frac{2}{3} \times 68,68 \times 2,10 = 96,15 \text{ KN/m} \\ M_0 = \frac{Q' \times l^2}{8} = \frac{96,15 \times 4,34^2}{8} = 226,38 \text{ KN.m} \end{cases}$$

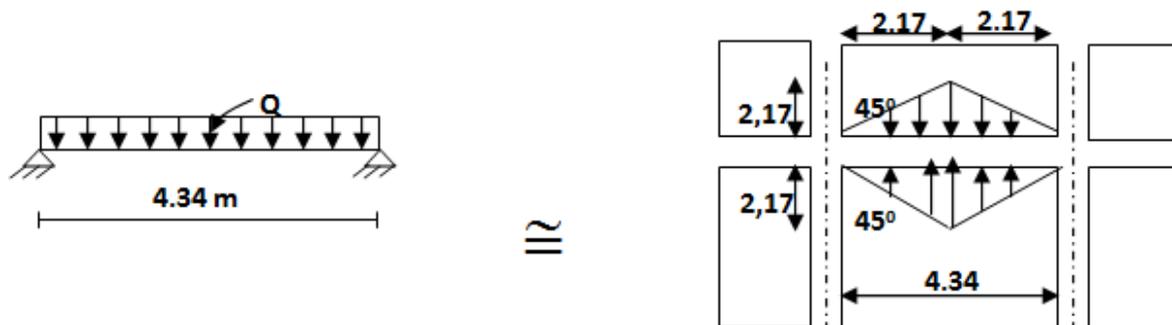


Figure VIII.5: Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.

b.2) Calcul du ferrailage :

- **En travée :**

$$M_t = 0.75 \times M_0 = 169,78 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} \mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{169,78 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,09 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0 \rightarrow \beta = 0,9527 \\ A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{169,78 \times 10^3}{0,9525 \times 36 \times 348} = 14,22 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

$$\text{On adopte : } \begin{cases} 1^{\text{er}} \text{ lit : 4T14} \\ 2^{\text{ème}} \text{ lit : 4T12} \rightarrow A = 15,2 \text{ cm}^2 \\ 3^{\text{ème}} \text{ lit : 4T12} \end{cases}$$

- **Sur appuis.**

Tableau VIII.4 : Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens transversal

	Intermédiaire	Rive
M_a (KN.m)	$0.5 \times M_0 = 113,19$	$0.35 \times M_0 = 79,23$
$\mu \rightarrow \beta$	0,038 → 0,9806	0,026 → 0,9934
A_s (cm ²)	4,60	3,18
$A_{adoptée}$ (cm ²)	4T12(fil) + 4T12 (chap) = 9,04	4T12 (fil) + 4T12 (chap) = 9,04

VIII.4.9 Les vérifications :**1- Contrainte de cisaillement :**

$$T_{\max} = 459 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{459 \times 1000}{400 \times 720} = 1,59 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,50 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 1,59 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

2-Armatures transversales :

$$\varphi_t \leq \min(h/35; \varphi_1; b/10) = \min(22,86; 10; 30) = 10 \text{ mm}$$

3-Diamètre : on prend $\varphi_t = 10 \text{ mm}$

4-Espacement :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\varphi_1\right) = \min(20; 14,4) = 15 \text{ cm}$$

$$\text{on prend } S_t = 15 \text{ cm.}$$

Donc on utilise des armatures : **HA ,Fe400, soit 4T10, A=3,14 cm².**

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max(\tau_u/2; 0,4 \text{ MPa}) = \max(0,80; 0,4 \text{ MPa}) = 0,80 \text{ MPa}$$

$$\frac{3,14 \cdot 400}{40 \cdot 15} = 2,09 > 0,41 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{conditi on vérifiée.}$$

VIII.5. Armature de peau :

Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre : $h_a \geq 2(80 - 0,1 f_e) = 80 \text{ cm}$

Dans notre cas $h_a = 80 \text{ cm}$ (vérifiée), donc notre poutre est de grande hauteur, dans ce cas il devient nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau).

En effet, les armatures déterminées par le calcul et placées à la partie inférieure ou supérieur de la poutre n'empêchent pas la fissuration que dans leur voisinage et les fissures risquent d'apparaître dans la zone de béton tendue. Ces armatures, qui doivent être placées le long de la paroi de chaque

côté de la nervure, elles sont obligatoires lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable, mais il semble très recommandable d'en prévoir également lorsque la fissuration peu préjudiciable; leur section est d'au moins 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi; pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

Donc pour une poutre de section $(h \times b_0) = (0,80 \times 0,40) \text{ m}^2$, on a :

$$A_{sp} = 3 \times 2 (b_0 + h) [\text{cm}^2] ; A_{sp} = 3 \times 2 (0,40 + 0,80) = 7,2 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4T 16 Fil; $A = 8,04 \text{ cm}^2$.

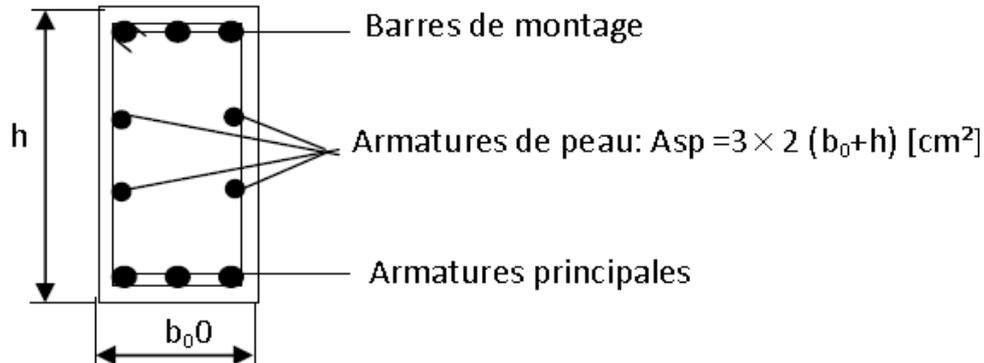


Figure VIII. 6 : Armature de peau.

Choix des barres du débord :

Pour l'exécution du ferrailage du débord on gardera les mêmes aciers des appuis de rive.

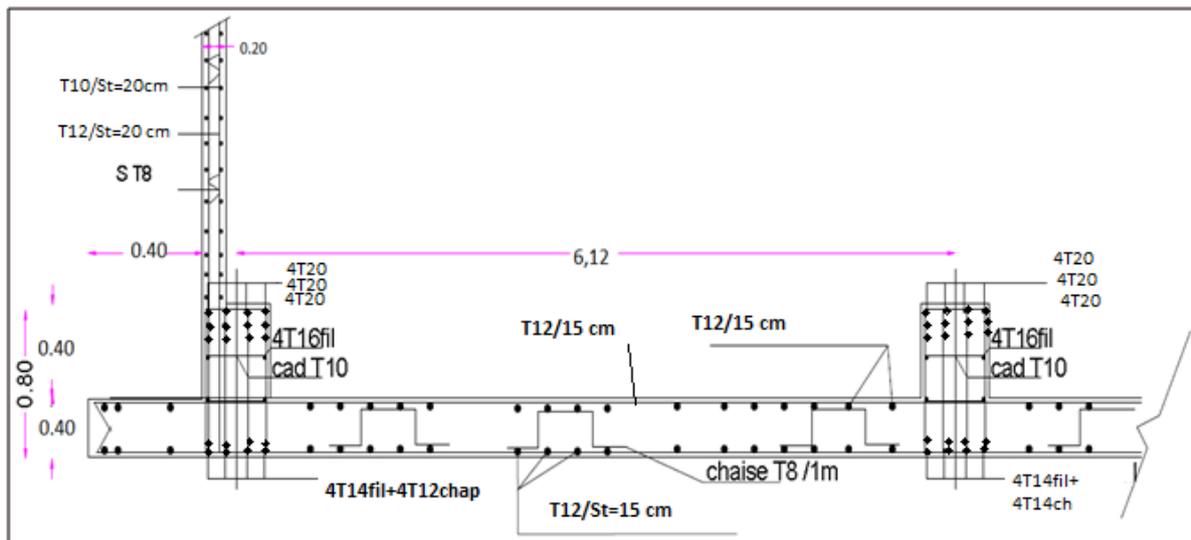


Figure VIII. 7 : Ferrailage de la poutre de libage et le radier et voile périphérique suivant le sens longitudinale

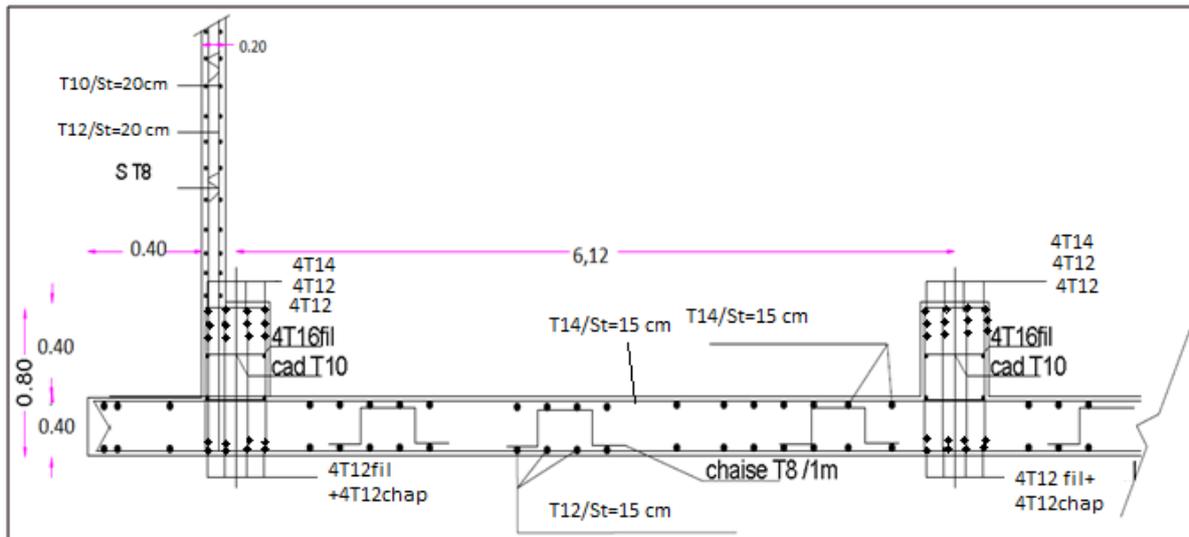


Figure VIII. 8 : Ferrailage de la poutre de libage et le radier et voile périphérique suivant le sens transversale

VIII.6. Conclusion générale :

-Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur pour analyser et étudier un projet de bâtiment réel. Nous avons saisi combien il est important de bien analyser une structure avant de la calculer. L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

-Pour la réalisation d'une construction en zone sismique, on établit d'abord la partie architecturale, en tenant compte de la fonction d'exploitation propre de cette construction, on recherche aussitôt après, la disposition convenable des éléments de contreventement.

-D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

-Notons qu'à la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience, que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, ainsi que le logiciel lui-même.

Tableau I. 1: caractéristiques géométriques.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau I.2: Coefficient d'application.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II.1: l'épaisseur du plancher des différents niveaux	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II. 2: La descente des charges du plancher terrasse	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II.3: La descente de charge du plancher SS+ RDC et étages.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II.4: loi de dégession de la surcharge d'exploitation	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II.5. Section des éléments de la structure	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.1 : Charge aux états limites.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.2: Récapitulatif des armatures du balcon.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.3: Résume les charges de paillasse	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.4: Résume les charges de palier.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III. 5: Résume les charges de paillasse	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III. 6: Résume les charges de palier.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau IV.1: Récapitulatif des résultats obtenus	Erreur ! Signet non défini.
Tableau IV.2: Récapitulatif des résultats obtenus	Erreur ! Signet non défini.
Tableau IV. 3: Récapitulatif des résultats obtenus	Erreur ! Signet non défini.
Tableau IV .4 Résume le ferrailage des poutrelles.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau V. 1 : Valeurs de V_{sta} et V_{dyn}	Erreur ! Signet non défini.
Tableau V. 2 :Nombre de modes à considérer	Erreur ! Signet non défini.
Tableau V. 3 Valeur de coefficient de participation modale de la structure	Erreur ! Signet non défini.
Tableau V 4: Excentricité accidentelle.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau V.5: Déplacement relatif admissible suivant le sens X	Erreur ! Signet non défini.
Tableau V. 6: Déplacement relatif admissible suivant le sens Y	Erreur ! Signet non défini.
Tableau V. 7: Vérification à l'effet P- Δ	Erreur ! Signet non défini.
TableauV 8:Vérification au Renversement (x-x)	Erreur ! Signet non défini.
TableauV 9 : Vérification au Renversement (y-y)	Erreur ! Signet non défini.
Tableau VI.1: Moments max des poutres.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau VI.2 : Récapitulation du ferrailage des poutres principales de rives et intermédiaires	Erreur ! Signet non défini.

Tableau VI. 3: Récapitulation du ferrailage des poutres secondaires de rives et intermédiaires **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI 4: Ferrailage des poutres principales de rives. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI.5: Ferrailage des poutres principales intermédiaires. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI. 6 a: Ferrailage des poutres secondaires de rives..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI. 7: Ferrailage des poutres secondaires intermédiaires. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI.8: Tableau récapitulatif du sollicitations max et sections d'armatures des poteaux. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI.9 : Récapitulation du ferrailage des poteaux **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VII.1: Ferrailages des voiles (zone II) **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VII 2 : Ferrailage horizontal des voiles **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VIII.1 : tableau récapitulatif des sections armatures des voiles périphériques.. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VIII.2: Les moments fléchissant suivant les 2 sens **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VIII. 3: Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens longitudinal..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VIII.4 : Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens transversal..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure I.1: Plan sous sol.	Erreur ! Signet non défini.
Figure I.2 : plan d architecture RDC.	Erreur ! Signet non défini.
Figure I.3:plan d étage courant.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure I.4 : Façade principale.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure I.5: coupe AA.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure I.6 : Diagramme parabole rectangle.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure I.7: Diagramme rectangulaire simplifié.	Erreur ! Signet non défini.
Figure I.8 : Diagramme déformations – contraintes.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure I.9 : Diagramme des déformations limites de la section : règle des trois pivots..	Erreur ! Signet non défini.
Figure II. 1: coupe d'un plancher à corps creux.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure II. 2 : coupe d'un plancher à corps creux du plancher terrasse.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure II.3 : coupe d'un plancher à corps creux du plancher étage courants	Erreur ! Signet non défini.
Figure II.4 : Vus en 3 D du poteau	Erreur ! Signet non défini.
Figure II.5 : section afférente du poteau rectangulaire.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure II.6: Coupe de voile en élévation	Erreur ! Signet non défini.
Figure III. 1: Dimension d'acrotère.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure III.2:schéma statique et réel de l'acrotère	Erreur ! Signet non défini.
Figure III. 3: Ferrailage de l'acrotère.	Erreur ! Signet non défini.
Figure III.4:Schéma du balcon.	Erreur ! Signet non défini.
Figure III.5 :schéma de ferrailage balcon (01et02).	Erreur ! Signet non défini.
Figure III. 6:schéma d'un escalier.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure III .7: Schéma statique	Erreur ! Signet non défini.
Figure III.8: Schéma statique de l' escalier a l'E.L.U	Erreur ! Signet non défini.
Figure III. 9:Schéma statique de l' escalier a l'E.L.S.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure III.10 Dimension poutre palière	Erreur ! Signet non défini.
Figure III.11 Diagramme des moments que subit la poutre palière.	Erreur ! Signet non défini.
Figure III.12 : poutre palière à la torsion.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure III.13 : Schéma statique de l'escalier sous sol a l'E.L.U	Erreur ! Signet non défini.

Figure III.14 : Schéma statique de l'escalier sous sol a l'E.L.U **Erreur ! Signet non défini.**

Figure IV.1: Plancher à corps creux **Erreur ! Signet non défini.**

Figure IV.2: Diagrammes du moment corrigé. **Erreur ! Signet non défini.**

Figure IV.3 : diagrammes des moments aux appuis..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure IV.4 : Diagramme de l'effort tranchant **Erreur ! Signet non défini.**

Figure IV 5 : : Section de calcul..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure V.1:Vue en plan de la structure..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure V. 2:Vue en 3D de la structure..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure V. 3:Disposition des voiles dans la structure **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VII.1: Schéma descriptif d'une disposition des voiles structure..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VII.2: Schéma de ferrailage de voile V5..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VIII.1 : Schéma de la distribution des charges sur de voile périphérique..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VIII2 : Radier général. **Erreur ! Signet non défini.**

FigureVIII3: Schéma du panneau le plus défavorable **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VIII4: Répartition des charges sur les poutres selon les lignes rupture **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VIII.5: Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VIII. 6 : Armature de peau. **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VIII. 7 : Ferrailage de la poutre de libage et le radier et voile périphérique suivant le sens longitudinale..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VIII. 8 : Ferrailage de la poutre de libage et le radier et voile périphérique suivant le sens transversale..... **Erreur ! Signet non défini.**

NOTATIONS ET SYMBOLES

Symboles	Signification
E.L.S	État Limite De Service,
E.L.U	État Limite Ultime,
C^{te}	Valeur Constance,
A_s	Section D'aciers,
A_s'	Section D'aciers Comprimés,
A_{max}, A_{min}	Section D'acier Maximale Et Minimale,
A.N	Axe Neutre,
A_s	Armatures Supérieures,
A_t	Section D'un Cours D'armatures Transversales,
B_r	Section Réduite,
B_o	Section Homogène Totale,
E_s	Module D'élasticité,
F_{bc}	Résultante Des Efforts De Compression Dans Le Béton,
G	Action Permanente,
I_o	Moment D'inertie De La Section Totale Homogène,
M_a	Moment Sur Appui,
M_{Ser}	Moment Fléchissant A L'E.L.S,
M_u	Moment Fléchissant A L'E.L.U,
M_{ax}	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé,
M_{oy}	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé Pour Une Bande De Largeur Unité Parallèle A l_y
N_{Ser}	Effort Normal De Service,
N_u	Effort Normal Ultime,
P_{Ser}	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.S,
P_u	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.U,
V_u	Effort Tranchant A L'.L.U,
a	Plus Petite Dimension D'une Section Transversale,
a-b	Dimensions En Plans D'un Poteau,
B	Largeur D'une Table De Compression,
b_o	Largeur D'une Section Rectangulaire Ou De La Nervure D'une Section En T,
b_1	Largeur d'une aile de tension en T,
d	hauteur utile d'une section,
e_o	Excentricité par rapport au centre de gravité du béton,
f_{cj}	Résistance caractéristique du béton à la compression à j- jours,

f_{c28}	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 j,
f_e	Limite d'élasticité de l'acier,
f_{tj}	Résistance conventionnelle à la traction du béton à j- jours,
f_{t28}	Résistance conventionnelle a la traction du béton a 28 j,
h	Hauteur totale d'une section,
h_0	Hauteur d'une table de compression,
i	rayon de giration,
l_a	Portée d'ancrage,
l_f	hauteur de flambement,
l_i	Portée de travée,
l_r	Longueur de recouvrement,
l_s	Longueur de scellement,
l_o	Longueur fictive,
$h = 15$	coefficient d'équivalence,
S_t	Espacement des armatures transversales,
\mathcal{E}_{bc}	Raccourcissement relatif maximal du béton comprimé ,
\mathcal{E}_s	Allongement relatif des aciers tendus,
\mathcal{E}_{sc}	Raccourcissement relatif des aciers comprimé,
\mathcal{E}_{st}	Allongement relatif des aciers tendus lorsque leur contrainte atteint la résistance de calcul (f_e / γ_s),
π	Coefficient de fissuration,
λ	Élancement géométrique,
μ	Coefficient de frottement acier /béton,
ν	Coefficient de poisson ; effort normal réduit,
σ_{bc}	Contrainte de compression du béton,
$\overline{\sigma}_{bc}$	Contrainte limite du béton comprimé à L'E.L.S
σ_s	Contrainte de traction de l'acier,
τ_{su}	Contrainte d'adhérence limite,
τ_u	Contrainte tangentielle conventionnelle,
ϕ	Diamètre d'une barre,
ϕ_l	Diamètre d'une barre longitudinale,
ϕ_t	Diamètre d'une barre transversale,
ψ, ψ'	Coefficient pour calculer l'ancrage des courbes,
ψ_s	Coefficient de scellement,

REFERENCES

Règlements :

- *RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes*
- *BAEL99 : Béton armé aux états limites*
- *CBA93 : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé*
- *DTR B.C. 2.2 : Charge permanentes et charge d'exploitation*

Livres :

- *Le projet de béton armé (Henry Thonier)*
- *Calcul des structures en béton armé (Belazougui)*

Logiciels :

- *AUTOCAD 2006 (Dessin)*
- *ETABS V9.7.4 (Analyse des structures)*
- *Office 2007 (Traitement de texte, calcul...etc)*
- *Socotec*

Thèses :

- *Mémoire Hachemi et Younes étude d'un bâtiment R+12*
- *Mémoire Bensaad et Touati étude d'un bâtiment R+5 à usage multiple (Portique contreventé par des voiles)*
- *Mémoire Sanaa et Hammadi étude d'un bâtiment en béton armé (R+12 avec sous-sol)*
- *Autres mémoires*

Cours :

- *Cour béton armée(Mr. Boubekeur).*