

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République algérienne démocratique et populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'enseignement supérieur et de recherche scientifique

المركز الجامعي لعين تموشنت بالحاج بوشعيب

Centre universitaire Belhadj Bouchaib d'Ain-Temouchent

Institut de technologie

Département de Génie Civil



Projet de fin d'étude

Pour l'obtention du diplôme de Master en :

Domaine : SCIENCE ET TECHNOLOGIE

Filière : GENIE CIVIL

Spécialité : Ingénierie de Structure

Thème

Etude d'un bâtiment (R+5) à usage habitation en béton armé

Soutenance Le 09/10/2018

Présenté Par :

- MAAROUF Mohamed
- BERRACHED Said

Devant les jurys com

posés de :

Mme MOUSSI

C.U.B.B (Ain Témouchent) Président

Mme TAHAR BERABAH

C.U.B.B (Ain Témouchent) Examineur

Mr AMMARA

C.U.B.B (Ain Témouchent) Encadreur

Dédicace

Mes remerciements vont en tout premier lieu à Dieu Allah azawajal et à mon encadreuse Pr. Amara Khalef pour sa patience, sa compréhension et ses conseils, ses critiques ont largement orientés ce travail.

Je remercie également l'ensemble des membres du jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail.

Un grand remerciement pour mes amis (es): berrached abdelkhalik, meguenni zora, la famille zazoua, megueni sidahmed, ali bendada et Blal Said.

Et Un autre grand remerciement pour la famille maarouf et khadidja medelci et sifou dalla et mon cher ami asmaar lah yehmo

À mes très chers parents...

Témoignage d'affection et de grande reconnaissance,

Que Dieu les garde pour moi

À toute ma famille,

Mes très chers frères et sœurs,

Mes Oncles et Tantes

À tous ceux que j'aime

À tous ceux qu'ont participé de loin ou de près à la réalisation de ce travail

Remerciement

*Nous remercions le bon D.F.E.U qui nous a aidé dans
Nos pas, qui nous ont donné le courage et la volante
Pour continuer nos études*

*Nous tenons expressément et chaleureusement à
Remercier nos parents pour leur soutien et leurs
Encouragements tout au long de nos études
Nous tenons particulièrement à remercier*

Le professeur Amara Khaled,

Pour l'attention qu'elle a apportée à notre travail.

Il a encadré ce mémoire avec une grande rigueur scientifique

*Et a répondu à nos demandes faisant preuve
D'une grande disponibilité.*

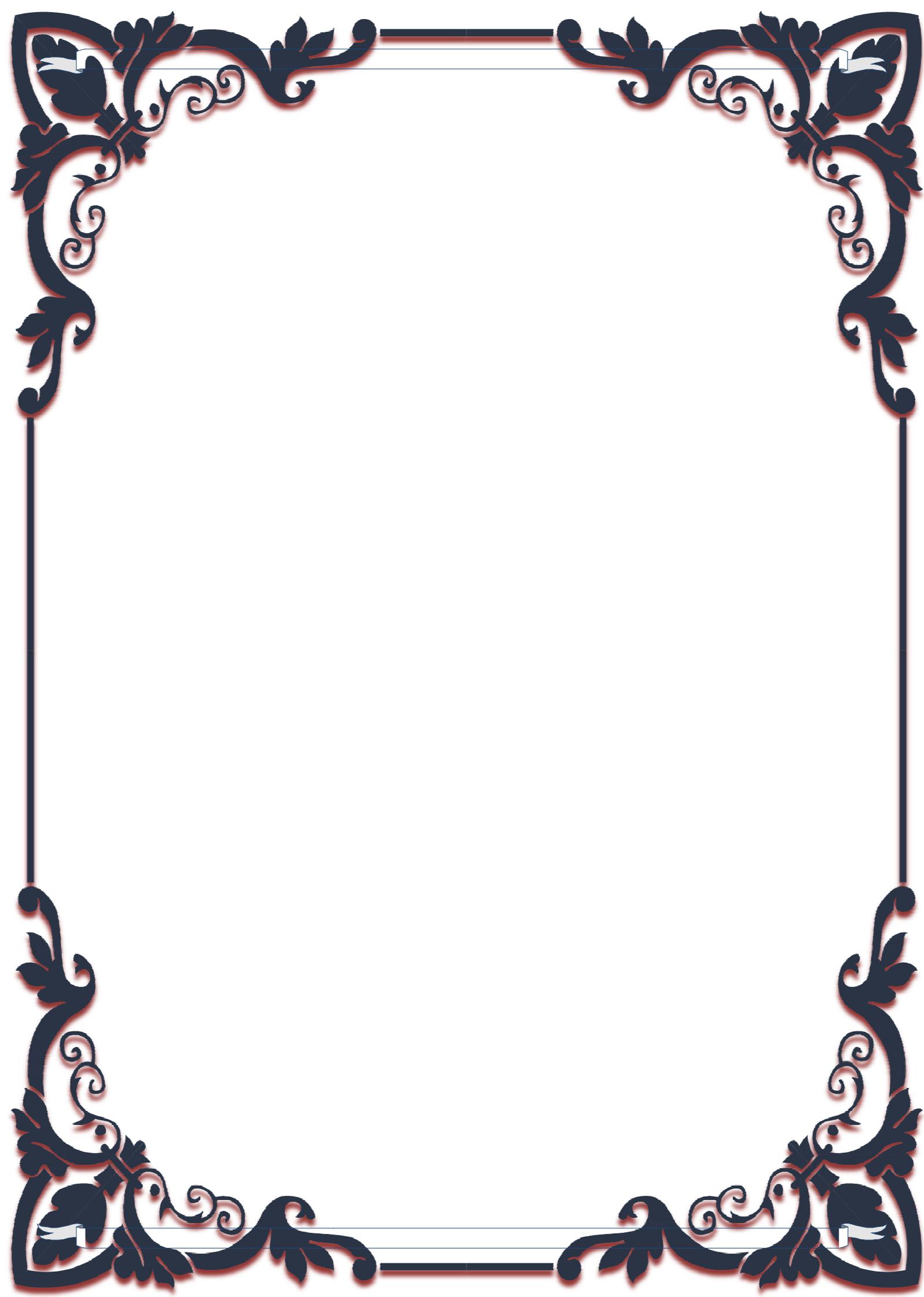
*Il est également très agréable de remercier
Tous nos amis sur l'aide,*

*Et toutes personnes ayant participées de près
Ou de loin à la réalisation de ce travail.*

*Nous exprimons notre profonde reconnaissance,
Aux membres de jury.*

*Nous exprimons aussi nos remerciements à l'ensemble
Des enseignants de génie civil.*

Qui ont contribué à notre formation de master



PRINCIPALES NOTATIONS UTILISEES

A : coefficient d'accélération de zone
Aa : section d'armature en appui
A_l : section d'armature longitudinale
A_{min} : section d'armature minimale déterminée par les règlements
Ar : section d'armature de répartition
A_{ser} : section d'armature d'état limite de service
At : section d'armature de travée ou transversale
A_u : section d'armature d'état limite ultime de résistance
Ax : section d'armature du sens x-x
Ay : section d'armature du sens y-y
A' : section d'armature comprimée
A₁ : section de l'armature la plus tendue ou la moins comprimée
A₂ : section de l'armature la moins tendue ou la plus comprimée
Br : section réduite du béton
Cp : facteur de force horizontale
Cs : coefficient de sécurité
Cr : charge de rupture
Crn : charge de rupture minimale nécessaire
D : coefficient d'amplification dynamique
E : module de déformation longitudinale
E_{ij} : module de déformation longitudinale instantanée
E_{iv} : module de déformation longitudinale différée
G : action permanente
H : hauteur
HA : armature à haute adhérence
I : moment d'inertie
If : moment d'inertie fictif
J : action permanente avant mise en place des cloisons
L : longueur
Le : longueur en élévation
Ln : entre axe des nervures
Lp : longueur en plan
M : moment fléchissant
Ma : moment fléchissant en appui
Mc : moment fléchissant en centre ; masse de la cabine ; moment de la console
Md : moment fléchissant de la droite
Me : masse du câble ; moment au centre de la section
Mf : moment fléchissant totale
Mg : moment fléchissant sous charge permanente ; masse du treuil ; moment dû au garde corps
Mj : moment fléchissant sous charge permanente avant mise en place des cloisons
M_l : masse linéaire
M_{ser} : moment fléchissant d'état limite de service
Mt : moment fléchissant de travée
M_u : moment fléchissant d'état limite ultime de résistance
Mw : moment fléchissant de la gauche
Mx : moment fléchissant du sens x-x
My : moment fléchissant du sens y-y
M₀ : moment de flexion d'une poutre simplement appuyée

M₁ : moment par rapport aux armatures tendues ; coefficient de Pigeaud
M₂ : coefficient de Pigeaud
M₂₂ : moment suivant le sens 2-2
M₃₃ : moment suivant le sens 3-3
N : effort normal
N_e : effort normal au centre de la section
N_{pp} : effort normal dû au poids des poutres principales
N_{ps} : effort normal dû au poids des poutres secondaires
N_{ser} : effort normal d'état limite de service
N_u : effort normal d'état limite ultime de résistance
P : poids propre ; périmètre
Pr : poids propre du radier
Q : action variable quelconque ; facteur de qualité
R : rayon ; coefficient de comportement de la structure
S : surface
Sr : surface du radier
T : effort tranchant
T_x : période fondamentale dans le sens x-x
T_y : période fondamentale dans le sens y-y
Uc : périmètre du contour
V : action sismique ; effort horizontal
Vt : effort sismique à la base de la structure
W : poids total de la structure
Wp : poids de l'élément en considération.
a : longueur ; distance ; dimension
b : largeur
b₀ : largeur de la nervure
b₁ : largeur de poteau
c : enrobage
d : hauteur utile ;
e : excentricité ; espacement
e_a : excentricité additionnelle
f : flèche
f_c : contrainte caractéristique du béton à la compression
f_e : limite élastique d'acier
f_t : contrainte caractéristique du béton à la traction
g : giron de la marche
h : hauteur
h_c : hauteur du corps creux
h_d : hauteur de la dalle
h_e : hauteur libre
h_{moy} : hauteur moyenne
h_t : hauteur totale
h' : hauteur de la zone nodale
h₁ : hauteur du poteau
i : rayon de giration
j : nombre des jours
l : longueur ; distance
l_f : longueur de flambement
l_x : la petite dimension du panneau de la dalle
l_y : la grande dimension du panneau de la dalle
l' : longueur de la zone nodale
l₀ : longueur libre
q_b : charge linéaire induite par les marches

q_{eq} : charge linéaire équivalente
 q_l : charge linéaire
 q_{ser} : charge linéaire d'état limite de service
 q_u : charge linéaire d'état limite ultime de résistance
 q_p : charge linéaire du palier
 s : espacement
 t : espacement ; période
 x : abscisse
 y : ordonnée
 y_1 : ordonnée du centre de gravité de la section homogène
 α : Angle, coefficient sans dimension
 γ : Coefficient partiel de sécurité, rapport des moments
 β : Coefficient sans dimension, coefficient de pondération
 ε : Coefficient de réponse
 η : Coefficient de fissuration relatif, facteur de correction d'amortissement
 θ : Déviation angulaire, coefficient sans dimension, coefficient globale dépendant du type de construction
 λ : Élancement mécanique d'un élément comprimé, coefficient sans dimension, rapport des dimensions
 μ : Moment réduit
 ν : Coefficient de poisson
 ρ : Rapport de deux dimensions
 σ : contrainte de béton ou d'acier
 τ : Contrainte tangentielle ou de cisaillement
 ψ : Coefficient de pondération
 ξ : Pourcentage d'amortissement critique
 δ : Coefficient de réduction, espacement des armatures transversales, déplacement
 Σ : Sommmation
 ϕ : Diamètre d'armature transversale ou treillis soudés

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial constitué d'un sous-sol et d'un Rez-de chaussée plus (5) étages, implanté à la wilaya d'AIN TEMOCHENT. Cette région est classée en zone sismique II selon le RPA99 version 2003.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié 99), cette étude se compose de quatre parties :

La première est une description générale du projet avec une présentation des caractéristiques des matériaux, ensuite le prédimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

La deuxième partie a pour objectif l'étude des éléments secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon, ascenseur, et dalle pleine).

L'étude dynamique de la structure a été faite dans la troisième partie par le logiciel SAP2000 afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique).

Enfin l'étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles, radiers généraux) sera calculée dans la dernière partie.

Mots-clés: Bâtiment, Béton armé, SAP2000, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.

Abstract

This project presents a detailed study of a building used for residential and commercial consists of a basement and a ground floor addition (5) floors, located in the wilaya of AIN TEMOUCHENT. This region is classified as seismic zone IIa according to the RPA99 version 2003.

Using the new rules of calculation and verification of reinforced concrete (RPA99 2003 version, BAEL91 modifié 99), this study consists of four parts:

The first starts the general description of the project with a presentation of material properties, then the Pre-design of the structure and finally the descent of the load.

The second part aims to study secondary elements (beams, stairs, parapet, balcony, elevator, and full slab).

The dynamic study of the structure was begun in the third part software SAP2000 to determine the various stresses due to loads (permanent loads, operational and seismic loading).

At the end, the reinforcement of structural elements (columns, beams, wall sails, and draft) will be calculated in the last part.

Keywords: Building. Reinforced concrete SAP2000, RPA99 modified 2003, BAEL91 modified 99.

ملخص

يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لمبنى سكني وتجاري يتكون من طابق سفلي وطابق أرضي بالإضافة إلى (5) طوابق تقع في ولاية عين تيموشنت. وتصنف هذه المنطقة في المنطقة الزلزالية IIa وفقاً لنسخة RPA99 لعام 2003.

استخدام القواعد الجديدة لحساب وفحص الخرسانة المسلحة (RPA99V2003 وتعديل B.A.E.L9199)، تتكون هذه الدراسة من أربعة أجزاء:

يبدأ أول وصف عام للمشروع مع عرض لخصائص المواد ، ثم الأبعاد المسبقة للهيكل وأخيراً نزول الأحمال.

يهدف الجزء الثاني إلى دراسة العناصر الثانوية (الحزم ، السلالم ، الأكروتريوم ، الشرفة ، المصعد ، والبلاطة الصلبة).

بدأت الدراسة الديناميكية للهيكل في الجزء الثالث من برنامج SAP2000 من أجل تحديد الأحمال المختلفة بسبب الأحمال (الحمل الدائم ، الحمل التشغيلي والحمل الزلزالي)

في النهاية دراسة العناصر المقاومة للهيكل (المشاركات ، الحزم ، الأشرعة ، إلغاء عامة). سيتم حسابه في الجزء الأخير.

الكلمات المفتاحية: البناء ، الخرسانة المسلحة ، SAP2000 ، المعدل RPA99 2003 ، المعدل BAE L91 99

SOMMAIRE

| | |
|------------------------------------|-----|
| Introduction générale | 01A |
|------------------------------------|-----|

Chapitre (01) : PRESENTATION DE PROJET

| | |
|--|----|
| I.1.Introduction De notre projet..... | 01 |
| I.2.Description de notre projet..... | 02 |
| I.3.Caractéristiques géométriques du bâtiment | 03 |
| I.4.Caractéristiques géotechniques du sol..... | 02 |
| I.5.Contrainte admissible du sol..... | 04 |
| I.6.Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisées..... | 03 |
| I.7 Le béton..... | 05 |
| I.7.1 : Définition..... | 06 |
| I.7.2:Résistance du béton..... | 06 |
| I.7.2.1La résistance à la compression..... | 07 |
| I.7.2.2 Résistance caractéristique à la traction..... | 07 |
| I.8 Ossature et système constructif adopté..... | 08 |
| I.8.1Ossature..... | 08 |
| I.9 Méthode de calcul..... | 09 |
| I.10 Définition des états limites..... | 10 |
| I.11 Hypothèse de calcul..... | 10 |

Chapitre (02) : Le pré dimensionnement des éléments résistants

| | |
|------------------------------------|----|
| II. 1-INTRODUCTION..... | 12 |
| II. 2-Pré-dimensionnement | 12 |
| II.2.1- Les poutres | 12 |
| II.2.1.1- définition | 12 |
| II.2.1.2-Pré dimensionnement | 13 |
| II.2.2- Plancher | 13 |
| II.2.2.1- les poutrelles | 14 |
| II.2.3- Les Poteaux | 14 |

| | |
|---|----|
| II.2.4- Voiles..... | 16 |
| II.2.5.- Récapitulation des Pré – dimensionnement..... | 16 |
| II.2.5.1- pour des poutres et poteaux | 17 |
| II.2.5.2- Récapitulation des Pré – dimensionnement des voiles | 17 |
| II.2.6 Pré-dimensionnement des escaliers | 17 |
| II.2.6.1Eléments d’escalier | 17 |
| II.2.6.2-Types D’escaliers..... | 18 |
| II.2.6.3Pré dimensionnement d’escalier étage courante..... | 18 |
| II.2.6.4Pré dimensionnement d’escalier RDC..... | 18 |
| II.2.6.5Epaisseur de la paillasse et de palier..... | 18 |

Chapitre (03) :Descente des charges

| | |
|--|----|
| III-1-Définition..... | 19 |
| III-2-Système porteur d’une structure | 19 |
| III. 3 -Plancher terrasse (inaccessible)..... | 20 |
| III. 3-1.Charges permanentes (G) | 20 |
| III. 3-2-Surcharges d’exploitation (Q) | 20 |
| III .4 -Plancher étages courant..... | 21 |
| III. 4-1.Charges permanentes (G) | 21 |
| III.4-2-1 Surcharges d’exploitation (Q) | 21 |
| III. 4-2-2 Surcharges d’exploitation (Q) | 22 |
| III.5- Dalle pleine..... | 22 |
| III.5.1 Surcharges d’exploitation (Q) | 23 |
| III. 6-Maçonnerie | 23 |
| III .6-1.Mur extérieur..... | 23 |
| III. 6-2.Mur intérieur | 24 |
| III. 7-Balcon | 24 |
| III . 7-1 Surcharges d’exploitation (Q) | 24 |

| | |
|--|----|
| III.8 : Descente de charge d'escalier..... | 25 |
|--|----|

Chapitre (04) : Etude des planchers

| | |
|--|----|
| IV.1 Introduction | 26 |
| IV.2 Les méthodes calcul | 26 |
| IV.3 Etude des poutrelles | 27 |
| IV.4 Les types de poutrelle | 27 |
| IV.5 CALCUL DES SOLLICITATIONS SUR LES POUTRELLES..... | 27 |
| IV.5.1 La vérification de la méthode forfaitaire | 27 |
| IV.5.2 METHODE FORFITAIRE..... | 28 |
| IV.6 Ferrailage des poutrelles | 34 |
| IV.7. Ferrailage de la dalle de compression | 40 |

Chapitre (05):Etude de la dalle pleine

| | |
|---|----|
| V.1 : Introduction | 42 |
| V.2 : Détermination de L'épaisseur du Dalle pleine (balcons) | 42 |
| V.3 : Descente des charges | 43 |
| V.3.1 : Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants..... | 44 |
| V.3.2 : Récapitulatif des moments et des efforts tranchants | 45 |
| V.4 :.Détermination de ferrailage | 46 |

Chapitre (06) :L'acrotère

| | |
|--|----|
| VI.1 : Définition | 51 |
| VI.1.1 : Calcul Des Charges Sollicitant L'acrotère | 51 |
| VI.1.2 : Déterminations des efforts | 52 |
| VI.1.3 : Ferrailage De La Section De L'acrotère | 52 |
| VI.1.4 : Vérification A L'E.L.S | 54 |
| VI.1-4-1) Calcul de moment statique | 55 |
| VI 1-4-2) contraintes du béton | 55 |
| VI 1-4-3) contraintes de l'acier | 55 |
| VI.1.5 : Vérification De L'effort Tranchant | 55 |

| | |
|-------------------------------------|----|
| VI.1.6:Vérification Au Séisme | 56 |
|-------------------------------------|----|

Chapitre (07) : Etude d'escalier

| | |
|--|----|
| VII.1 : Détermination des sollicitations | 57 |
| VII.2 Effort tranchant et moment fléchissant | 58 |
| VII.3 : calcul de ferrailage | 60 |
| VII.4 Étude de la poutre palière | 62 |
| VII.4.1 Dimensionnement | 62 |
| VII.4.2 Charge supportée par la poutre | 62 |
| VII.4.3.Calcul du ferrailage..... | 63 |

Chapitre(08) : Etudes sismique

| | |
|---|-----|
| IX.1 : Introduction:..... | 74 |
| IX.2 : Objectif de l'étude dynamique:..... | 74 |
| IX.3 : Méthode de calcul :..... | 74 |
| IX.3.1 : Méthode statique équivalente:..... | 75 |
| IX.3.2 : Méthode d'analyse modale spectrale :..... | 75 |
| IX.4 : Calcul dynamique de la structure :..... | 76 |
| IX.4.1: calcul de la force sismique totale :..... | 76 |
| IX.4.2. : Coefficient d'accélération de zone « A »..... | 76 |
| IX.4.3:facteur d'amplification dynamique moyenne (D) :..... | 77 |
| IX.4.4 : Coefficient de correction d'amortissement η :..... | 78 |
| IX.4.5 : Calcul de coefficient de comportement de la structure R..... | 79 |
| IX.4.6 : Facteur de qualité « Q » | 79 |
| IX.4.6.1 : Condition minimales sur les files de contreventement:..... | 80. |
| IX.4.6.2 : Redondance en plan :..... | 80 |
| IX.4.6.3 : Régularité en plan :..... | 80 |
| IX.4.6.4 : Régularité en élévation :..... | 81 |
| IX.4.6.5 : Contrôle de la qualité d'exécution :..... | 81 |

| | |
|--|----|
| IX-5.Poids total de la structure “ W ”: | 82 |
| IX.6Modélisation | 85 |
| IX.6.1 Démarche de modélisation sur le logiciel SAP2000 V14. | 85 |

Chapitre(09) Etude des éléments structuraux

| | |
|---|-----|
| X.1.Introduction : | 93 |
| X.2 : les poteaux : | 93 |
| X.2.1 : Combinaisons spécifiques de calcul : | 93 |
| X.2.2 : Vérification spécifiques | 93 |
| X.3 : Poutres | 99 |
| X.3.1Ferrailage des poutres | 99 |
| X.3.2.Etude des poutres : | 99 |
| X.3.2.1 : Exemple de calcul des poutres principales : | 99 |
| X.3.2.2 : Exemple de calcul des poutres secondaire : | 99 |
| X.4 : Voiles de contreventement : | 114 |
| X.4.1 Introduction : | 114 |
| X.5 : Voiles périphériques. | 115 |

Introduction générale :

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace tant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense. Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner. Chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique.

§ L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre survenu à BOUMERDES le 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure. Chaque étude de projet du bâtiment a des buts:

- La sécurité (le plus important): assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Economie: sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- Confort et esthétique.

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

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (duré de vie).
- Résistance au feu.

1. INTRODUCTION GENERALE :

Dans le cadre ce projet nous allons procéder au pré dimensionnement des éléments structuraux d'un bâtiment **R+5**.

Se bâtiment sera étudié avec un système de contreventement mixte réalisée par des voiles et des portiques. Pour notre projet on va procéder aux calculs dynamique avec logiciel Sap2000

2. PRESENTATION DU PROJET

Notre projet ce situe à la wilaya d'Ain Temouchent qui classé une zone de moyenne sismiste de **classe II a** suivant le règlement parasismique algérien RPA 99 version 2003.

Notre projet et un bâtiment à usage d'habitation dont le type de logement est du F3 ainsi d'un RDC destinée au commerce est un niveau sous –sol utilisée comme parkings pour voiture léger.

2.1. Ossature et système constructif**Tableau 1.** Caractéristiques géométriques

Longueur du bâtiment 28,20 M**Largeur du bâtiment 22,50 M****Hauteur total du bâtiment 18,90 M****Hauteur de L'étage courant 3,06 M****Hauteur du RDC 3,60 M**

2.2. Ossature et système constructif

C'est une ossature réalisée avec système mixte portique et des voiles

Plancher : Tous les plancher sont réalisée en corps creux et une dalle de compression type (16+5cm) Ce type de plancher est le plus utilisée pour ces avantage :

- facilité de réalisation.
- réduction de la masse du plancher et par conséquence l'effet sismique
- isolation acoustique et thermique
- économie dans le cout du coffrage (le corps creux et les poutelle forme un coffrage)

L'escalier :

L'escalier nous permet l'accès du niveau sous–sol aux RDC ainsi que du RDC à autre niveaux dans notre projet chaque niveaux à deux volée est un palier intermédiaire

Maçonnerie :

Les murs extérieures : sont réalisé en brique creuse double parois de 15cm et 10cm avec une l'âme d'air de 05cm ce type de mur comporte des ouvertures pour fenêtre

Les murs intérieurs : en brique creuse simple parois de 10 cm qui comporte des ouvertures pour porte

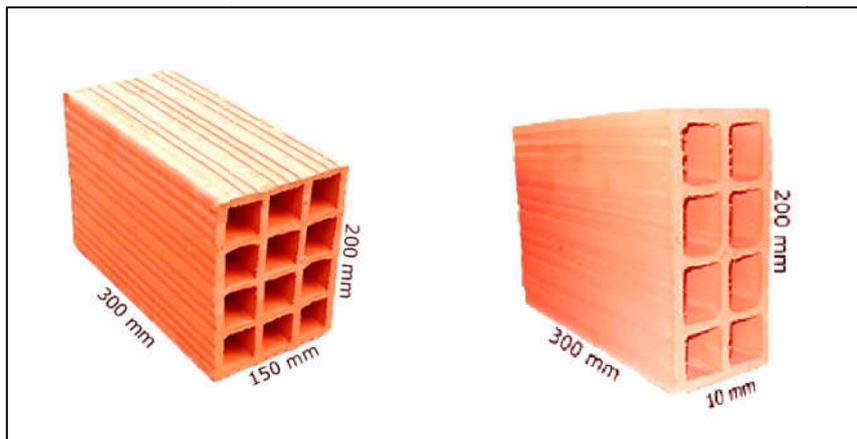


Figure 1. Brique à 8 Trous (10cm) et Brique à 12 Trous (15cm)

Revêtement :

- Enduit en plâtre pour les sous plafond (2cm)
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et intérieurs y compris volée d'escalier et palier de repos (2cm)
- Revêtement en carrelage (2cm)
- Le plancher terrasse sera couvert par une étanchéité multicouche couverte par du gravillon roulée afin d'éviter toute pénétration d'eau

Acrotères :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60cm et 80cm et de 10cm d'épaisseur.

2.3. Caractéristique géotechnique du sol :

Suivant le rapport géotechnique établi par le laboratoire LNHC est après avoir effectué des sondages et PDL sur le site il a été conclu que la nature du sol est un sol meuble dont la contrainte est de 2.5 bar.

2.4. Caractéristique mécanique des matériaux :

Le béton : est un matériau obtenu en mélangeant du ciment avec du sable et du gravier ainsi que de l'eau

Composition du béton :

le béton utilisé est un béton courant dont la composition d'un mètre cube est de :

- Ciment : 350 Kg

- Gravier : 800 Kg
- Sable : 400 Kg
- Eau : 175 Kg

Caractéristique du béton et avantage :

• économie : le béton est plus économique que l'acier vis à vis la transmission des efforts de compression et son

association avec les armatures lui permet de résister les efforts de traction.

• résistance : aux agents atmosphérique elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.

• souplesse des formes : elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages aux quels on peut donner toutes les sorte de forme.

• résistance au feu : le béton armé dans les bonnes conditions aux effets des incendies.

Résistance mécanique :**Resistance à la compression :**

le béton résiste à la compression (f_{cj}) elle est déterminée à partir d'essai sur éprouvette cylindrique de 16 cm de diamètre et 32cm de hauteur à j (Jour /âge de l'éprouvette).

(Article (A.2.1.1.1) du C.B.A 93)

$$F_{cj} = \frac{J}{a + BJ} \times f_{c28}$$

Pour $F_c 28 \leq 40$ Mpa ————— a= 4,76 ————— b=0,83

Pour $F_c 28 \geq 40$ Mpa ————— a= 1,40 ————— b=0,95

Pour $j \geq 60$ J ————— $f_{cj} = 1,1 F_c 28$

Pour notre étude $F_c 28 = 25$ Mpa

Résistance à la traction :

la résistance à la traction du béton j jour notée F_{tj} est défini conventionnellement par la relation suivante :

(Article (A.2.1.1.2) du C.B.A 93)

$F_{tj} = 0,6 + 0,06 F_{cj}$ ————— si $F_c 28 \leq 60$ Mpa

$f_{tj} = 0,275(f_{c,j})^{2/3}$ ————— si $f_{c,28} > 60$ Mpa

Méthode de calcul :

après avoir effectué plusieurs essais pour connaître le comportement du béton armé ; ils ont arrivés à trouver la méthode

de calcul avec l'état limite

les états limite sont classés en deux classes

Etat limite ultime :

Dans ce cas l'ouvrage est à la limite de la ruine il doit résister aux charges mais il subit des déformations irréversibles

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

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

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

le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit parabole rectangle

les déformations du béton sont : **(Article (A.4.3.4.1) du C.B.A 93)**

- $\epsilon_{bc1} = 2$ ‰

- $\epsilon_{bc2} = 3,5$ ‰ ————— si $f_{c,j} \leq 40$ Mpa.

Min (4,5 ; $0,025 f_{c,j}$) ‰ ————— si $f_{c,j} > 40$ Mpa.

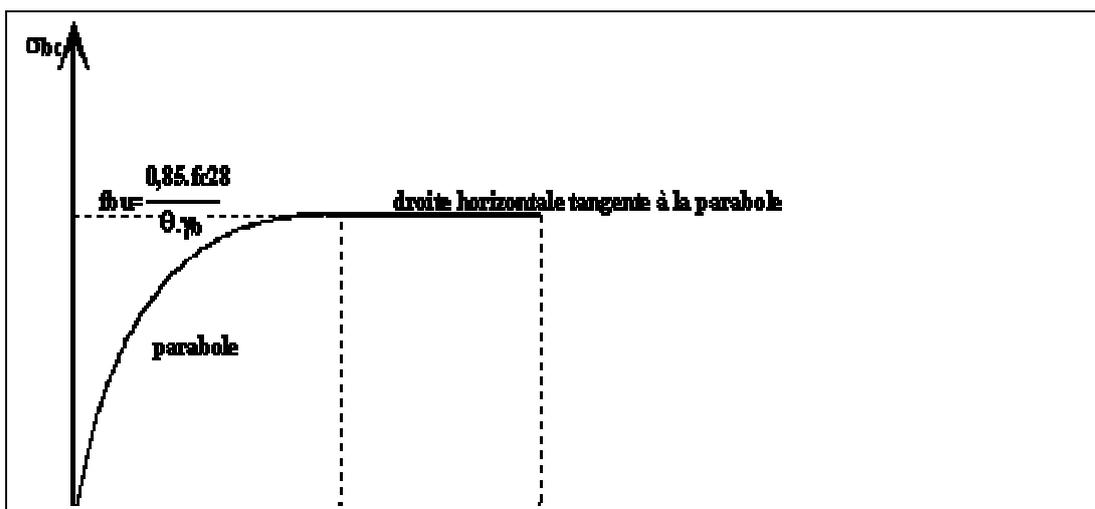


Figure 2. Diagramme parabole rectangle

ϵ_{bc} : déformation du béton en compression

F_{bc} : contrainte de calcul $2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$

F_{cj} : résistance caractéristique à la compression du béton à «j» jour

γ_b : coefficient de sécurité

γ_b : 1,5 cas général

γ_b : 1,15 cas accidentel

Donc σ_{bc} est en fonction de son raccourcissement :

$$0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \quad \sigma_{bc} = 0,25 F_{bc} \times 10^3 \epsilon_{bc} \quad (4-103 \times \epsilon_{bc})$$

$$2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰} \quad \sigma_{bc} = F_{bc}$$

F_{bu} : contrainte ultime du béton en compression $F_{bu} = 0,85 F_{cj}$

Θ_{rb}

Θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement il est fixé à :

Tableau.2 Coefficient d'application

Θ Durée D'application

$$1 > 24h$$

$$0,90 \quad 1h \leq \text{durée} \leq 24h$$

$$0,85 < 1h$$

Etat limite de service (ELS) :

Aux delà du quel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité (déformation ; ouverture des fissures).

σ_{bc} : la contrainte de compression du béton à ELS est limitée à

$$\sigma_{bc} : 0,6 f_{ct,28}$$

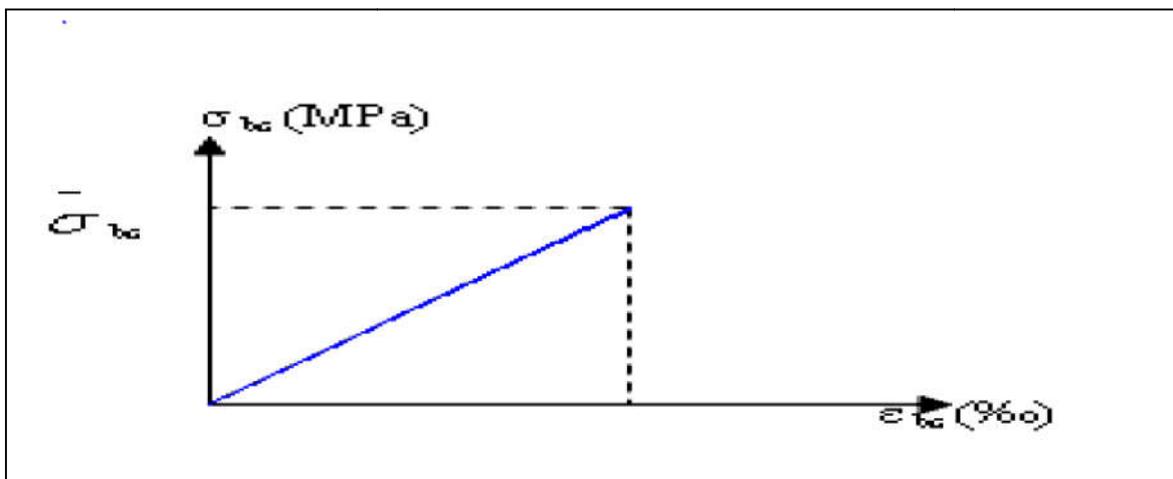


Figure .3 diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS

La contrainte limite de service en compression du béton est limité par :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$$

Contrainte admissible de cisaillement :

$$\tau_u = \min (0,2F_{cj} / \gamma_b , 5\text{MPa}) \text{ Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\tau_u = \min (0,15F_{cj} / \gamma_b , 4\text{MPa}) \text{ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable}$$

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

Avec :

b : largeur de la pièce

d : hauteur de la pièce

Module de déformation longitudinal du béton :

Module de déformation instantané :

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

On admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du

Béton E_{ij} est égale à :

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

(Article (A.2.1.2.1) du C.B.A 93)

Module de déformation différée :

Sous des contraintes de longue durée d'application on admet qu'à l'âge de « j » jours

le module de déformation longitudinal différée du béton E_{vj} est donnée par la formule :

(Article (A.2 .1.2.2) du C.B.A 93)

$$E_{vj} = 3\,700 (F_{cj} / 1/3) \text{ si } f_{c28} \leq 60\text{Mpa.}$$

$$E_{vj} = 4\,400 (F_{cj} / 1/3) \text{ si } f_{c28} > 60\text{Mpa, sans fumée de silice.}$$

$$E_{vj} = 6\,100 (F_{cj}) \text{ si } f_{c28} > 60\text{Mpa, avec fumée de silice.}$$

Module de déformation transversale :

➤ **Coefficient de poisson :** (Article (A.2.1.3) du C.B.A 93)

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

Avec $(\Delta d / d)$: déformation relative transversale.

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

Il est pris égale à :

$$\nu = 0,2 \text{ pour ELS (béton non fissuré)}$$

$\nu = 0,0$ pour ELU (béton fissuré)

Acier :

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage leur rôle est de résisté a l'effort de traction ;de

cisaillement et de torsion

Dont le pratique on utilise les nuances d'acier suivante

- Acier naturel FeE 215 _____ FeE235
- Acier a haute adhérence FeE 400 _____ FeE500
- Treillis à soudés de maille 150x150 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 :

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

Diagramme déformation contrainte de calcul :

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 on utilise des aciers FeE400.

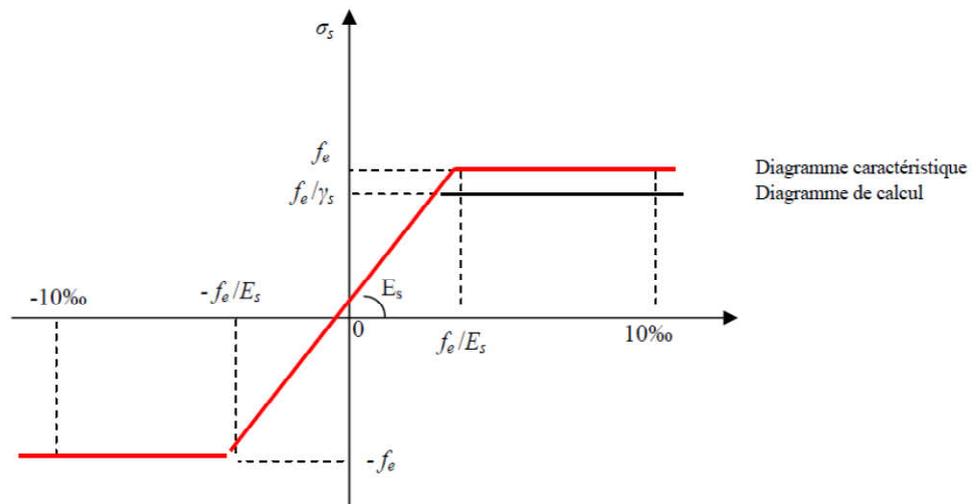


Figure .4 Diagramme déformation- contrainte
(Article (A.2.2.2) du C.B.A 93

Contrainte limite de traction des armatures :

Fissuration peu préjudiciable $\sigma_{st} \leq f_e$ pas de limitation

Fissuration préjudiciable $\sigma_{st} = \min (2/3f_{te} ; 110\sqrt{(n \cdot f_{tj})})$

Fissuration très préjudiciable $\sigma_{st} = \min (0,5f_{te} ; 90\sqrt{(n \cdot f_{tj})})$

n : coefficient de fissuration

n= 1 pour rond lisse (RL)

n=1,6 pour les hautes adhérences avec $\phi \geq 6\text{mm}$ (HA)

Poids volumique :

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

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

Acier ————— $\gamma_b = 78,5\text{ KN /m}^3$

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

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 algériens R. P. A 99 version 2003.

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

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 $\epsilon_s = 10\text{‰}$.
- Les diagrammes déformations- contraintes sont définis pour.
 - ❖ Le béton en compression.
 - ❖ L'acier en traction et en compression.

Règle des trois pivots:(Article (A.4.3.3) du C.B.A 93)

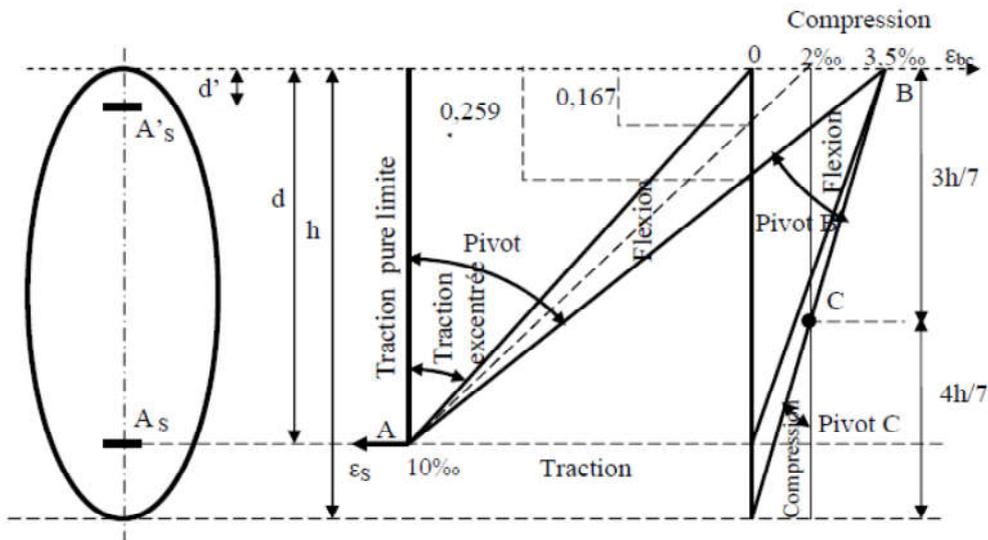


Figure.5 Diagramme des déformations limites de la section :
Règle des trois pivots

Analyse du diagramme des trois pivots :

Pivot A

Allongement de l'acier $\epsilon_s = 10\text{‰}$

traction simple :

limite a'a'

béton entièrement tendue

flexion simple ou composé

acier tendue $\epsilon_s = 10\text{‰}$

béton partiellement comprimé

$0 \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$

Pivot B

raccourcissement du béton comprimé

$\epsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$

flexion simple ou composé

acier tendue $\epsilon_s = 10\text{‰}$

béton partiellement comprimé

Pivot C

Raccourcissement du béton comprimé

$\epsilon_{bc} = 2\text{‰}$ pour $y_c = 3/7h$

Compression simple

Soit la droite de déformation est parallèle a la droite représentative de la section avant déformation si on flexion composé.

ELS

Se principe consiste à l'équilibre des sollicitations d'action réel et sollicitation résistante calculé sans dépassée la contrainte limite.

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.

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

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

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

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 a prévu des combinaisons d'action suivantes

G+Q+E G : charge permanente

G+Q±1,2 E Q : charge d'exploitation

0,8 G+EE : effort de séisme

Pré-dimensionnement des éléments structuraux

II. 1-INTRODUCTION :

Dans le but d'assurer la bonne tenue de l'ouvrage, tous les éléments de la structure (poteaux, poutres, planchers) sont pré- dimensionnée

II. 2-Pré-dimensionnement :

II.2.1- Les poutres

II.2.1.1- définition

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux . On deux types de poutres ;

- **Les poutres principales**

Reçoivent les charges transmise par les solives (Poutrelles) et les répartissent aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent

-  Reliant les poteaux
-  Supportent la dalle

- **Les poutres secondaires (Chainages)**

Reliant les poutrelles entre eux pour ne pas basculées

II.2.1.2-Pré dimensionnement :

D'après les règles B.A.E.L 91 on à

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

Avec :

- ✓ L : distance entre les axes des poteaux et en choisi la plus grande portée
- ✓ h : hauteur de la poutre

A. Les poutres principales :

$$L = 5.50 \text{ m}$$

$$\text{Donc ; } \frac{5.3}{15} \leq h \leq \frac{5.3}{10} \Rightarrow 35.33 \leq h \leq 53$$

Pour une meilleur sécurité ; on prend : h = 45 cm

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

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

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

- ❖ $b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 35 \geq 20 \text{ cm} \rightarrow \text{C V}$
- ❖ $h \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 50 \geq 20 \text{ cm} \rightarrow \text{C V}$
- ❖ $\frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \rightarrow \frac{50}{35} \leq 4 \text{ cm} \rightarrow \text{C V}$

Donc : les poutres principales (45*30)

B. Les poutres secondaires :

$L = 4.5\text{m}$

Donc ; $\frac{4.5}{15} \leq h \leq \frac{4.5}{10} \Rightarrow 30 \leq h \leq 45$

Pour une meilleur sécurité ; on prend : $h = 35 \text{ cm}$

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

$b = 30 \text{ cm}$

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

- ❖ $b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 30 \geq 20 \text{ cm} \rightarrow \text{C V}$
- ❖ $h \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 35 \geq 20 \text{ cm} \rightarrow \text{C V}$
- ❖ $\frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \rightarrow \frac{35}{30} \leq 4 \text{ cm} \rightarrow \text{C V}$

Donc : les poutres secondaires (35*30)

II.2.2- Plancher

On adopte les plancher en corps Creus, dont l'épaisseur est estimée selon les conditions de flèche admissible selon le *B.A.E.L 91*

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$$

Avec :

- ✓ L : la grande portée entre axe de chaînage.
- ✓ h_t : l'épaisseur du plancher.

Donc: $\frac{4.5}{25} \leq h \leq \frac{4.5}{20} \Rightarrow 18 \leq h \leq 22.5$

On prend : $h_t = 21 \text{ cm}$

c. à. d :

- ✚ 16 cm (pour le corps Creus)
- ✚ 5 cm (pour la dalle de compression)

II.2.2.1- les poutrelles

La hauteur de poutrelles est la même que celle du plancher

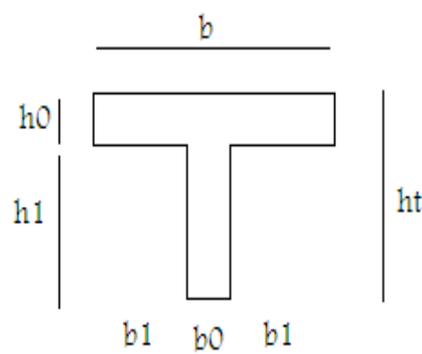
$B_0 = 12$

$h_t = 21 \text{ cm}$

$B = b_0 + 2b_1 = 65 \text{ h}_1 = 16$

$B_1 = 26.6 \text{ cm}$

$h_0 = 5 \text{ cm}$



II.2.3- Les Poteaux :

- On suppose une charge moyenne de $Q= 1t/m^2/étage$
- Les sections transversales des poteaux doivent satisfaire aux conditions imposées par la **RPA99. VERSION2003**
- $\text{Min} (a , b) \geq 30$ Zone IIa
- $\text{Min} (a , b) \geq h_e / 20$ he : hauteur étage
- $1/4 < a / b < 4$
 - L : longueur de la surface du plancher revenant au poteau (L=5.3 m)
 - l : largeur de la surface plancher revenant au poteau (l= 4.5 m)
 - N : nombre d'étage + RDC = 6
 - $S = ((4.5+3.95)^2) * ((5.30+3.6)/2) = 18.81 \text{ M}^2$

Avec S : la surface supporte par le poteau le plus sollicité

$$N_u = Q * S * n$$

N_u : étant la charge verticale à l'**E.L.U**

$$N_u = Q * S * n \qquad N_u = 1 * 18.81 * 6 = 112.86 \text{ t}$$

$$N_u = 1.13 \text{ MN}$$

Le calcul se fait en compression centrée et la vérification sera faite avec le **RPA99v 2003**

D'après le règlement **B.A.E.L91**

- **Section réduite du béton (Br)**

$$Br > \frac{\beta * N_u}{\frac{f_{bc}}{0.9} + \frac{0.85 * A * F_e}{Br * \gamma_s}}$$

Une certain nombre de choix étaient libre on peut prendre : **A/Br=1%** , Soit :

$$Br > \frac{\beta * N_u}{\frac{f_{bc}}{0.9} + \frac{0.85 * F_e}{100 * \gamma_s}}$$

- D'après le **B.A .E.L** li est préférable de prendre $\lambda=35$

Avec :

$$\beta = 1 + 0,2 * \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1 + 0,2 * (35/35)^2 \qquad \Rightarrow \qquad \beta = 1,2$$

- $F_e = 400 \text{ MPa}$
- $f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$
- $\gamma_s = 1.15$

$$Br \geq \frac{1.2 * 2.33}{\frac{14.17}{0.9} + \frac{0.85 * 400}{100 * 1.15}}$$

$$\Rightarrow Br \geq 1495 \text{ cm}^2$$

C.à.d : $(a-0,02) * (b-0,02) \geq 1495 \text{ cm}^2$ avec $a=b$

Donc ; $a=b=38.46 \text{ cm} \Leftrightarrow$ On prend : $a=40 \text{ cm} , b=40 \text{ cm}$

- **Calcul de section suivant RPA99 :**

$$\frac{N_u}{B \cdot f_{c28}} \leq 0.3 \quad \text{Avec : } B : \text{section de poteau}$$

- ❖ **Poteau RDC (n = 6)**

$$B \geq \frac{1.13}{0.3 \cdot f_{c28}}$$

$$B \geq \frac{1.13}{0.3 \cdot 25} \Rightarrow B \geq 0.16 \text{ m}^2$$

$$a = b \geq \sqrt{0.16} = 0.4 \text{ cm}$$

soit ; un poteau RDC de (45*45) cm²

- ❖ **Poteau 1^{er} étage (n = 5)**

$$N_u = Q \cdot S \cdot n \Rightarrow N_u = 1 \cdot 18.81 \cdot 5 = 95 \text{ t} \Rightarrow N_u = 0.95 \text{ MN}$$

$$B \geq \frac{0.95}{0.3 \cdot 25} \Rightarrow B \geq 0.13 \text{ m}^2$$

$$a = b \geq \sqrt{0.13} = 0.36 \text{ cm}$$

soit ; un poteau de (40*40) cm²

- ❖ **Poteau 2^{eme} étage (n=4)**

$$N_u = Q \cdot S \cdot n \Rightarrow N_u = 1 \cdot 18.81 \cdot 4 = 75 \text{ t} \Rightarrow N_u = 0.75 \text{ MN}$$

$$B \geq \frac{0.75}{0.3 \cdot 25} \Rightarrow B \geq 0.1 \text{ m}^2$$

$$a = b \geq \sqrt{0.1} = 0.31 \text{ cm}$$

Soit ; un poteau de (35*35) cm²

- ❖ **Poteau 3^{eme} étage (n=3)**

$$N_u = Q \cdot S \cdot n \Rightarrow N_u = 1 \cdot 18.81 \cdot 3 = 57 \text{ t} \Rightarrow N_u = 0.57 \text{ MN}$$

$$B \geq \frac{0.57}{0.3 \cdot 25} \Rightarrow B \geq 0.076 \text{ m}^2$$

$$a = b \geq \sqrt{0.076} = 0.28 \text{ cm}$$

soit ; un poteau de (30*30) cm

- ❖ **Poteau 4^{eme} étage (n=2)**

$$N_u = Q \cdot S \cdot n \Rightarrow N_u = 1 \cdot 18.81 \cdot 2 = 38 \text{ t} \Rightarrow N_u = 38 \text{ MN}$$

$$B \geq \frac{0.38}{0.3 \cdot 25} \Rightarrow B \geq 0.051 \text{ m}^2$$

$$a = b \geq \sqrt{0.051} = 0.23 \text{ cm}$$

soit ; un poteau de (30*30) cm

❖ Poteau 5^{ème} étage (n=1)

$$N_u = Q * S * n \quad \Rightarrow \quad N_u = 1 * 18.81 * 61 = 19 \text{ t} \quad \Rightarrow \quad N_u = 0.19 \text{ MN}$$

$$B \geq \frac{0.19}{0.3 * 25} \quad \Rightarrow \quad B \geq 0.025 \text{ m}^2$$

$$a = b \geq \sqrt{0.025} = 0.16 \text{ m}$$

soit ; un poteau de (30*30) cm

a) Vérification des conditions R.P.A 99v2003 :

- $\text{Min}(a ; b) \geq 30 \text{ cm} \rightarrow 35 \geq 30 \dots\dots\dots \text{C.V}$
- $\text{Min}(a ; b) \geq h_e / 20 \rightarrow 3.40 / 20 = 17 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$
- $1 / 4 \leq a / b \leq 4 \rightarrow 1 / 4 \leq 1 \leq 4 \dots\dots\dots \text{C.V}$

b) Vérification du poteau au flambement

- *Calcul moment d'inertie*

$$I_x = I_y = \frac{a * b^3}{12} = \frac{35 * 35^3}{12} = 125052.083 \text{ cm}^4$$

- *Rayon de giration ix ; iy*

$$B = a * b = 35 * 35 = 1225 \text{ cm}^2$$

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{B}} = \sqrt{\frac{125052.083}{1225}} = 10.11 \text{ cm}$$

c) Calcul l'élancement :

$$l_f = 0.7 * L_0$$

l_f : longueur du flambement

L_0 : hauteur d'étage

$$L_0 = 3.40 \text{ m}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{i_x} = \frac{0.7 * 340}{10.11} = 23.54$$

$$\lambda_x = \lambda_y = 23.54 < 50$$

le flambement est vérifié

II.2.4- Voiles

Les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisants à la condition $L \geq 4a$

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

D'après le règlement RPA l'épaisseur minimale est de **15 cm**. l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

$$a \geq \frac{h_e}{20}$$

$$\text{On a } h_e = (3.06 - 0.45) \text{ m} \quad \Rightarrow \quad a \geq \frac{2.61}{20} = 0.13$$

$$\Rightarrow a = 15 \text{ cm}$$

II.2.6 Pré-dimensionnement des escaliers :

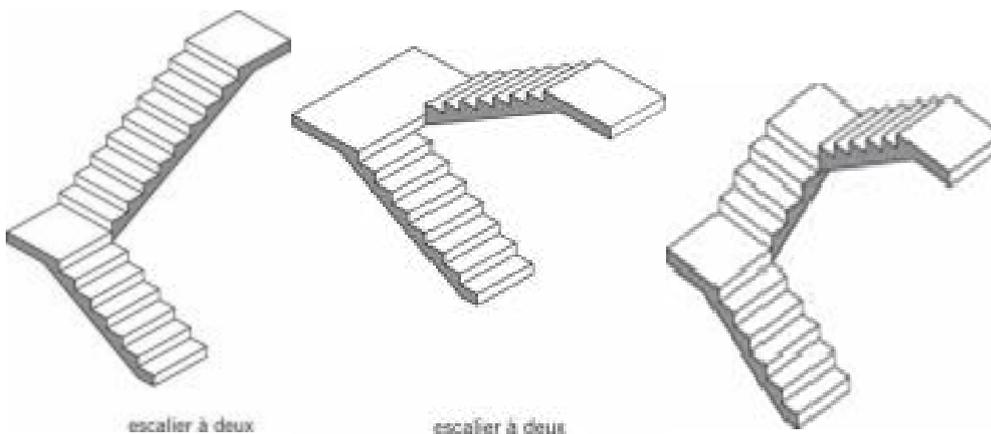
L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, permettant d'accéder à un Niveau supérieur ou inférieur selon la disposition

II.2.6.1 Eléments d'escalier :

- ❖ Ligne de foulée : Sens ou trajectoire théorique suivit par une personne traversant l'escalier.
- ❖ Cage d'escalier : espace duquel est placé l'escalier, limité par des murs.
- ❖ Palier inter-médire / d'arrivée : Plateforme placée à l'extrémité d'une volée.
- ❖ Emmarchement : Largeur entre mur de l'escalier.
- ❖ Marche : élément principale de l'escalier, c'est la surface où l'on met son pied, une marche à un giron et deux contremarches.
- ❖ Giron : Longueur Horizontale d'une marche.
- ❖ Contremarche : Longueur verticale d'une marche.
- ❖ Volée : ensemble des marches d'un escalier. □
- ❖ Paillasse : c'est une dalle en pente intégrant les marches d'une volée.

II.2.6.2-Types D'escaliers :

Il existe plusieurs type d'escalier : Hélicoïdale, tournant, droit..., tout dépend du type d'habitation ou de l'exigence du constructeur, Nous allons nous concentrer sur le cas échéant : L'escalier à volées droites avec palier intermédiaire, plus précisément à deux paliers de repos :



II.2.6.3 Pré dimensionnement d'escalier

Caractéristiques techniques :

Les escaliers dans ce projet sont constitués de deux volées identiques séparés par un palier de repos.

- *) h' : C'est la partie verticale qui limite la marche « contremarche ».
- *) h' : Est compris entre (16 ÷ 18) cm, On prend $h' = 17$ cm
- *) g : C'est la partie horizontale entre deux contremarches.
- *) D'après la formule de Blondel : $0.59 \leq 2h' + g \leq 0.66$ m.
- *) D'où $25 \leq g \leq 32$ cm. $\Rightarrow g = 30$ cm.

a- Nombre de contremarches:

$$N_c = \frac{H}{h} = \frac{3.06}{0.17} = 18 \text{ contremarches (9 contremarches par volée)}$$

9 contre marche $n = N_c - 1 = 8$ marche

b-Longueur de ligne de foulée:

La ligne de foulée représente le parcours d'une personne qui descend tenant à la rampe du côté du jour.

$$L = n \times g \Rightarrow L = 0,3 \times 8 = 2,4\text{m.}$$

c-l'inclinaison de la pailasse

$$\alpha = \tan^{-1} \frac{17}{30} \quad \mapsto \alpha = 29.54^\circ$$

d-L'épaisseur du palier intermédiaire

Généralement, il est utilisé pour un changement de direction :

$$\frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20} = \frac{2.4}{30} \leq ep \leq \frac{2.4}{20} \quad \rightarrow \quad 0.08 \leq ep \leq 0.12$$

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

Descente des charges

III-1-Définition:

La descente de charges et le principe de distribution et de transfert des charges dans une structure, dont l'objectif étant de connaître la répartition et les cheminements des dites charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure.

Toute structure étant soumise à des charges gravitationnelles le cheminement des efforts s'effectue du niveau le plus haut (Toiture) vers le niveau le plus bas (fondation).

III-2-Système porteur d'une structure :

La structure composée de tous les éléments porteurs est appelée système porteur. Il correspond au squelette du bâtiment. Le reste constitue l'enveloppe du bâtiment.

Il existe quatre familles d'éléments porteurs :

- Les porteurs horizontaux (Planchers ou dalles, poutres).
- Les porteurs verticaux (Poteaux, murs ou voiles).
- Les charpentes.
- Les fondations.

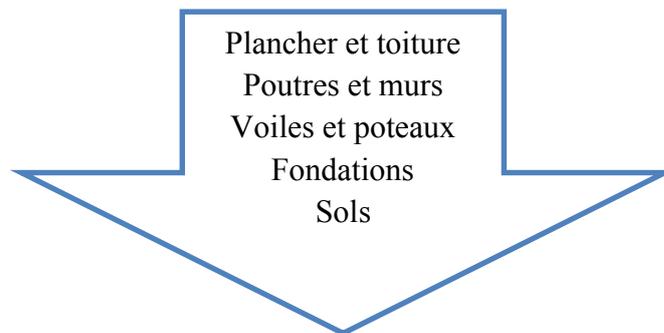


Figure III-1 : Transfert de charge de la superstructure vers le sol.

La descente des charges consiste donc à s'assurer du bon cheminement des charges dans notre structure porteuse du haut vers le bas. On détermine les charges qui s'appliquent sur chaque élément de la structure, cela nous permet de les dimensionner jusqu'au sol qui est l'élément porteur de notre structure. Les différents charges et surcharges existantes sont:

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

III. 3 -Plancher terrasse (inaccessible) :

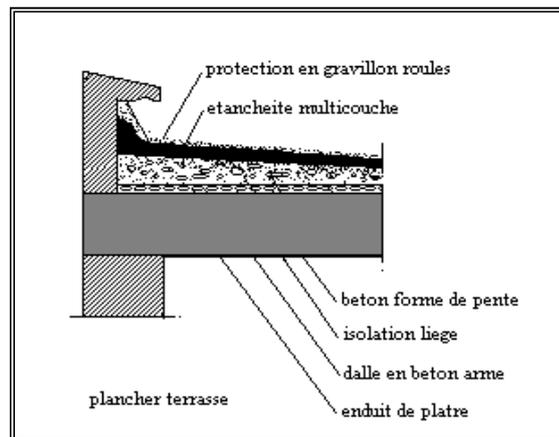


Figure III-2 Plancher terrasse

III. 3-1.Charges permanentes (G) :

| N° | Désignation | Ep (m) | Poids volumique | Poids surfacique (Kg/m ²) |
|----------|------------------------------------|--------------|-----------------|---------------------------------------|
| 1 | Gravillon | 0,05 | 2000 | 100 |
| 2 | Forme de pente moyenne | 0,1 | 2200 | 220 |
| 3 | Isolation thermique | 0,02 | 500 | 10 |
| 4 | Enduit en plâtre | 0,020 | 1000 | 20 |
| 5 | Plancher corps creux (16+5) | 0,21 | | 280 |
| 6 | Etanchéité multicouche | 0,02 | 600 | 12 |
| G | | | | 642 |

Tableau III-1 : Charges permanentes Plancher terrasse (G)

III. 3-2-Surcharges d’exploitation (Q) :

Terrasse inaccessible

Q = 100 Kg/m²

III .4 -Plancher étages courant :

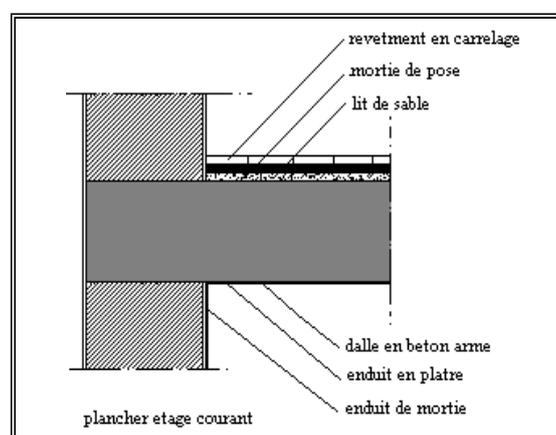


Figure III-3 Plancher étages courant

III. 4-1.Charges permanentes (G) :

| N° | Désignation | Ep (m) | Poids volumique (Kg/m ³) | Poids surfacique (Kg/m ²) |
|----|-----------------------------|--------|--------------------------------------|---------------------------------------|
| 1 | Carrelage | 0,02 | 2200 | 44 |
| 2 | Mortier de pose | 0,02 | 2000 | 40 |
| 3 | Lit de sable | 0,03 | 1800 | 54 |
| 4 | Enduit en plâtre | 0,015 | 1000 | 20 |
| 5 | Plancher corps creux (20+5) | 0,21 | | 280 |
| 6 | Cloisons légères | 0,10 | 1000 | 100 |
| G | | | | 538 |

Tableau III-2 : Charges permanentes (G) Plancher étages courant

III.4-2-1 Surcharges d'exploitation (Q) :

Usage d'habitation

$$Q = 150 \text{ Kg/m}^2$$

III. 4-2-2 Surcharges d'exploitation (Q) :

Usage commerciale

$$Q = 500 \text{ Kg/m}^2$$

III.5- Dalle pleine

| Désignation | p(KN/m ³) | e(m) | G (KN/m ²) |
|--------------------------------|-----------------------|------|------------------------|
| 1- Protection gravillon | 17 | 0.05 | 0,85 |
| 2- Etanchéité multicouches | 6 | 0.02 | 0,12 |
| 3- Forme de pente | 22 | 0.1 | 2,2 |
| 4-isolation thermique en liège | 4 | 0.04 | 0.16 |
| 4-dalle pleine 15cm | 25 | 0.15 | 3.75 |
| 5- Enduit en plâtre de 2 cm | 10 | 0.02 | 0,20 |
| $G=7.28 \text{ KN/m}^2$ | | | |

Tableau III-3 : Charge due à la dalle pleine de niveau terrasse

III.5.1 Surcharges d'exploitation (Q) :

Usage d'habitation

$$Q = 100 \text{ Kg/m}^2$$

Dalle pleine

| Désignation | p(KN/m ³) | e(m) | G (KN/m ²) |
|--------------------------------|-----------------------|------|------------------------|
| 1- Revêtement en carrelage | 22 | 0.02 | 0,44 |
| 2- Mortier de pose | 20 | 0.02 | 0,40 |
| 3- Lit de sable | 18 | 0.02 | 0,36 |
| 4- dalle pleine | 25 | 0.15 | 3.75 |
| 5- Enduit en plâtre | 10 | 0.02 | 0,20 |
| G=5.19 KN/m² | | | |

Tableau III.4: Charge due à la dalle pleine de niveau courant

2-1 Surcharges d'exploitation (Q) :

Usage d'habitation

Q = 150 Kg/m²

3-2 Surcharges d'exploitation (Q) :

Usage commerciale

Q = 500 Kg/m²

III. 6-Maçonnerie :

III .6-1.Mur extérieur :

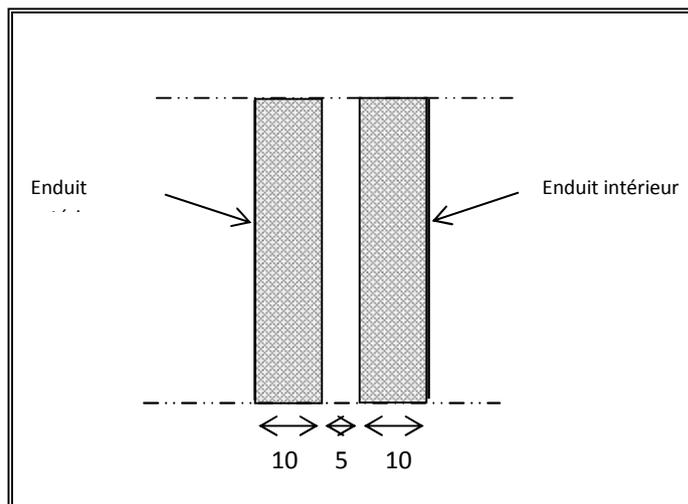


Figure III -4 Mur extérieur

| N° | Désignation | Ep (m) | Poids volumique (Kg/m ³) | Poids surfacique (Kg/m ²) |
|----|-----------------------------------|-------------|--------------------------------------|---------------------------------------|
| 1 | Brique creuse | 0,10 | 900 | 90 |
| 2 | Brique creuse | 0,15 | 900 | 135 |
| 3 | Enduit en ciment intérieur | 0,02 | 2000 | 40 |
| 4 | Enduit en ciment extérieur | 0,02 | 2000 | 40 |
| | | | G | 305 |

Tableau III-5 : Charges permanentes (G) Mur extérieur

III. 6-2.Mur intérieur :

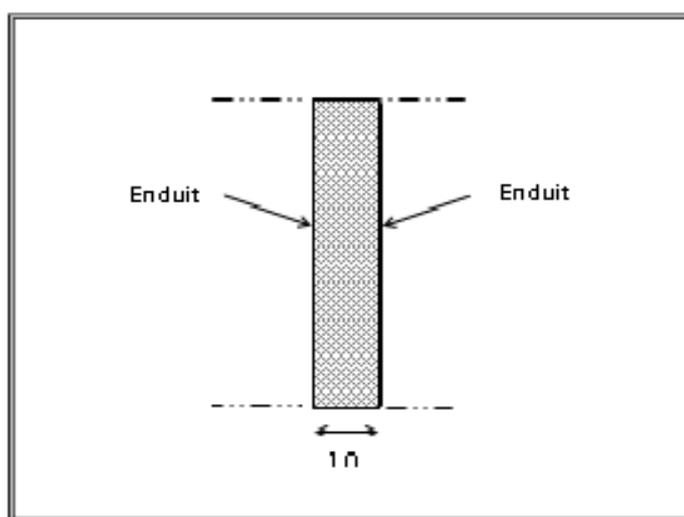


Figure III-5 Mur intérieur

| N° | Désignation | Ep (m) | Poids volumique (Kg/m ³) | Poids surfacique (Kg/m ²) |
|----|-----------------------------------|-------------|--------------------------------------|---------------------------------------|
| 1 | Brique creuse | 0,10 | 900 | 90 |
| 3 | Enduit en ciment intérieur | 0,02 | 2000 | 40 |
| 4 | Enduit en ciment extérieur | 0,02 | 2000 | 40 |
| | | | G | 170 |

Tableau III-6: Charges permanentes (G) Mur intérieur

Remarque:

Les murs peuvent être avec ou sans ouvertures donc il est nécessaire d'opter des coefficients selon le pourcentage d'ouvertures :

- Murs avec portes (90%G)
- Murs avec fenêtres (80%G).
- Murs avec portes et fenêtres (70%G).

III. 6-Balcon :

| N° | Désignation | Ep (m) | Poids volumique (Kg/m ³) | Poids surfacique (Kg/m ²) |
|----------|-------------------------|-------------|--------------------------------------|---------------------------------------|
| 1 | Carrelage | 0,02 | 2200 | 44 |
| 2 | Mortier de pose | 0,02 | 2000 | 40 |
| 3 | Lit de sable | 0,02 | 1800 | 54 |
| 4 | Enduit en ciment | 0,02 | 1000 | 20 |
| 5 | Dalle plein | 0,15 | 2500 | 375 |
| G | | | | 533 |

Tableau III-7: Charges permanentes (G) Balcon**III . 6-1 Surcharges d'exploitation (Q) :**

Dalle plein

Q = 350 Kg/m²

III.7 : Descente de charge d'escalier**a. volée**

| Désignation | Ep (m) | densité KN/m ³ | poids KN/m ² |
|--|--------|---------------------------|-------------------------|
| Revêtement en carrelage horizontal | 0,02 | 20,00 | 0,40 |
| Mortier de ciment horizontal | 0,02 | 20,00 | 0,40 |
| Lit de sable fin | 0,02 | 18,00 | 0,36 |
| Revêtement en carrelage vertical ep x 20 x h/g | 0,02 | 20,00 | 0,23 |
| Poids propre de la paillasse ep x 25/cos α | 0,14 | 25,00 | 4,02 |
| Poids propre des marches $\frac{h}{2} \times 22$ | / | 22,00 | 1,87 |
| Garde- corps | / | / | 0,10 |
| Enduit en plâtre ep/cos α | 0,02 | 10,00 | 0,23 |

Tableau III.8 : Descente de charge (volée)

-charge permanente : $G=7,61 \text{ KN/m}^2$.

-Surcharge d'exploitation : $Q=2,5 \text{ KN/m}^2$.

b. Palier

| Désignation | ep (m) | Densité (KN/m ³) | Poids KN/m ² |
|--------------------------------|--------|------------------------------|-------------------------|
| Poids propre du palier ep × 25 | 0,14 | 25,00 | 3,5 |
| Revêtement en carrelage | 0,02 | 20,00 | 0,40 |
| Mortier de pose | 0,02 | 0,20 | 0,40 |
| Lit de sable fin | 0,02 | 18,00 | 0,36 |
| enduit de plâtre | 0,02 | 10,00 | 0,2 |

Tableau III.9 : Descente de charge (palier)

-charge permanente : $G=4,86 \text{ KN/m}^2$.

- surcharge d'exploitation : $Q=2,5 \text{ KN/m}^2$.

Etude des planches

IV.1 Introduction :

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

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

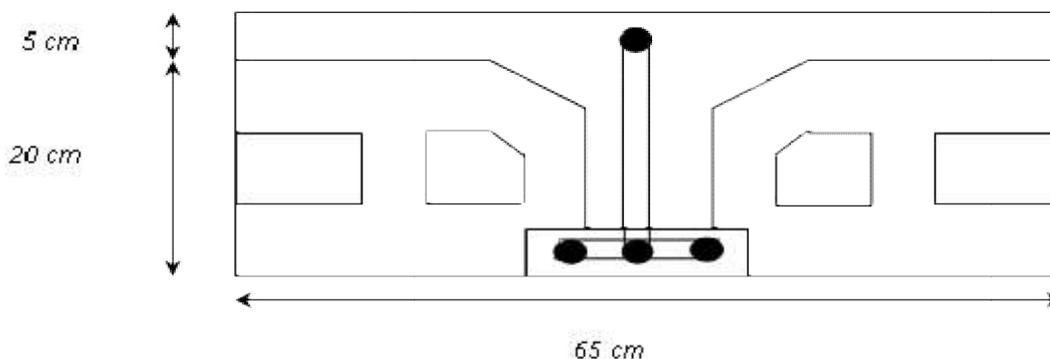
Plancher = Poutrelles + Corps-Creux + Dalle de compression.

IV.2 Les méthodes calcul :

Il y a trois méthodes de calcul sont disponibles pour la détermination des sollicitations des poutres continues ;

- Méthode forfaitaire
- Méthode de Caquot
- Méthode des trois moments

IV.3 Etude des poutrelles :

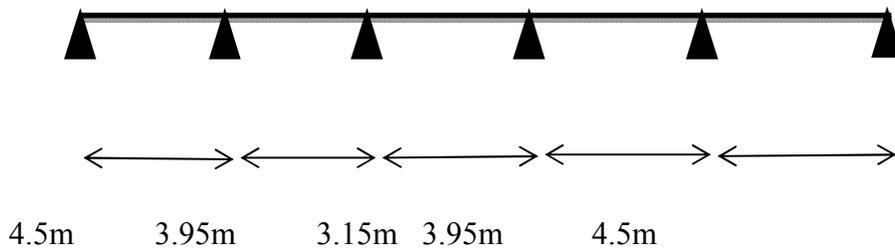


| Niveau | G(Kn/m ²) | Q(Kn/m ²) | b(m) | Combinaison d'action | |
|-------------------------|-----------------------|-----------------------|------|---|--|
| | | | | ELU (Kn/ml) $q_u = b \cdot (1.35G + 1.5Q)$ | ELS (Kn/ml) $q_s = b \cdot (G + Q)$ |
| RDC COMMERCE | 5.38 | 5 | 0.65 | 9.60 | 6.75 |
| ETAGE COURANT | 5.38 | 1.5 | 0.65 | 6.20 | 4.48 |
| TERASSE INACCISSIBLE | 6.42 | 1 | 0.65 | 6.61 | 4.83 |

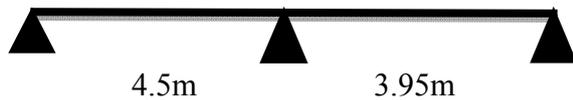
Tableau IV-1. Différentes charges des poutrelles charges

IV.4 Les types de poutrelle :

Type1 : poutrelle reposant sur 7 appuis :



Type 2 :poutrelle reposant sur 3 appuis



IV.5 CALCUL DES SOLLICITATIONS SUR LES POUTRELLES :

IV.5.1 La vérification de la méthode forfaitaire :

Le règlement BAEL 91 propose une méthode simplifier dite méthode forfaitaire ; cette méthode n'est applicable que si les quatre « 04 » conditions suivantes sont remplies :

- 1) La charge d'exploitation est dite modérée c'est-à-dire $Q \leq (5 \text{ KN/m}^2 ; 2 \text{ G})$
- 2) Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées.
- 3) Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre : $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$
- 4) Fissuration considérée comme non préjudiciable.

| Condition | | CV ou non |
|--|--|-----------|
| $Q \leq 2G$ | $Q \leq 2(6.42 \text{ ou } 5.38)$ | CV |
| $Q \leq 5kn$ | $(1 \text{ ou } 1.5 \text{ ou } 5) \leq 5kn$ | CV |
| $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$ | $0.8 \leq \frac{4.5}{3.95} \text{ ou } \frac{3.95}{4.5} \leq 1.25$ | CV |
| <i>Inertie constante le long de chaquetravée</i> | | CV |

IV.5.2 METHODE FORFITAIRE

C'est une méthode de calcul simple pour les poutres hyperstatiques en exprimant les moments maximales. En travées et sur appuis en fonction de M_0 (moment dans la travée isostatique de référence).

- Pour chaque travée, on a :

Les moments sur appuis sont donnés comme suit :

- $0,5 \times M_0$: pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0,4 \times M_0$: pour les appuis intermédiaires pour une poutre à plus de trois travées.
- $0,4 \times M_0$ pour les appuis intermédiaires pour une poutre à deux travées.
- $0,15 \times M_0$: pour les appuis de rive.

M_0 : Moment fléchissant isostatique de la travée considérée.

- Les moments sur travée :

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq \text{Max} [(1 + 0.3 \alpha) M_0 ; 1,05 M_0]$$

M_w et M_e sont les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.

M_t le moment maximal en travée en prenant en compte la continuité.

On aura aussi :

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \alpha}{2} M_0 \quad (\text{Cas d'une travée intermédiaire})$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \alpha}{2} M_0 \quad (\text{Cas d'une travée de rive})$$

Pour ce qui est de l'effort tranchant :

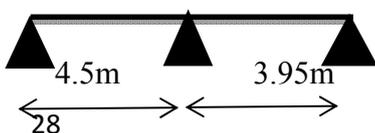
$$V_w = -2 \frac{M_w + M_t}{a} \quad \text{Avec : } a = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}}, \quad b = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_w + M_t}{M_e + M_t}}}$$

$$V_e = -2 \frac{M_e + M_t}{b}$$

Application du calcul forfaitaire :

Type 2 RDC:

A L'ELU : $q_u = 9.60 \text{ kn}$



$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{9.60 \times 3.7^2}{8} = 16.43 \text{KN.m}$$

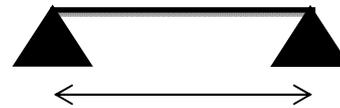
$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{5}{5+5.38} = 0.48 \text{KN.m}$$

$$0.15M_0 \qquad 0.6M_0$$

Moment sur appuis :

$$M_w = 0.15M_0 = 0.15 \times 16.43 = 2.47 \text{KN.m}$$

$$M_e = 0.6M_0 = 9.86 \text{KN.m} \qquad 4.5\text{m}$$



$$\left\{ \begin{array}{l} Mt + \frac{2.43+9.86}{2} \geq \text{Max} [(1 + 0.3\alpha)M_0, 1.05 M_0] \\ Mt \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} \times 16.43 \end{array} \right.$$

$$Mt \geq [(1 + 0.3(0.48))16.43, 1.05 \times 16.43] - \frac{2.43 + 9.86}{2}$$

$$Mt \geq (18.80; 17.25) - \frac{2.43+9.86}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Mt \geq 18.80 - \frac{2.43+9.86}{2} = 12.64 \text{kn.m} \\ Mt \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} \times 16.43 = 11.04 \text{kn.m} \end{array} \right.$$

$$M_{T\text{max}} = 12.64 \text{ kn.m}$$

$$0.6M_0 \quad 0.15M_0$$

Moment Appui :

$$M_w = 9.86 \text{KN.m}$$

$$M_e = 2.43 \text{KN.m}$$

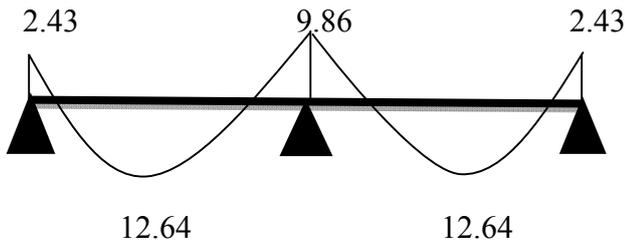


En travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} Mt \geq 18.80 - \frac{9.86+2.43}{2} = 12.64 \text{.m} \\ Mt \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} \times 16.43 = 11.04 \text{kn.m} \end{array} \right.$$

$$Mt = 12.64 \text{KN.m}$$

Diagramme :



L'effort tranchant V :

Travé1 :

$$\left\{ \begin{aligned} V_w &= -2 \frac{Mw+Mt}{a} \\ V_e &= -2 \frac{Me+Mt}{b} \end{aligned} \right. \quad \text{Avec : } a = 3.95 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{9.86+12.64}{2.43+12.86}}}, \quad b = 3.95 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{2.43+12.64}{9.86+12.64}}}$$

$$a=1.67 \quad b=2.03$$

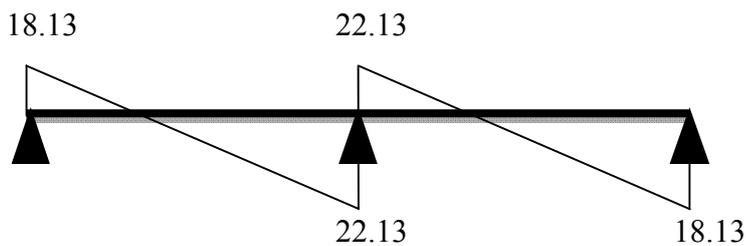
$$\left\{ \begin{aligned} V_w &= -2 * \frac{2.43+12.64}{1.67} \quad V_w = -18.13 \\ V_e &= -2 * \frac{9.86+12.64}{2.03} \quad V_e = -22.13 \end{aligned} \right. \rightarrow \left\{ \begin{aligned} V_w &= -18.13 \\ V_e &= -22.13 \end{aligned} \right.$$

Travé2 :

$$a=2.03 \quad b=1.67$$

$$\left\{ \begin{aligned} V_w &= -2 * \frac{9.86+12.64}{1.67} \\ V_e &= -2 * \frac{2.43+12.64}{2.03} \end{aligned} \right. \rightarrow \left\{ \begin{aligned} V_w &= -22.13 \\ V_e &= -18.13 \end{aligned} \right.$$

diagrame



à L'ELS : qs=6.75kn.m

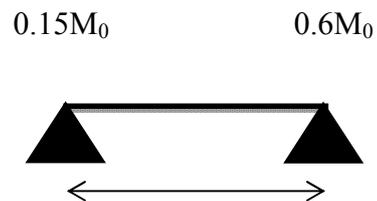
$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{6.75 \times 3.7^2}{8} = 11.55 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{5}{5+5.38} = 0.48 \text{ KN.m}$$

Moment sur appuis :

$$M_w = 0.15M_0 = 0.15 \times 11.55 = 1.73 \text{ KN.m}$$

$$M_e = 0.6M_0 = 6.93 \text{ KN.m}$$



$$\left\{ \begin{aligned} Mt + \frac{1.73+6.93}{2} &\geq \text{Max} [(1 + 0.3\alpha)M_0, 1.05 M_0] \\ Mt &\geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} \times 11.55 \end{aligned} \right.$$

$$Mt \geq [(1 + 0.3(0.48))11.55, 1.05 \times 11.55] - \frac{1.73+6.93}{2}$$

$$\left\{ \begin{aligned} Mt &\geq 12.22 - \frac{1.73+6.93}{2} = 8.89 \text{kn.m} \\ Mt &\geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} \times 11.55 = 7.77 \text{kn.m} \end{aligned} \right.$$

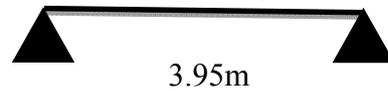
$$M_{T\text{max}} = 8.89 \text{kn.m}$$

$$0.6M_0 \leq 0.15M_0$$

Moment Appui :

$$M_w = 6.93 \text{KN.m}$$

$$M_e = 1.73 \text{KN.m}$$

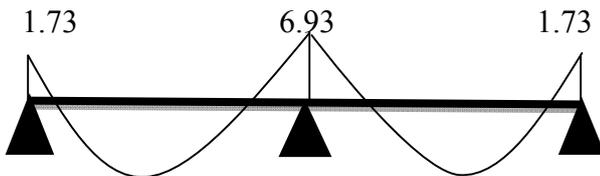


En travée :

$$\left\{ \begin{aligned} Mt &\geq 13.22 - \frac{6.93+1.73}{2} = 8.89 \text{KN.m} \\ Mt &\geq \frac{1+0.3\alpha}{2} \times 11.55 = 7.77 \text{kn.m} \end{aligned} \right.$$

$$Mt = 8.89 \text{KN.m}$$

Diagramme :



$$8.89 \quad 8.89$$

L'effort tranchant V :

Travée 1 :

$$\left\{ \begin{aligned} V_w &= -2 \frac{M_w + Mt}{a} & \text{Avec : } a &= 4.5 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{6.93+8.89}{1.73+8.89}}} & , & \quad b = 4.5 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{1.73+8.89}{6.93+8.89}}} \\ V_e &= -2 \frac{M_e + Mt}{b} & a &= 1.67 & & \quad b = 2.03 \end{aligned} \right.$$

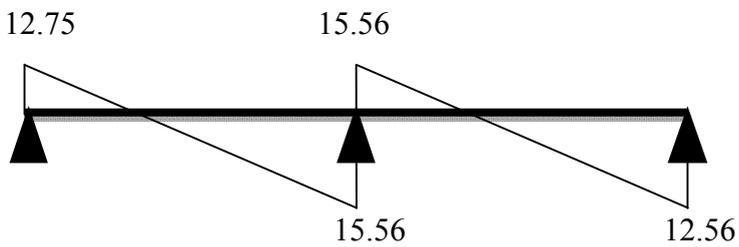
$$\left\{ \begin{array}{l} V_w = -2 * \frac{1.73+8.89}{1.67} V_w = -12.75 \\ V_e = -2 * \frac{6.93+8.89}{2.03} V_e = -15.56 \end{array} \right. \longrightarrow$$

Travé2 :

a=2.03 b=1.67

$$\left\{ \begin{array}{l} V_w = -2 * \frac{6.93+8.89}{2.03} V_w = -15.56 \\ V_e = -2 * \frac{1.73+8.89}{1.67} V_e = -12.56 \end{array} \right. \longrightarrow$$

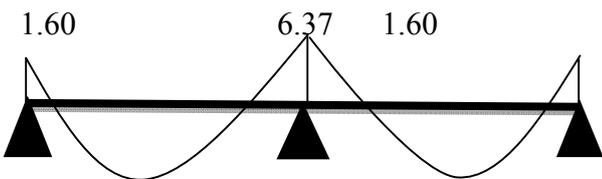
Diagrame



Type 2 etage courant

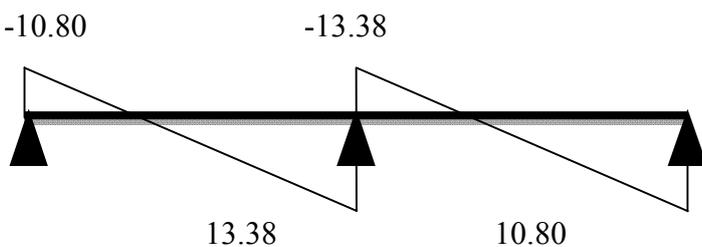
| etage | Qu | l | M ₀ | M _w | M _E | M _T | V _w | V _E |
|--------|-----|------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| travé1 | 6.2 | 4.5 | 10.61 | 1.60 | 6.37 | 7.33 | -10.80 | -13.38 |
| travé2 | 6.2 | 3.95 | 10.61 | 6.37 | 1.60 | 7.33 | -13.38 | -10.80 |

Diagrammes des moment :



7.33 7.33

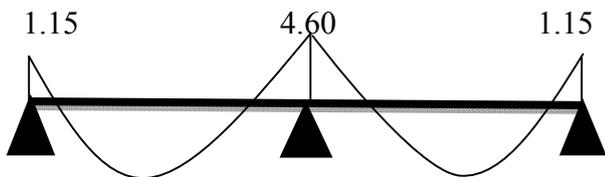
Diagramme des efforts



ELS :

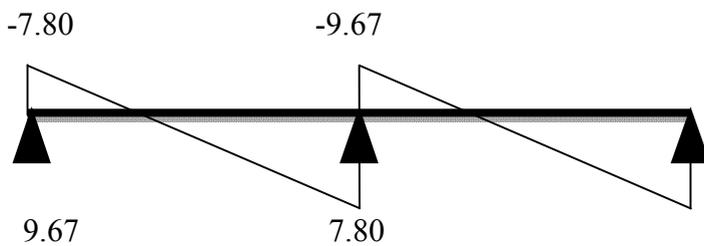
| etage els | Qu | L | M ₀ | M _W | M _E | M _T | V _W | V _E |
|-----------|------|------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| travé1 | 4.48 | 4.5 | 7.67 | 1.15 | 4.60 | 5.30 | -7.80 | -9.67 |
| travé2 | 4.48 | 3.95 | 7.67 | 4.60 | 1.15 | 5.30 | -9.67 | -7.80 |

Diagrammes des moments



5.30 5.30

Diagramme des efforts

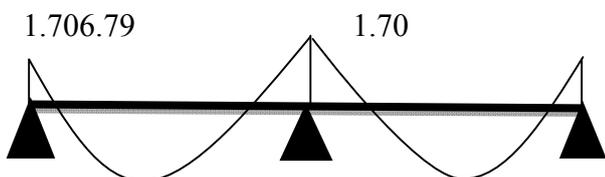


Type 2 étage terrasse :

ELU

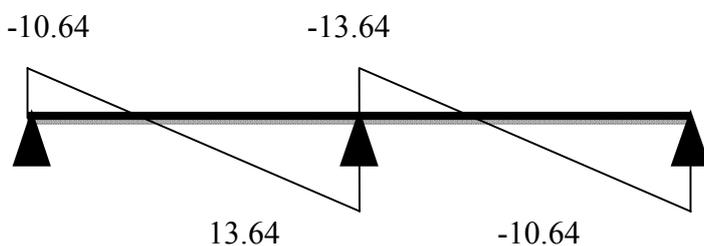
| terasse elu | Qu | L | M ₀ | M _W | M _E | M _T | V _W | V _E |
|-------------|------|------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| travé1 | 6.61 | 4.5 | 11.32 | 1.70 | 6.79 | 7.18 | -10.64 | -13.22 |
| travé2 | 6.61 | 3.95 | 11.32 | 6.79 | 1.70 | 7.18 | -13.22 | -10.64 |

Diagrammes des moments :



7.18 7.18

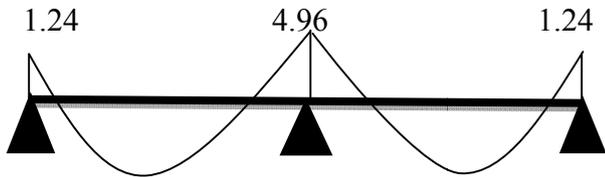
Diagramme des efforts



ELS

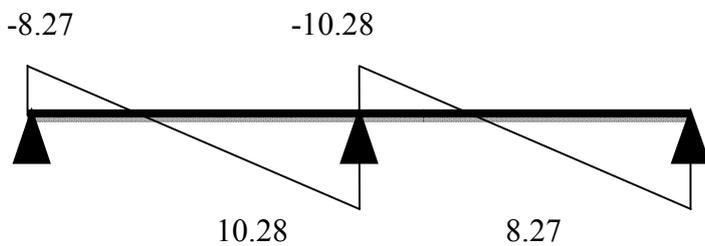
| terrasse els | Qu | L | M ₀ | M _W | M _E | M _T | V _W | V _E |
|-----------------|------|------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| travé1 | 4.83 | 4.5 | 8.27 | 1.24 | 4.96 | 5.58 | -8.27 | -10.28 |
| travé2 | 4.83 | 3.95 | 8.27 | 4.96 | 1.24 | 5.58 | -10.28 | -8.27 |

Diagrammes des moments :



5.58 5.58

Diagramme des efforts



Type 2 : 5 travées

étage courante

Diagrammes des moments ELU :

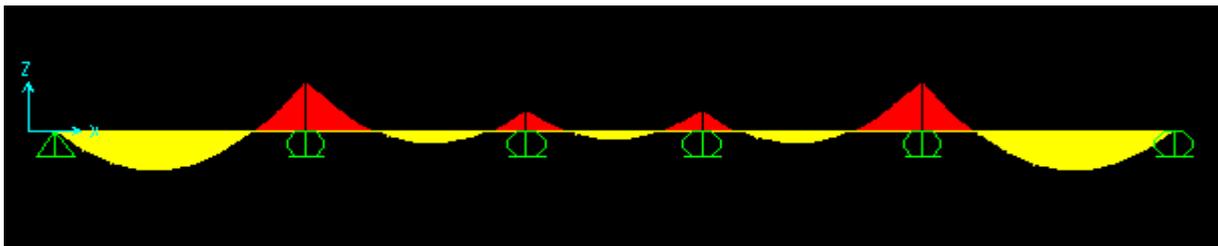
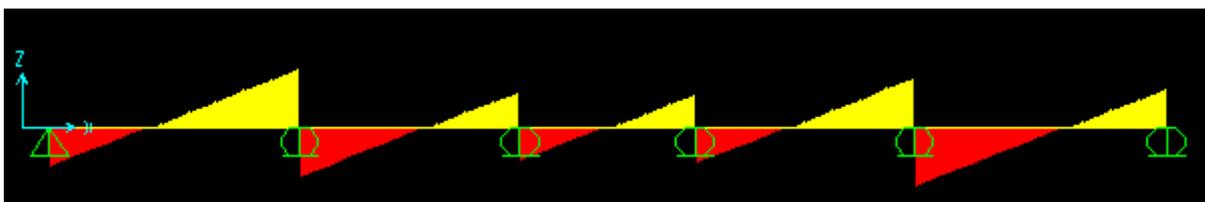


Diagramme des efforts ELU



Diagrammes des moments ELS

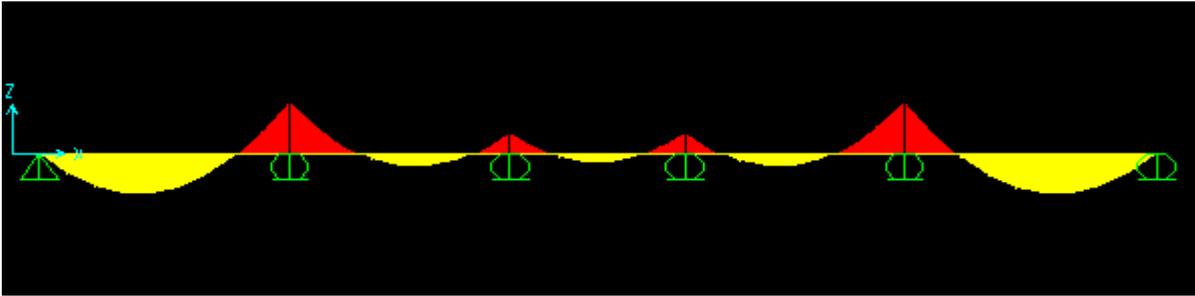
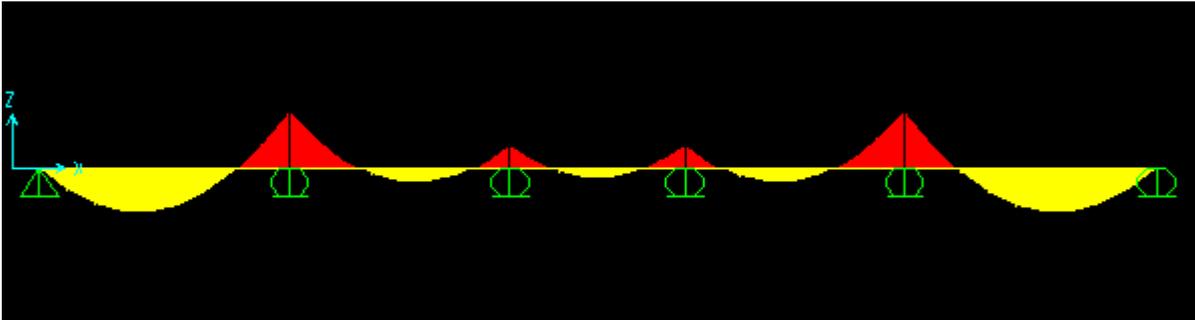


Diagramme des efforts ELS



IV.6 Ferrailage des poutrelles :

Dans ce projet on a plusieurs types de poutrelles, donc on prend un seul type comme un exemple de calcul au niveau du plancher haut de RDC

On présente les résultats trouvés des autres types dans un tableau récapitulatif

E.L.U :

En travée

$$M_{tmax} = 13.46 \text{ kn.m}$$

$$M_u = M_{max} = 13.46 \text{ kn.m}$$

$$M_r = b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times \delta_{bc}$$

$$\text{Avec: } \delta_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$d = 0.9h = 0.9 \times 21 = 19 \text{ cm} = 0.19 \text{ m}$$

Donc :

$$M_r = 0.65 \times 0.05 \times \left(19 - \frac{0.05}{2} \right) \times 14.17 = 0.076 = 76 \text{ kn.m}$$

$$M_u < M_r$$

La section de calcul sera une section rectangulaire $b \times h$

Moment Ultime réduire :

$$\mu = \frac{Mu}{b \cdot d \cdot \delta_{bc}} = \frac{13,46 \cdot 10^{-3}}{0,65 \cdot 0,19^2 \cdot 14,17} = 0,040$$

$$0,040 < 0,168 \quad \longrightarrow \text{Pivot A}$$

$A' = 0$ (Acier comprimé pas nécessaire)

$$\delta_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Position relative de la fibre neutre :

La section de l'armature tractée est :

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,051$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 0,980$$

$$A_U = 2,08$$

en adopte 3T10

Condition de non fragilité :

$$A_u \text{ min} \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d$$

$$\text{Donc : } A_u \text{ min} \geq 0,23 \frac{2,1}{400} 0,65 \times 0,19$$

$$2,08 \geq 1,48 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow A_U \geq A_U \text{ min C.V}$$

En appui :

$$M_{\max} = M_u = 9,86 \text{ KN.m}$$

$$M_r = b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \cdot \delta_{bc} = 75,52 \text{ KN.m} > M_u$$

$$\mu = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot \delta_{bc}} = \frac{9,86}{0,12 \cdot 0,19^2 \cdot 14,17} \cdot 10^{-3} = 0,16 > 0,186 \quad \longrightarrow \text{Pivot B}$$

$$A' = 0$$

L'acier comprime n'est pas nécessaire.

$$\delta_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,459$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 0,81$$

$$A_U = 1.82$$

soit 2T12

E.L.S

Les aciers sont de type Fe40, et la fissuration est peut nuisible ; donc la vérification des contraintes se simplifier et devienne comme suit :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \quad \alpha = 0.0261$$

➤ En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{0.0136}{0.00968} = 1.41$$

$$\alpha \leq \frac{1.41-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.455 \quad \text{C.V}$$

➤ En appui

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \gamma = \frac{15.12}{9.68} = 1.56$$

$$\alpha \leq \frac{1.56-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.53 \quad \text{C.V}$$

Vérification a l'effort tranchant :

$$\tau_U = \frac{V_{max}}{b \cdot d} \leq \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma b}, 5 \text{MPa}\right)$$

$$\text{Avec : } V_{max} = 22.13 \text{KN}$$

$$\text{Donc : } \frac{22.13}{0.12 \times 0.189} \leq \min(3.33 \text{MPa}, 5 \text{MPa})$$

$$0.98 \leq 3.33 \quad \text{C.V}$$

Espacement et diamètre des armatures transversale :

Nous avons affaire a un $\varphi_1 = 6 \text{cm}$

Dans la zone nodale $\min\left(\frac{h}{4}, 1.2\varphi\right)$ avec $\varphi = 6 \text{cm}$

$$\text{Min}(5.25, 7.2) = 5.25 \text{cm}$$

En dehors de la zone nodale : $S \leq \frac{h}{2} \rightarrow S \leq \frac{21}{2}$

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

Alors :

en travée : $A_t = 0.003s.b = 1.95 \text{ cm}^2$

$\varnothing 8$

En appui : $A = 0.003s.b_0 = 0.003 \times 5.25 \times 13 = 0.20 \text{ cm}^2$

$\varnothing 8$

Vérification de la flèche

$$f \leq f_{\text{admi}} \quad \text{Avec : } f_{\text{admi}} = \frac{L_{\text{max}}}{1000} + 0.5 \quad L_{\text{max}} = 3.7 \text{ m}$$

$$: f_{\text{admi}} = \frac{370}{1000} + 0.5 = 0.87 \text{ cm}$$

♣ Calcul de f :

$$\begin{aligned} \blacksquare I_0 &= \frac{bh^3}{12} + 15A_{\text{st}}\left(\frac{h}{2} - d'\right)^2 = \frac{0.65 \cdot 0.21^3}{12} + 15 \cdot 2.87 \left(\frac{0.21}{2} - 0.021\right)^2 \\ d' &= h - d = 0.21 - 0.189 = 0.021 \text{ cm} \Rightarrow d' = 0.021 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\Rightarrow I_0 = 4.3110^{-4} \text{ cm}^4$$

$$\blacksquare \lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\varnothing(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b})} \quad \text{avec } : \varnothing = \frac{A_{\text{st}}}{b_0 \cdot d} = \frac{2.7}{12 \cdot 22.5} = 0.011$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot 2.1}{0.011 \left(2 + 3 \cdot \frac{12}{65}\right)} = 3.74$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \varnothing \cdot \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \cdot 2.1}{4 \cdot 0.011 \cdot 347.83 + 2.1} = 0.21 \mu = 0.21$$

$$\blacksquare I_{\text{fi}} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = \frac{1.1 \cdot 4.31 \cdot 10^{-4}}{1 + 3.74 \cdot 0.21} = 2.65 \cdot 10^{-4}$$

$$\blacksquare \frac{1}{\gamma} = \frac{M_{\text{ser}}}{E_i I_{\text{fi}}} = \frac{968 \cdot 10^{-5}}{32164.2 \cdot 2.65 \cdot 10^{-4}} = 0.00114 \text{ m}^{-1}$$

Donc la flèche : $f = \frac{L^2}{10} \cdot \frac{1}{\gamma} = \frac{3.7^2}{10} \cdot 0.00114 = 0.0016 \text{ m}$

$\Rightarrow f = 0.0016 \text{ m} \leq f_{\text{admi}} = 0.0087 \text{ m} \dots\dots\dots \text{CV}$

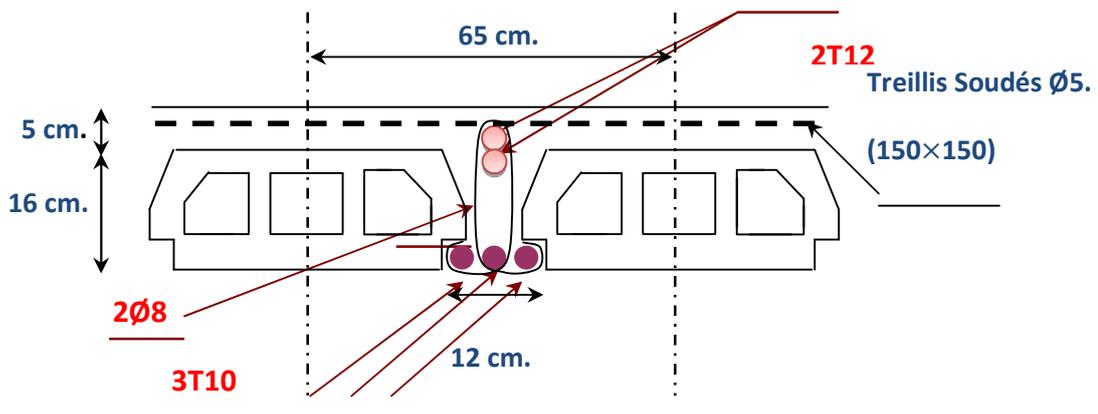


Figure IV.1 ferrailage de poutrelle

IV.7. Ferrailage de la dalle de compression :

D'après le règlement C.B.A

La dalle de compression d'une épaisseur de 5 cm armée par treilles soudé de diamètre \emptyset , dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

Pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

$$A_1 \geq \frac{4L}{f_e} \cdot A_{vec} \begin{cases} f_e = 500 \text{ MPa} \\ L = 65 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow A_1 \geq 0.52 \text{ cm}^2$$

Pour les armatures parallèles aux nervures.

$$A_2 = \frac{A_1}{2} \Rightarrow A_1 = 0.26 \text{ cm}^2$$

On adopte un treillis soude de $\emptyset 6$ et un espacement de (20*20) cm²

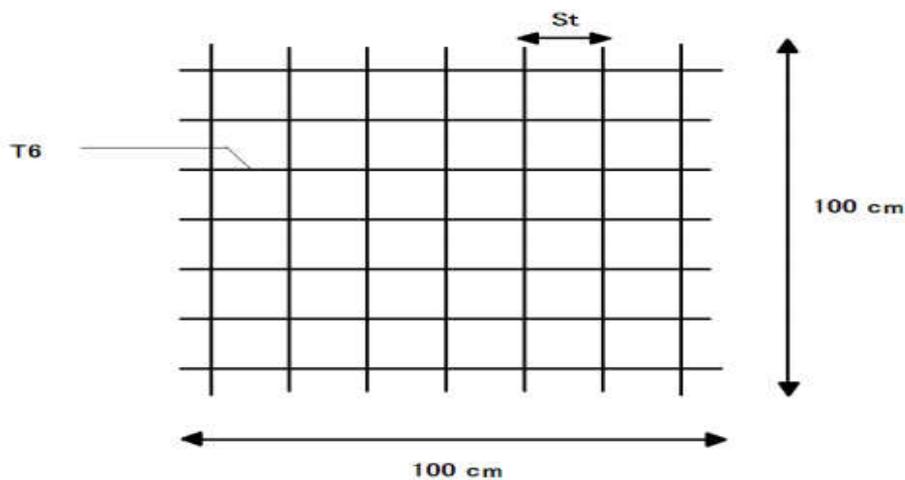


Figure IV-2: Disposition d'armatures de la dalle de compression

Etude de la dalle pleine

V.1 : Introduction :

Les balcons sont des dalles pleines et sont calculés comme une console soumise à:

- Son poids propre.
- La surcharge d'exploitation.

Le calcul se fera pour une bande de 1m à la flexion simple.

V.2 : Détermination de L'épaisseur du Dalle pleine (balcons) :

Calculer selon la relation suivante :

$$\frac{L}{30} \leq h \leq \frac{L}{20}$$

Avec L : largeur du balcon.

❖ Application numérique :

Avec L=1.30m.

$$\frac{1}{30} \leq h \leq \frac{1}{20}$$

$$0.043 \leq h \leq 0.065 \quad \text{Donc : } h = 5 \text{ cm.}$$

Alors on prend $h = 15 \text{ cm}$.

❖ Epaisseur de balcon:

Isolation acoustique : $e \geq 12 \text{ cm}$

$$E \geq L / 10 = 130 / 10$$

$$E \geq 13 \text{ cm}$$

On Prend : $e = 15 \text{ cm}$

Les dalles pleines sont calculées comme des consoles encastrées dans les poutres, on adopte une épaisseur de $h = 15 \text{ cm}$.

V.3 : Descente des charges :

- Dalle pleine (Balcon) :

| désignation | $\rho(\text{KN/m}^3)$ | e(m) | G (KNkn/m ²) |
|------------------|------------------------|------|--------------------------|
| Carrelage | 22 | 0.02 | 0.44 |
| Mortier de pose | 20 | 0.02 | 0.40 |
| Lit de sable | 18 | 0.02 | 0.36 |
| Enduit en ciment | 20 | 0.02 | 0.40 |
| Dalle pleine | 25 | 0.15 | 3.75 |
| G | 5.35 KN/m ² | | |
| Q | 3.50 KN/m ² | | |

Tableau V.1. Charge du balcon

❖ Poids de la maçonnerie :

| | |
|------------------|--------------------------------|
| Enduit extérieur | 24 kg /m ² |
| Brique creuse | 90 kg /m ² |
| Enduit extérieur | 24 kg /m ² |
| | P=138 kg /m² |

La charge P = 138 Kg/m² × 1m × 1 ml = 138 Kg

❖ Combinaison d'action :

A ELU :

Qu = 1.35 G + 1.5 Q \longrightarrow Qu = 1247.25 Kg/ ml

Pu = 1.35 P \longrightarrow Pu = 186.3Kg/ml

A ELS :

$$Q_s = G + Q \quad \longrightarrow \quad Q_s = 885 \text{ Kg/ml}$$

$$P_s = P \quad \longrightarrow \quad P_s = 138 \text{ Kg/ml}$$

V.3.1 : Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants:

❖ **ELU:**

Section 1-1: $0 \leq x \leq 1 \text{ m}$

$$M(x) = - p_u x - q_u \times \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = - 138 x - 1247.25 \times \frac{x^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \text{ Kg.m} \\ M(1) = - 761.625 \text{ Kg.m} \end{array} \right.$$

$$M'(x) = - 138 - 1247.25 \times x = 0$$

$$x \longrightarrow 0.11 \text{ m} \notin [0, 1]$$

$$T(x) = p_u + q_u \times x$$

$$T(x) = 138 + 1247.25 \times x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(0) = 138 \text{ Kg} \\ T(1) = 1385.25 \text{ Kg} \end{array} \right.$$

❖ ELS :

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 1m$

$$M(x) = -p_u x - q_u \times \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = -186.3 x - 885 \times \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ Kg.m} \\ M(1) = -628.8 \text{ Kg.m} \end{cases}$$

$$M'(x) = -186.3 - 885 \times x = 0$$

$$\Rightarrow x = 0.21 \text{ m} \notin [0, 1]$$

$$T(x) = p_u + q_u \times x$$

$$T(x) = 186.3 + 885 \times x$$

$$\begin{cases} T(0) = 186.3 \text{ Kg} \\ T(1) = 1071.3 \text{ Kg} \end{cases}$$

V.3.2. Récapitulatif des moments et des efforts tranchants :

| x (m) | ELU | | ELS | |
|-------|-------------|-----------|-------------|-----------|
| | M(x) (kg.m) | T(x) (kg) | M(x) (kg.m) | T(x) (kg) |
| 0 | 0 | 138 | 0 | 186.3 |
| 1 | -761.625 | 1385 | -628.8 | 1071.3 |

Tableau V.2. Récapitulatif des moments et des efforts tranchants

V.4 :.Détermination de ferrailage :

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

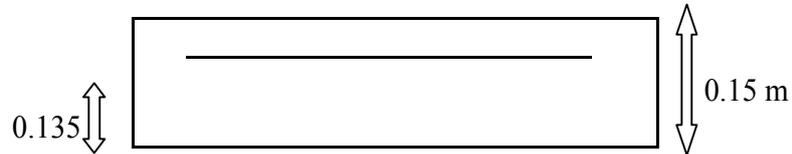


Figure V.1. Schéma du balcon

❖ ELU:

$$d = 0.9 h = 0.135 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ ml}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$$

$$f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\delta_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{761.625 \times 10^{-5}}{1.00 \times (0.135)^2 \times 14.17}$$

$$\mu = 0,070 < 0.186 \longrightarrow \text{donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.}$$

$$\delta_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

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

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.070})$$

$$\iff 0.1$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.135 \times (1 - 0.4 \times 0.1)$$

$$\implies Z = 0.1296 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\delta_{st} \times Z} = \frac{1822.325 \times 10^{-5}}{0.1296 \times 348}$$

$$A_{st} \implies 0.04 \text{ cm}^2$$

On Prend : $A_{st} \implies 4 \text{ } \emptyset 12$ de Section $4.52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

- **L'espacement :**

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

$$e \leq 33\text{cm}$$

On prend : $e = 25\text{cm}$

Durant les calculs de ferrailage de la dalle pleine, nous avons constaté que les conditions de Fragilité sont validées.

- **Condition de non fragilité :**

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

$$\implies A_{st} \geq 0.23 \times 1 \times 0.135 \times \frac{2.1}{400}$$

Donc : $3.39 \text{ cm}^2 > 1.63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$

- **Les Armatures de réparation :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{3.39}{4}$$

$$A_r = 0.85 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On Prend : $A_r \implies 3 \text{ } \emptyset 8$ de Section $1.51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

- **L'espacement :**

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

$$e \leq 45 \text{ cm}$$

On prend : $e = 45\text{cm}$

❖ **Vérification a ELS :**

Les balcons sont expose aux intempéries et peuvent être alternativement émerges ou noyés en eau douce donc la fissuration est préjudiciable

$$M_s = 1400.625 \text{ Kg .m}$$

• **Position de l'axe neutre (ys) :**

$$A_{st} = 3.39 \text{ cm}^2 \quad \text{et} \quad n = 15$$

$$\frac{b y_s^2}{2} - n \times A_{st} (d - y_s) = 0 \quad \longrightarrow \quad 50 y_s^2 - 15 \times 3.39 (13.5 - y_s) = 0$$

$$\longrightarrow \quad \sqrt{\Delta} = 374$$

$$\longrightarrow \quad y_s = 3.23 \text{ cm}$$

• **Moment d'inertie:**

$$I = \frac{(b \times y_s^2)}{3} + n \times A_{st} (d - y_s)^2 \quad \longrightarrow \quad I = \frac{100 \times (3.23)^2}{3} + 15 \times 3.39 (13.5 - 3.23)^2$$

$$I = 6486.56 \text{ cm}^4$$

$$I = 6.48 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

• **Calcul de contraintes:**

Béton :

$$\delta_{bc} = \frac{M_s \times y_s}{I} \quad \delta_{bc} = \frac{1400.425 \times 10^{-5} \times 0.0323}{6.48 \times 10^{-5}}$$

$$\delta_{bc} = 6.98 \text{ M}_{pa} \longrightarrow$$

$$\delta_{bc} = 6.98 < 15 \text{ M}_{pa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Acier :

$$\delta_{st} = n \frac{M_s (d - y_s)}{I}$$

$$\delta_{st} = 15 \frac{1400.625 \times 10^{-5} (0.135 - 0.0323)}{6.48 \times 10^{-5}}$$

$$\delta_{st} = 332.97 M_{Pa}$$

• **Calcul des contraintes admissibles :**

Béton :

$$\overline{\delta_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25$$

$$\overline{\delta_{bc}} = 15 M_{Pa}$$

Acier :

$$\overline{\delta_{st}} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{n \times f_{t28}} \right) \text{ (Fissuration préjudiciable. avec : } \eta = 1,6 \text{)}$$

$$\overline{\delta_{st}} = \min (266.67, 201.63) \longrightarrow \overline{\delta_{st}} = 201.63 M_{Pa}$$

• **Vérification:**

$$\delta_{bc} = 6.98 M_{Pa} < \overline{\delta_{bc}} = 15 M_{Pa} \dots\dots\dots C.V$$

$$\delta_{st} = 332.97 M_{Pa} < \overline{\delta_{st}} = 201.63 M_{Pa} \dots\dots\dots C.N.V$$

$$A_{min} = 0,5 \% b \times h \text{ d'après RPA 99}$$

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

$$\text{Choix : } A_{st} = 7 \text{ } \emptyset 12 = 7.92 \text{ cm}^2$$

• **L'espacement :**

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

$$e \leq 33\text{cm}$$

On prend : e = 15cm

• **Les Armatures de réparation :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{7.92}{4}$$

$$A_r = 1.98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On Prend : $A_r \implies 4 \text{ } \emptyset 10 \text{ de section } 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

• **L'espacement :**

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

$$e \leq 45 \text{ cm}$$

On prend : $e = 25\text{cm}$

• **L'effort tranchant:**

Vérification au cisaillement:

$$T_{u\max} = 1385 \text{ Kg}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d} = \frac{1385 \times 10^{-5}}{1 \times 0.135} = 0.1025 \quad M_{pa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 M_{pa}\right) \text{ Fissuration préjudiciable } \gamma_b = 1.5 : \text{cas générale}$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5 M_{pa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{ C.V}$$

• **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \quad \rightarrow \quad \frac{0.15}{1} > \frac{1}{16} \quad \rightarrow \quad 0.15 > 0.06 \dots \dots \dots \text{ C.V}$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.20}{f_e} \quad \Rightarrow \quad \frac{7.92 \times 10^{-4}}{1 \times 0.135} \leq \frac{4.20}{400}$$

$$\Rightarrow \quad 0.0058 \leq 0.0105 \dots \dots \dots \text{ C.V}$$

| Longueur de la dalle Pleine | Armature long (cm ²) | | Armature de répartition (cm ²) | |
|-----------------------------|----------------------------------|--------------|--|--------------|
| | Ast calculé | Ferr choisie | Ast calculé | Ferr choisie |
| 1.5 m | 4.04 | 7 T 12 | 0,85 | 4 T 10 |

Tableau V.3.Récapitulation des résultats de ferrillage

L'acrotère

VI.1 :Définition

L'acrotère est un élément secondaire . Le calcul se fait à la flexion composée pour une bande de 1 m de longueur.

VI.1.1 :Calcul Des Charges Sollicitant L'acrotère

- ✓ charge permanente et surcharge d'exploitation
- ✓ charge permanente

La surface de l'acrotère :

$$S = 0,1 \times 0,5 + 0,08 \times 0,1 + 0,1 \times 0,02/2 = 0,059 \text{ m}^2$$

-Poids propre de l'acrotère : $25 \times 0,059 = 1,48 \text{ kN/ml}$

-Revêtement : $0,18 \times 2 \times 0,015 \times 0,6 = 0,32 \text{ kN/ml}$

$$G = 1,8 \text{ kN/ml}$$

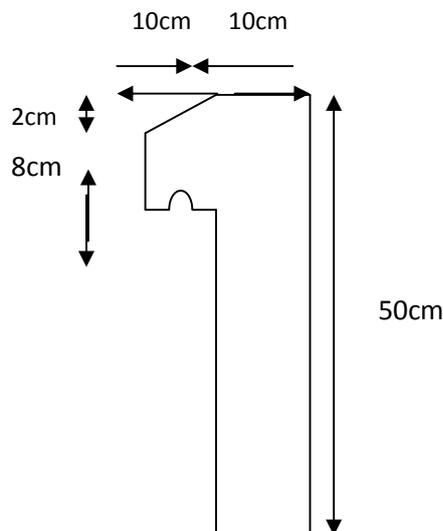


Figure .VI-1 : dimension de l acrotère

- ✓ charge d'exploitation

On prend en considération l'effet de la main courante

D'où $Q = 1,00 \text{ kN/ml}$

VI.1.2 :déterminations des efforts

1-2-1) calcul des efforts à l'E.L.U

$$N_U = 1,35 G = 1,35 \times 1,8 = 2,43 \text{ kN}$$

$$M_U = 1,5 Q h = 1,5 \times 1 \times 0,5 = 0,75 \text{ kN.m}$$

$$T_U = 1,5 Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ kN}$$

1-2-2) calcul des efforts à l'E.L.S

$$N_S = G = 1,8 \text{ kN}$$

$$M_S = Q h = 1 \times 0,5 = 0,5 \text{ kN.m}$$

$$T_U = Q = 1 \text{ kN}$$

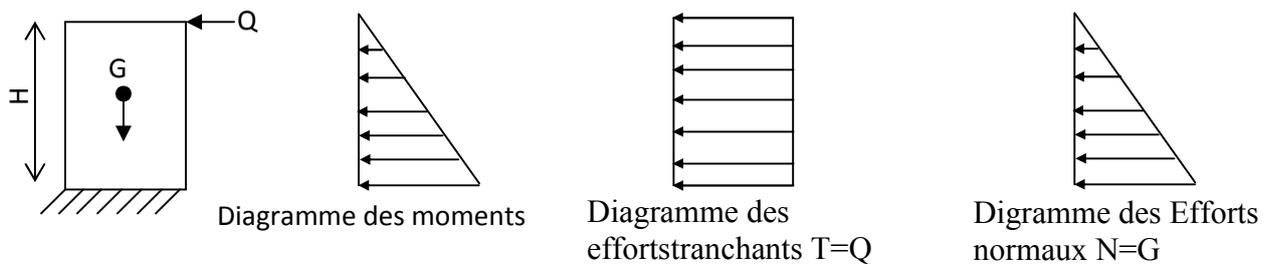
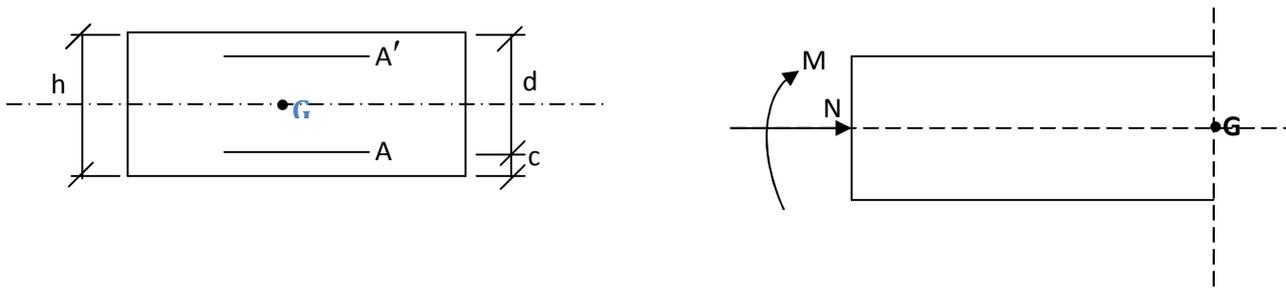


Figure.VI-2 : Diagramme

VI.1.3 : Ferrailage De La Section De L'acrotère

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée le calcul s'effectuera à l'ELU .

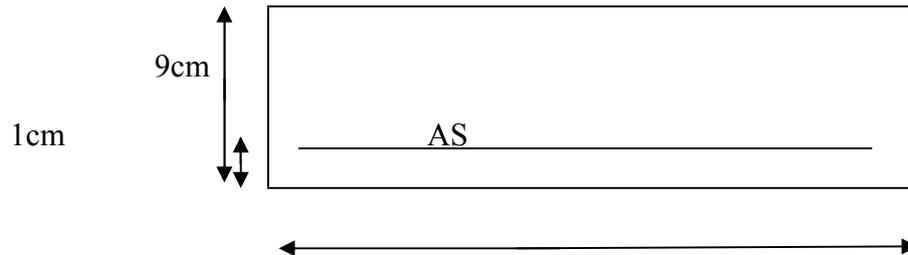


C : Centre de poussée

e : Excentricité

M_F : Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

La section transversale de l'acrotère est (100x10)cm², avec un enrobage de 1 cm



données :

$h = 10 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$, $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $M_U = 0,75 \text{ kNm}$, $N_U = 2,43 \text{ kN}$, $\sigma^b = 14,2 \text{ MPa}$, $f_e = 400 \text{ MPa}$

$$d = 0,9 h = 9 \text{ cm}$$

$$c = c' = 2,5 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = 30,8 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = 2,5 \text{ cm}$$

$$\text{On a } e_0 = 30,8 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 2,5 \text{ cm} \quad \square \text{ SPC}$$

Donc : $M_F = N_U f$ avec $f = e_0 + (h/2 - c) = 33,3 \text{ cm}$

D'où : $M_F = 0,81 \text{ kNm}$

D'après l'organigramme I: $M = M_F = 0,81 \text{ kNm}$

$\mu = 0,063 < \mu_r$; $A_S' = 0$ (pas d'acier comprimés)

$\alpha = 8,803$; $Z = 8,698 \text{ cm}$

$\mu < 0,186$; $\varepsilon_s = 10\%$ d'où $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$$A_S = 25,9 \text{ mm}^2$$

D'où

$$A_1 = A_s' \quad \text{et} \quad A_2 = A_s - \frac{N}{\sigma_s} = 25,9 - \frac{2,43 \cdot 10^3}{348} = 19,01 \text{ mm}$$

On obtient : $A_1 = 0$ et $A_2 = 0,19 \text{ cm}^2$

1-3-1) Condition de non fragilité

$$A_{s \min} \geq 0,23 b d (f_{t28} / f_e) = 0,23 \times 100 \times 90 \times (2,1/400) = 1,08 \text{ cm}^2$$

On prend $A_s = \max (A_2 ; A_{\min}) = 1,08 \text{ cm}^2$

La section choisie est 4T6 avec $A_s = 1,13 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

1-3-2) Armatures de répartition

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0,283 \leq A_r \leq 0,565 \text{ cm}^2$$

La section choisie est $A_r = 3T6 = 1,13 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

VI.1.4 : Vérification A L'E.L.S

La fissuration est préjudiciable, la vérification se fera suivant l'organigramme (flexion composée à ELS .voir Annexe)

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,5}{1,8} = 0,28 \text{ m}$$

On prend $e_0 = 28 \text{ cm}$

$$\text{On a } e_0 = 28 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 2,5 \text{ cm}$$

On doit vérifier le béton et l'acier On résous l'équation du troisième degré :

$$y_2^3 + P y_2 + q = 0 \dots\dots\dots (1)$$

Avec :

$$p = -3c^2 - \frac{90 A_s' (c - c')}{b} + \frac{90 A_s (d - c)}{b} = -3c^2 + \frac{90}{b} A_s (d - c)$$

$$q = -2c^2 - \frac{90 A_s' (c - c')^2}{b} - \frac{90 A_s (d - c)^2}{b} = -2c^2 + \frac{90}{b} A_s (d - c)^2$$

$$p = 1546,392 \text{ cm}^2 ; q = 23034,544 \text{ cm}^2$$

D'où l'équation (1) devient :

$$y_2^3 - 154,392y_2 + 23034,544 = 0$$

Après itération on trouve :

$$Y_1 = 25 \text{ cm}$$

$$Y_2 = 20,326 \text{ cm}$$

1-5-1) Calcul de moment statique

$$S^* = \frac{b}{2} y_1^2 + 15 [A_s' (y_1 - c') - A_s (d - y_1)]$$

$$S^* = 110,608 \text{ cm}^3$$

1-5-2) contrainte du béton

$$\sigma_b = \frac{N_s}{S^*} y_1 < 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_b = 0,432 < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

1-5-3) contraintes de l'acier

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110\eta \right\} = 176 \text{ MPa}$$

On a une fissuration préjudiciable :

$$\eta = 1,6 \text{ (Acier HA)}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{N_s}{S^*} (d - y_1) = 28,3 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 176 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

VI.3.6 : Vérification De L'effort Tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{1,5 * 10^3}{1000 * 90} = 0,016 \text{ kN}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \{ 0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa} \} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,016 < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

VI.1.5: Vérification Au Séisme

L'acrotère doit être vérifié sous l'action d'un effort sismique F_p appliqué à sa partie supérieure.

Il faut que : $F_p \leq 1,5 Q$ [2]

On a:

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

Avec :

F_p : force d'inertie appliquée au centre de base de l'acrotère

A : coefficient d'accélération pour la zone III, groupe 2, $A = 0,25$

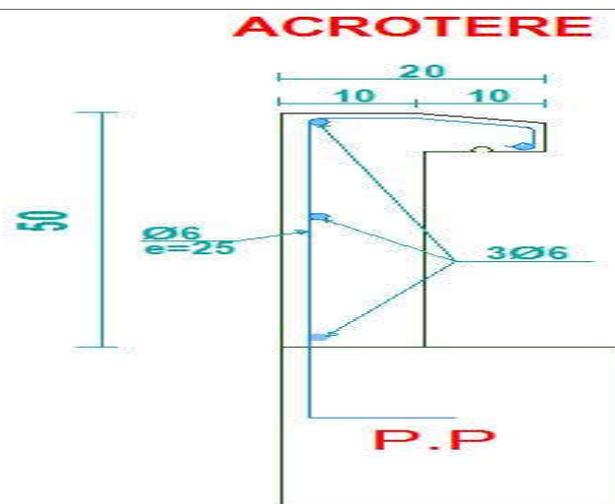
C_p : facteur des forces horizontales ($C_p = 0,8$) élément consol

W_p : poids de l'acrotère $W_p = 1,8 \text{ kN/m}$

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 1,8 = 1,44 \text{ kN/m}$$

$$1,5 Q = 1,5 \cdot 1 = 1,5 \text{ kN/m}$$

Donc $F_p = 1,44 < 1,5$ vérifié



coupe de l'acrotère

Etude les escalier

VII.1 : Détermination des sollicitations

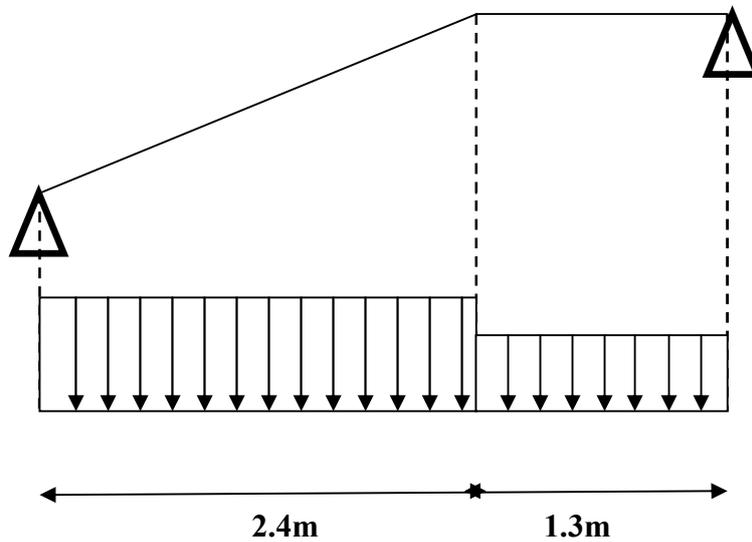


Schéma statique d'escalier

a. E.L.U :

Paillasse : $G = 7.61 \text{ kn.m}$

$Q = 2.5 \text{ kn.m}$

Palier : $G = 4.86 \text{ kn.m}$

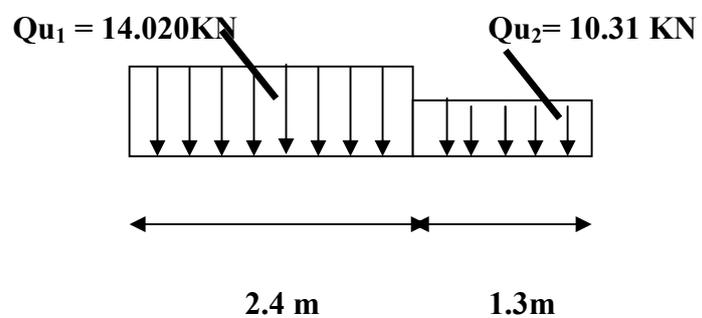
$Q = 2.5 \text{ kn.m}$

$$Q_{u_{\text{paillasse}}} = (1.35G + 1.5Q) = 10.27 + 3.75 = 14.02 \text{ kn}$$

$$Q_{S_{\text{paillasse}}} = (G + Q) = 10.11 \text{ kn.m}$$

$$Q_{u_{\text{palier}}} = 10.31 \text{ kn.m}$$

$$Q_{u_{\text{palier}}} = 7.36 \text{ kn.m}$$



b. Réactions des appuis

$$\sum Fv = 0 \rightarrow RA + RB = (qu1 \times 2.4) + (qu2 \times 1.3)$$

$$RA + RB = (14.02 \times 2.4) + (10.31 \times 1.3)$$

$$RA + RB = 51.26 \text{ KN}$$

$$\sum M / B = RA (2.4 + 1.3) - qu1 \left(\frac{2.7^2}{2} + 1.3 \right) - qu2 \left(\frac{1.3^2}{2} \right)$$

$$= 4 RA - 69.33 - 8.71$$

$$RA = 15.16 \text{ KN}$$

$$RB = 51.26 - 15.16 = 36.1 \text{ KN}$$

Effort tranchant et moment fléchissant :

$$0 \leq x \leq 2.4$$

$$\begin{cases} T(x) = RA - q1 \cdot x = 15.16 - 14.02x \\ M(x) = RAx - q1 \frac{x^2}{2} = 15.16x - 14.02 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T(0) = 15.16 \text{ KN} \\ T(2.4) = -22.69 \text{ KN} \end{cases} \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(2.4) = -10.17 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$2.4 \leq x \leq 3.7$$

$$\begin{cases} T(x) = RA - q1 \times 2.4 - q2(x - 2.4) \\ M(x) = RA \cdot x - q1 \times 2.7(x - 1.35) - q2 \frac{(x - 2.4)^2}{2} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T(2.4) = -22.69 \text{ KN} \\ T(3.7) = -36.097 \text{ KN} \end{cases} \begin{cases} M(2.4) = -10.17 \text{ KN.m} \\ M(3.7) = -48.39 \text{ KN} \end{cases}$$

Diagramme de l'effort tranchants :

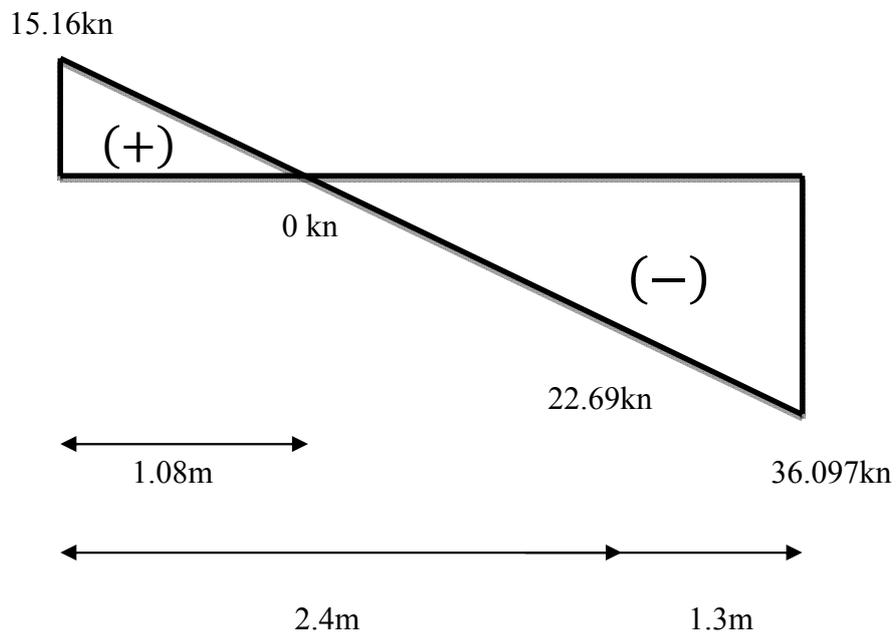
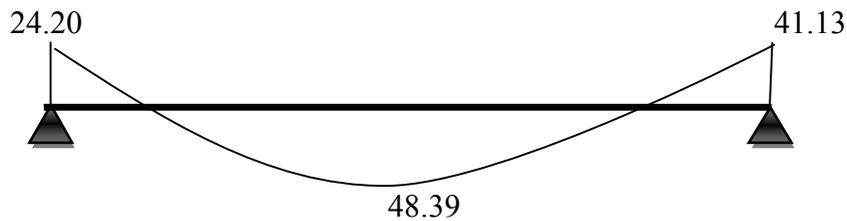


diagramme des moments



| X | Reaction | T | M | T_{max} | M_{max} | Moment sur appuis $M_a=0.5M_0$ | Moment en travée $M_t=0.85M_0$ |
|------|----------|---------|--------|-----------|-----------|-----------------------------------|-----------------------------------|
| 0 | 15.16 | 15.16 | 0 | 36.097 | 48.39 | 24.195 | 41.13 |
| 1.08 | - | 0 | 6.98 | | | | |
| 2.4 | - | -22.69 | -10.17 | | | | |
| 4 | 28.85 | -36.097 | -48.39 | | | | |

Conclusion :

(E.L.U) :

$M_t \max = 21.7 \text{ kn.m}$

ELS :

$M_t \max = 26.20 \text{ kn.m}$

$$Ma_{\max} = 12.75 \text{ kn.m}$$

$$Ma_{\max} = 15.42 \text{ kn.m}$$

$$T_{\max} = 28.85 \text{ kn} \quad T_{\max} = 24.09$$

VII.3 : calcul de ferrailage

a. E.L.U

a.1 En travée

$$\mu = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot \delta bc} = \frac{41.13 \times 10^{-3}}{1.3 \times 0.135^2 \times 14.17} = 0.122 < \mu_l = 0.392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,163$$

$$\beta = 1 - 0,40 \alpha = 0,93$$

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

$$A_{st} = \frac{M_{tmax}}{\beta \cdot d \cdot \delta bc} = \frac{41.13 \times 10^{-3}}{0.93 \times 0.135 \times 348} = 9.14 \text{ cm}^2$$

Espacement :

$$e \leq (4h; 33 \text{ cm})$$

$$e \leq (64; 33 \text{ cm})$$

$$e \leq 33 \text{ cm}$$

On prend $e = 15 \text{ cm}$

Une barre de T10 chaque 15cm

Condition de non fragilité :

La section minimale est :

$$A_{stmin} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$A_{stmin} \geq 0.23 \times 1.3 \times 0.135 \times \frac{2.1}{400} = 2.12 \text{ cm}^2$$

(Condition vérifiée $A_{st} \text{ travée} \geq 2,12 \text{ cm}^2$)

$$\text{Choix : 6T14} \quad \longrightarrow \quad A_{st} = 9.24 \text{ cm}^2$$

Armatures de répartition

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = \frac{9.24}{4} = 2.31 \text{ cm}^2$$

$$A_r : 6T8 \rightarrow A_r = 3.02 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

a.2 En appui

$$\mu = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot \delta bc} = \frac{24.195 \times 10^{-3}}{1.3 \times 0.135^2 \times 14.17} = 0.072 < \mu_l = 0.392 \text{ (acier FeE400)}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.093$$

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

$$A_{st} = \frac{Mt_{max}}{\beta \cdot d \cdot \delta bc} = \frac{24.195 \times 10^{-3}}{0.96 \times 0.135 \times 348} = 5.3 \text{ cm}^2$$

Espacement :

$$e \leq (3h; 33 \text{ cm})$$

$$e \leq (84; 33 \text{ cm})$$

$$e \leq 33 \text{ cm}$$

On prend $e=15 \text{ cm}$

Une barre de T10 chaque 15cm

Condition de non fragilité :

La section minimale est :

$$A_{stmin} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$A_{stmin} \geq 0.23 \times 1.3 \times 0.135 \times \frac{2.1}{400} = 2.12 \text{ cm}^2$$

(Condition vérifier $A_{stappuis} \geq 2,12 \text{ cm}^2$)

$$\text{Choix : } 4T14 \rightarrow A_{st} = 6.16 \text{ cm}^2$$

Armature de repartition

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{5.3}{4} = 1.33 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix } 4T8 \rightarrow A_r = 2.01 \text{ cm}^2$$

| | Ferrailage calculé (cm ²) | Ferrailage choisis (cm ²) | Armature de répartition calculé (cm ²) | Armature de répartition choisis (cm ²) |
|------------------|--|--|--|--|
| En travée | 9.14 | 9.24 | 2.31 | 3.02 |

| | | | | |
|-----------|-----|------|------|------|
| En appuis | 5.3 | 6.16 | 1.33 | 2.01 |
|-----------|-----|------|------|------|

Tableau VII.1 Tbleau de ferrailage

VII.4 Étude de la poutre palière :

VII.4.1 Dimensionnement :

Selon le BAEL91, le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{370}{15} \leq h \leq \frac{370}{10} \quad \text{on prend } h_t = 35\text{cm}$$

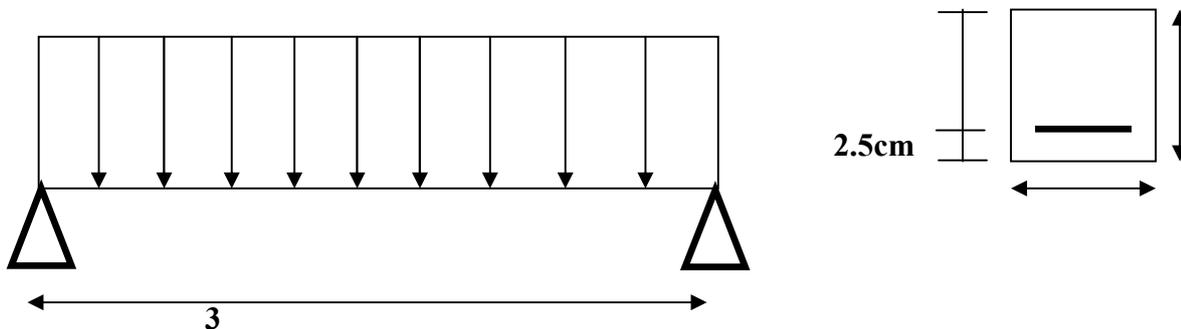
$$0.4 h_t \leq b \leq 0.8 h_t \Rightarrow 14 \leq b \leq 28 \quad \text{on prend } b = 25\text{cm}$$

1. Vérification des conditions RPA99 (version 2003) :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h_t \geq 30 \text{ cm} \end{array} \right. \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} 25\text{cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

$$\frac{h_t}{b} \leq 4 \quad \frac{33}{25} = 1.4 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Suivant R.P.A : min (h, b) > 25 cmC.V



VII.4.2 Charge supportée par la poutre :

Poids propre de la poutre palier : $0,35 \times 0,25 \times 25 = 2.19 \text{ KN/m}$

Réaction du palier sur la poutre : $R_{BU} = 28.85 \text{ KN/m.}$

$$RBS = 24.09 \text{ KN/m.}$$

$$\text{Charge d'exploitation: } Q = 2,5 \text{ KN/m}$$

$$\text{On a: } q_u = 1,35 \times 2.19 + 1,5 \times 2,5 + 28.85 = 35.56 \text{ KN/m}$$

$$q_{ser} = 2.19 + 2,5 + 24.09 = 28.78 \text{ KN/m}$$

4. Calcul des sollicitations

a. E.L.U

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{35.56 \times 3.7^2}{8} = 60.85 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,8.M_0 = 48.68 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,3.M_0 = 18.25 \text{ KN.m.}$$

$$T_x = ql/2 = (35.56 \times 3.7) / 2 = 65.78 \text{ KN}$$

5.E.L.S

$$M_0 = \frac{q_{us} l^2}{8} = \frac{28.78 \times 3.7^2}{8} = 49.25 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,8.M_0 = 39.4 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,3.M_0 = 14.78 \text{ KN.m.}$$

$$T_x = q_{us} l / 2 = (28.78 \times 3.7) / 2 = 53.24 \text{ KN}$$

VII.4.3.Calcul du ferrailage :

a. E.L.U :

a.1 En appui :

$$\mu = \frac{48.68 \times 10^{-3}}{1.3 \times 0.135^2 \times 14.17} = 0.15 < \mu_l = 0.392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc (A') n'existe pas.

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

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,92$$

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

$$A = \frac{Mt_{max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{48,68 \times 10^{-3}}{0,92 \times 0,135 \times 348} = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,11 \text{ cm}^2$$

$$A_{max}(A_{cal} ; A_{min}) = 2,11 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T12

a.2 En Travée :

$$\mu = \frac{18,25 \times 10^{-3}}{1,3 \times 0,135^2 \times 14,17} = 0,054 < \mu_l = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,08$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,97$$

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

$$A = \frac{Mt_{max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{18,25 \times 10^{-3}}{0,97 \times 0,135 \times 348} = 4,004 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,11 \text{ cm}^2$$

$$A_{max}(A_{cal} ; A_{min}) = 4,004 \text{ cm}^2 \quad \text{Choix : 3T14}$$

b. E.L.S :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

b.1 En travée :

$$\gamma = 0.83$$

$$\alpha = 0,165 < 0.44 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b.2 En appui :

$$\alpha = 0,165 < 0.44 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

- Vérification l'effort tranchant:

$$T_{\max} = \frac{q_u \cdot l}{2} = 65.78 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_o \cdot d} = 0,37 \text{ MPa}$$

$$\tau_\lambda = \min \left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,37 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Armatures transversales :

$$\phi = \min \begin{cases} h/35 = 10 \text{ mm} \\ b/10 = 25 \text{ mm} \\ \phi_\lambda = 12 \text{ mm} \end{cases}$$

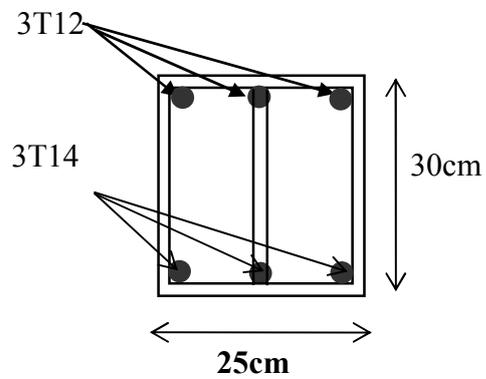
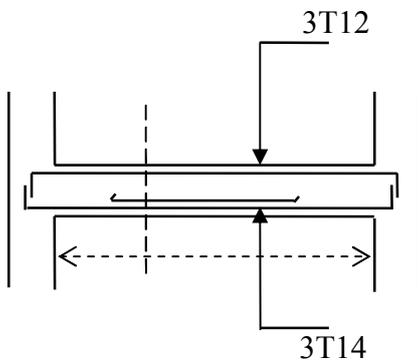
Soit $\phi = 8 \text{ mm}$

Choix : 2T8 $\rightarrow 1,00 \text{ m}^2$

Calcul de l'espacement :

$$\delta_i \leq \min \begin{cases} \min (0,9 d , 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} \\ \frac{A_t \cdot f_e}{b_o \cdot 0,4} = 16,78 \text{ cm} \\ \frac{A_t \cdot 0,3 f_e}{b_o \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28})} = 23,88 \text{ cm} \end{cases}$$

Soit $\delta_i = 15 \text{ cm}$.



Etudes sismique

VIII.1 : Introduction:

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

VIII.2 : Objectif de l'étude dynamique:

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Les 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. Pour cela, on fait une étude parasismique pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

VIII.3 : Méthode de calcul :

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage. Les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) propose trois méthodes de calcul des sollicitations :

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme

-Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99/version 2003). Notre structure est implantée et classée dans la zone sismique II-a groupe d'usage 2.

Le calcul se fait par la méthode dynamique spectrale du fait que notre structure ne répond pas aux critères du chapitre (4.1.2.b) exigés par le **RPA 99 / version 2003**, quand a l'application de la méthode statique équivalente :

La hauteur de la structure : **H = «38.08 m > 23 m** ; Donc les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées.

Il faut donc utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA 99 version 2003. Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires , il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente.

VIII.3.4.1 : Méthode statique équivalente:

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

✓ Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

✓ Domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente n'est pas appliquée

✓ Modélisation

-Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan, les masses sont supposées concentrées au centre de gravité des planchers présentant un seul degré de liberté 'translation horizontale' par niveau.

-La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.

-Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

VIII.4.2 : Méthode d'analyse modale spectrale :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

✓ Domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente ne s'applique pas.

✓ Modélisation :

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et

Des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces d'inerties sismiques.

La modélisation se base essentiellement sur quatre critères propres à la structure et au site D'implantation :

- La régularité en plan.
- La rigidité ou non des planchers.
- Le nombre de degrés de liberté des masses concentrées.
- La déformabilité du sol de fondation.

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

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

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

VIII.5 : Calcul dynamique de la structure :

VIII.5.1: calcul de la force sismique totale :

La force totale V ; appliquée à la base de la structure

$$V = \frac{ADQ}{R} W \text{RPA99/version 2003 (art 4, 2, 3)}$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, il dépend de la zone sismique et de groupe d'usage du bâtiment

D : facteur d'amplification dynamique moyenne

Q : facteur de qualité

R : coefficient de comportement global de la structure

W : poids total de la structure

VIII.5.2. : Coefficient d'accélération de zone « A »

D'après le **R.P.A 99 V2003** :

| Groupe | Zones | | | |
|--------|-------|-----------------|-----------------|------|
| | I | II _a | II _b | III |
| A1 | 0.15 | 0.25 | 0.30 | 0.40 |
| B1 | 0.12 | 0.20 | 0.25 | 0.30 |

| | | | | |
|---|------|------|------|------|
| 2 | 0.10 | 0.15 | 0.20 | 0.25 |
| 3 | 0.07 | 0.10 | 0.14 | 0.18 |

Tableau VIII.1 : Coefficient d'accélération de zone**Les données de l'ouvrage :**

D'après le RPA 99 / version 2003 , Ain Témouchent est situé dans une zone de séismicité moyenne (Zone IIa) et notre bâtiment est classé comme un ouvrage d'importance moyenne en group d'usage 2.

Alors d'après les deux critères précédents on obtient : $A=0,15$ (tableau 4.1 « annexe » de RPA 99 / version 2003)

$A = 0,15$ (Zone IIa, groupe d'usage 2)

VIII.5.3:facteur d'amplification dynamique moyenne (D) :

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

La valeur de ce facteur est en fonction de T_1 et T_2

D'après le **R.P.A 99 V2003**

| Site | S1 | S2 | S3 | S4 |
|------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| T_{1sec} | 0.15 | 0.15 | 0.15 | 0.15 |
| T_{2sec} | 0.30 | 0.40 | 0.50 | 0.70 |

Tableau VIII.2 : Les périodes caractéristiques associées à la catégorie du site

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associée a la catégorie du site

Période **T1** et **T2** du site considéré: **S3**

$$\begin{cases} T1 = 0,15 s \\ T2 = 0,50 s \end{cases}$$

$$T = \text{Min} \begin{cases} T = 0,09 \cdot \frac{h_N}{\sqrt{Lx}} \\ T = 0,09 \cdot \frac{h_N}{\sqrt{Ly}} \\ T = C_T \cdot h_N^{\frac{3}{4}} \end{cases}$$

L : la dimension du bâtiment dans la direction de séisme

h_N : la hauteur totale du bâtiment ($h_N = 38.08 \text{ m}$)

C_T : coefficient donnée en fonction de type de remplissage

D'après le R.P.A :

$C_T = 0.05$ pour un remplissage en maçonnerie

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

| Cas n° | Système de contreventement | C_T |
|--------|---|-------|
| 1 | Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie | 0,075 |
| 2 | Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie | 0,085 |
| 3 | Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie | 0,050 |
| 4 | Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie | 0,050 |

Tableau VIII.3 : valeurs du coefficient C_T

Donc

$$T = C_T \cdot h_N^{\frac{3}{4}} \quad T = 0.05 \cdot (18.36)^{\frac{3}{4}} \quad T = 0.44s$$

$$T = 0.09 \left(\frac{h_n}{\sqrt{Ly}} \right) \quad T = 0.09 \left(\frac{18.36}{\sqrt{11.35}} \right) T = 0.49s$$

$$T = 0.09 \left(\frac{h_n}{\sqrt{Lx}} \right) \quad T = 0.09 \left(\frac{18.36}{\sqrt{20.4}} \right) T = 0.37s$$

Sens longitudinale

$$T_2 = 0.50s \quad ; \quad T_1 = 0.37s$$

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

VIII.5.4 : Coefficient de correction d'amortissement η :

Le coefficient d'amortissement est donné par la formule suivante :

- $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7$ (Formule 4.3 RPA)

ξ (%) : est le Pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages

- Pour notre cas on prend =10% (RPA-TABLEAU 4.2) pour Portiques en béton armé .

| Remplissage | Portique | | Voile ou mur |
|-------------|-------------|-------|-------------------------|
| | Béton armée | Acier | Béton armée/ maçonnerie |
| Léger | 6 | 4 | 10 |
| Dense | 7 | 5 | |

Tableau VIII.4: de l'amortissement

Donc : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+10)}} \geq 0,7$

$\eta = 0,763 \geq 0,7$

Donc :

$$D = 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{T_1}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$$\Rightarrow D = 2.5 * 0.763 * \left(\frac{0.50}{0.37}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.33$$

$$T_1 = 0.09h_N / \sqrt{D}$$

VIII.5.5 : Calcul de coefficient de comportement de la structure R

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

Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : $R=5$

VIII.5.6 : Facteur de qualité « Q »

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

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

$$Q = 1 + \sum_{n=1}^6 pq$$

pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité qu'est satisfait au conditions à vérifiées.

VIII.5.6.1 : Condition minimales sur les files de contreventement:

D'après le **R.P.A99v2003**, **chaque** file de portique doit comporter à tous les niveaux aux moins trios (03) travées dont le rapport des portées est inférieur **1.5**

Sens longitudinal

Critère non observé ($P_q = 0.5$) il à 2 travée

Sens transversale

$$\left. \begin{array}{l} 4.5/3.95 = 1.13 < 1.5 \text{ C.V} \\ 3.95/3.15 = 1.25 < 1.5 \text{ C.V} \\ 3.15/3.95 = 0.98 < 1.5 \text{ C.V} \\ 3.95/4.5 = 0.88 < 1.5 \text{ C.V} \end{array} \right\} \longrightarrow \text{Critère non observé (} P_q = 0 \text{)}$$

VIII..5.6.2 : Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir , en plan , au moins (4) files de portiques ; ces files de contreventement devront être disposés symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

2.a.)Sens transversale

Nous avons (05) filles $\Rightarrow 5 > 4$

Critère non observée $p_q = 0$

2.b)Sens longitudinal

Nous avons (07) filles $\Rightarrow 7 > 4$

Donc : le sens longitudinale, le critère est observée $p_q = 0$

VIII.5.6.3 : Régularité en plan :

$$\text{longueur} / \text{largeur} = 20.4 / 11.35 = 0.25 < 1.79 < 4$$

$$\frac{l_x}{L_x} < 0.25 \rightarrow \frac{4.5}{20.40} = 0.22 < 0.25 \text{ cv}$$

$$\frac{l_y}{L_y} < 0.25 \rightarrow \frac{5.3}{11.35} = 0.46 < 0.45 \text{ ncv}$$

Donc : Critère non observée $p_q = 0.05$

VIII.5.6.4 : Régularité en élévation :

: La structure n'est pas classée régulière en élévation : $P_q = 0,05$

VIII.5.6.5 : Contrôle de la qualité des matériaux :

les matériaux utilisés dans notre structure sont contrôlés et conforme aux règlements en vigueur ;
On considère que ce critère est observé : $P_q = 0.05$

VIII.5.6.6 : Contrôle de la qualité d'exécution :

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.
On considère que ce critère est observé : $P_q = 0$

$$\text{Donc : } \begin{cases} Q_x = 1 + (0 + 0 + 0.05 + 0.05 + 0 + 0) = 1.1 \\ Q_y = 1 + (0 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0 + 0) = 1.15 \end{cases}$$

$$Q = 1.10$$

| Critère q | Pq | |
|--|--------------|-------------|
| | longitudinal | Transversal |
| 1/ conditions minimales sur les files de contreventement | 0 | 0 |
| 2/ redondance en plan | 0.05 | 0 |
| 3/ régularité en plan | 0.05 | 0.05 |
| 4/ régularité en élévation | 0.05 | 0.05 |
| 5/ contrôle de qualité des matériaux | 0 | 0 |
| 6/ contrôle de qualité de l'exécution | 0 | 0 |

| | | |
|--|------|------|
| $Q = 1 + \sum_1^6 P_q = 1 + (0,05+0,05+0,05+0,05+0+0)$ | 1,10 | 1.10 |
|--|------|------|

Tableau:VIII.5 : Pénalité en fonction de critère de qualité : (RPA 99 Tab 4.4)

VIII-6.Poids total de la structure " W ":

Selon l'RPA99/version 2003 ,W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta \cdot W_{Qi} \quad (4.5)$$

Avec **n** : la nombre de niveau

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements éventuels, solidaires de la structure :

W_{Qi} : charges d'exploitation

β : Coefficient de pondération RPA99/version 2003 tab 4.5

On considère pour notre ouvrage :

-Bâtiments d'habitation, bureaux **$\beta=0,2$**

valeurs du coefficient de pondération **β** (Tableau 4.5):

| Cas | Type d'ouvrage | β |
|-----|---|---------|
| 1 | Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés | 0,20 |
| 2 | Bâtiments recevant du public temporairement : | |
| | - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. | 0,30 |
| | - salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises | 0,40 |
| 3 | Entrepôts, hangars | 0,50 |
| 4 | Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés | 1,00 |
| 5 | Autres locaux non visés ci-dessus | 0,60 |

Tableau VIII.6 : coefficient de pondération β

✓ **Poids de la structure :**

Poids total de la structure : $W_t = 148147.195 \text{ t}$

VIII.7 Modélisation :

VIII.7.1 Démarche de modélisation sur le logiciel SAP2000 V14

a) Création d'un nouveau fichier :

Dans cette étape notre logiciel SAP2000 nous propose le choix d'unité et les modèles des structures (portiques, escaliers, poutreetc.) Donc :

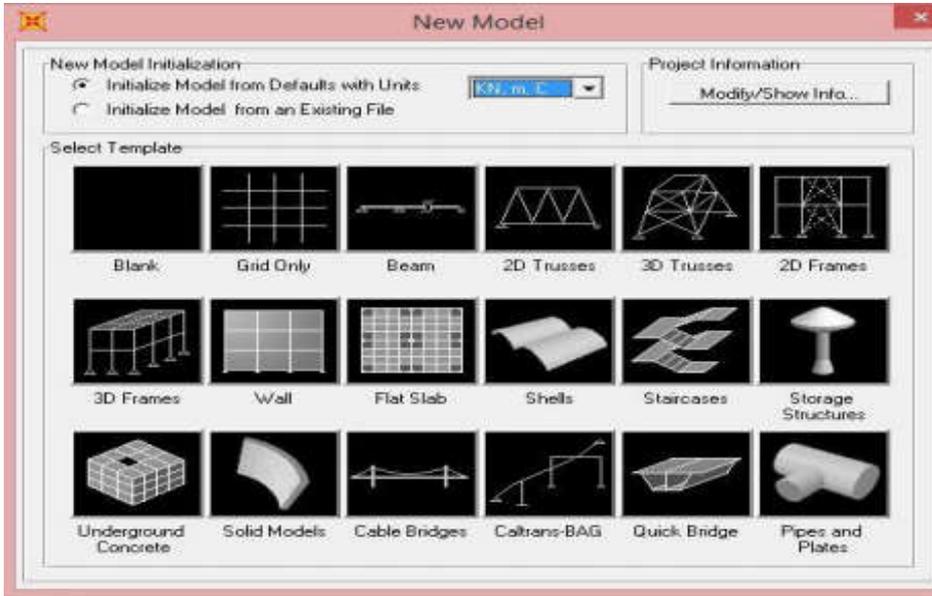


Figure VIII.1. Définir un nouveau Modèle

Dans notre cas on a choisi le type (Grid Only) est on aura la fenêtre suivante :

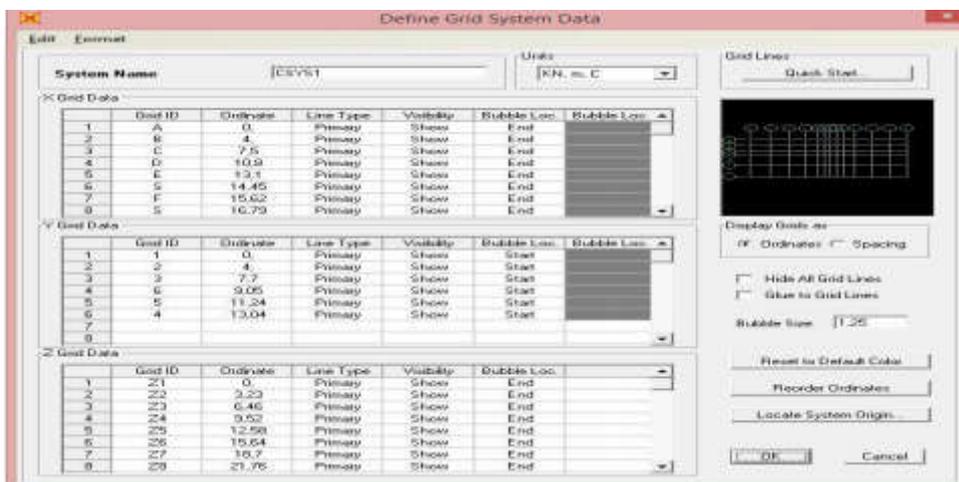


Figure VIII.2 Définition des Dimensions de la Grille

b) Définitions des matériaux et des sections :

Dans cette étape on commence par la définition du béton

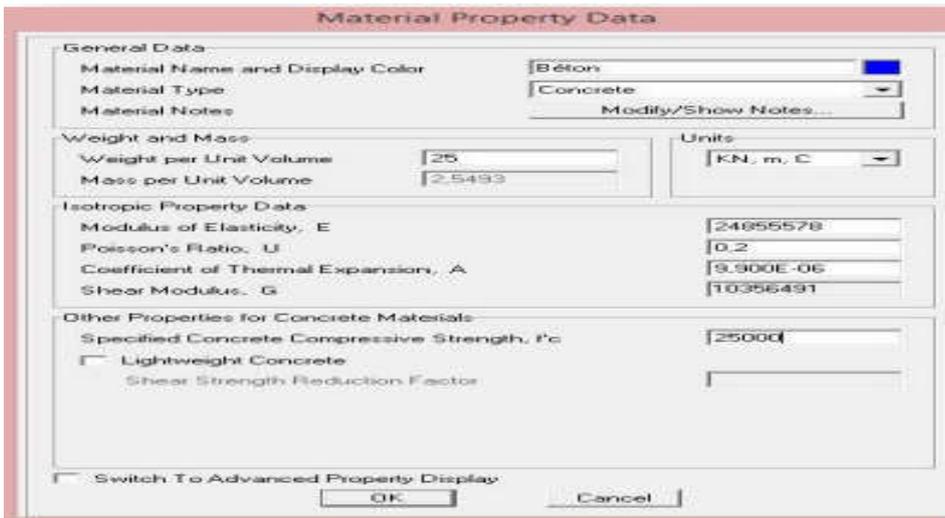


Figure VIII.3 Définir Les Matériaux

Puis on passe aux sections (FRAMES) poteaux, poutres, chaînages :

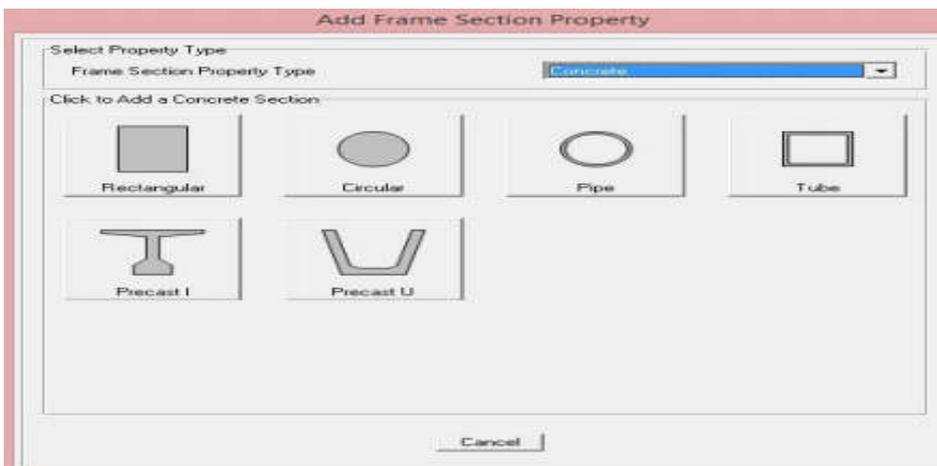


Figure VIII.4. Définir la section des poteaux 1

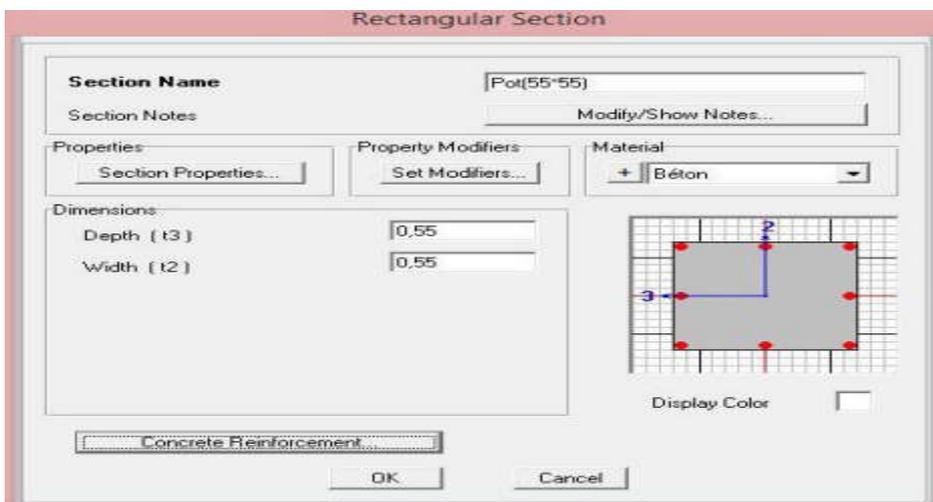
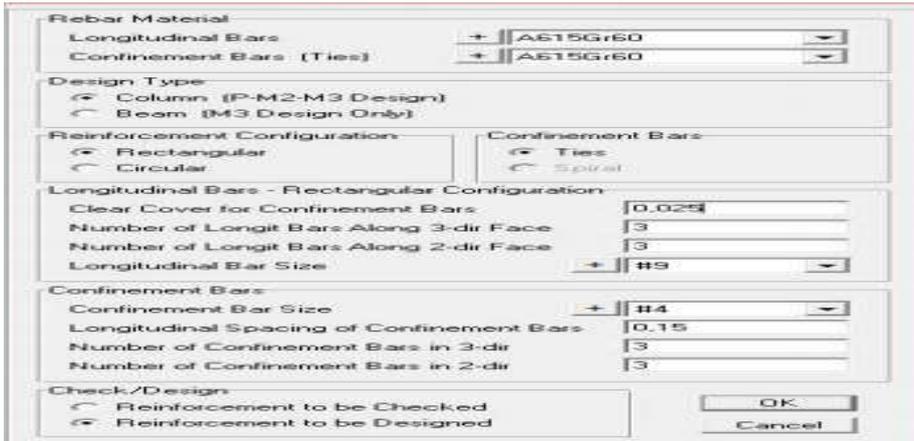


Figure X.5 . Définir la section des poteaux 2



FigureX.6. Définir la section des poteaux 3

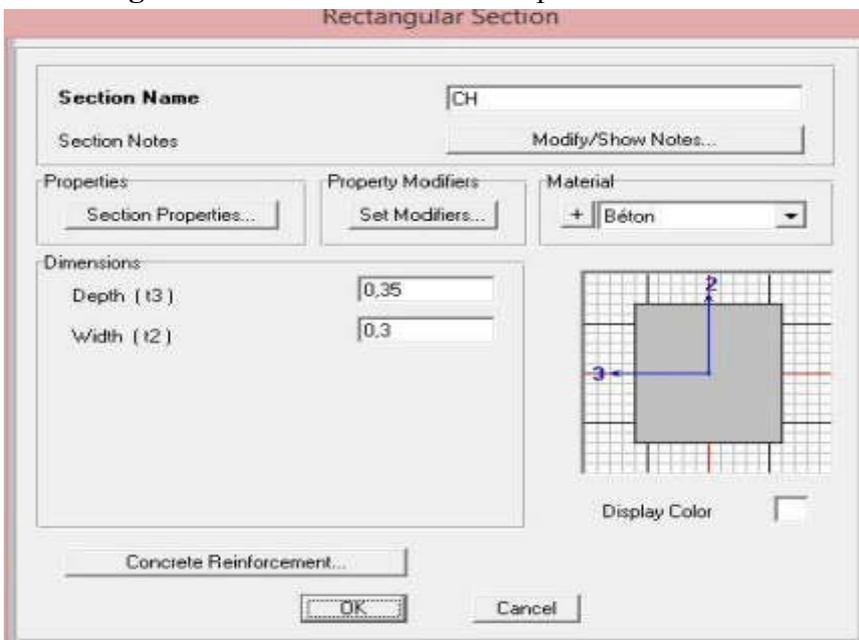


Figure VIII.7 Définir la section des poutres et chainages 1

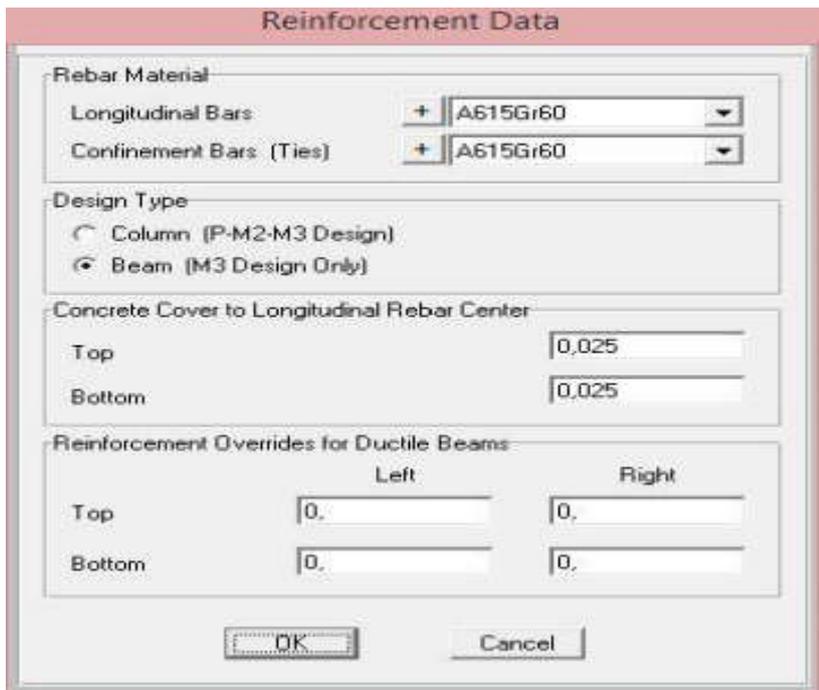


Figure VIII.8 Définir la section des poutres et chainages 2

Définition des matériaux en dalle pleine (Area Sections) :

Balcon, voile, palier de repos, paillasseetc

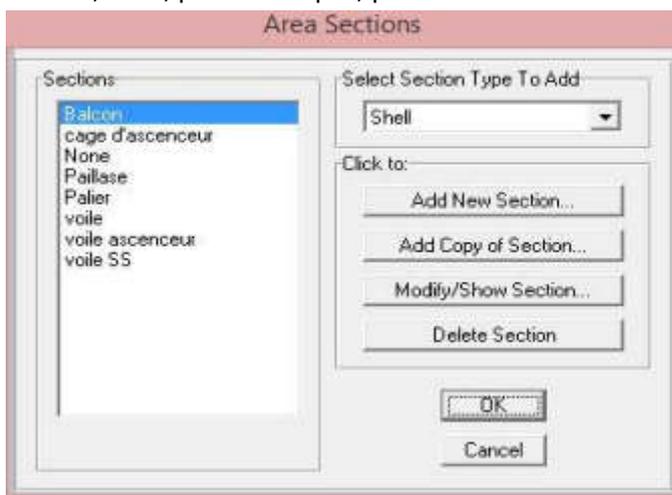


Figure VIII.9 Définir Balcon 1

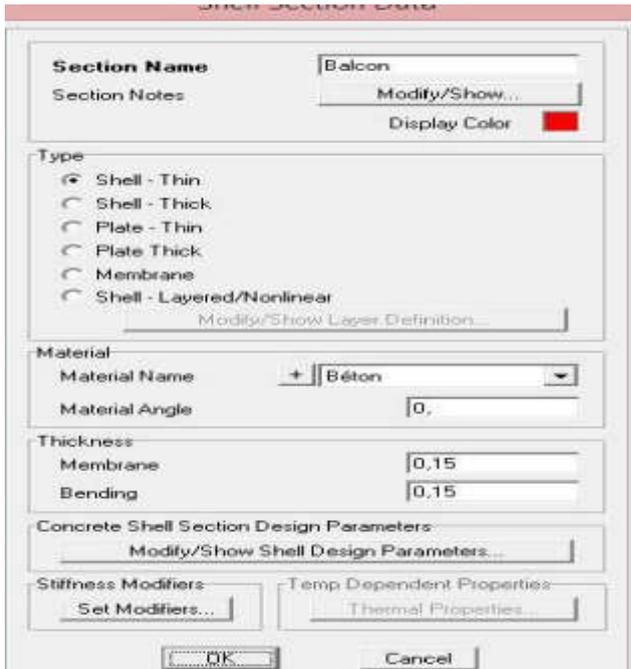


Figure VIII.10 Définir Balcon 2

d) Définition des charges

Dans cette étape on nomme chaque type de charge et sa désignation

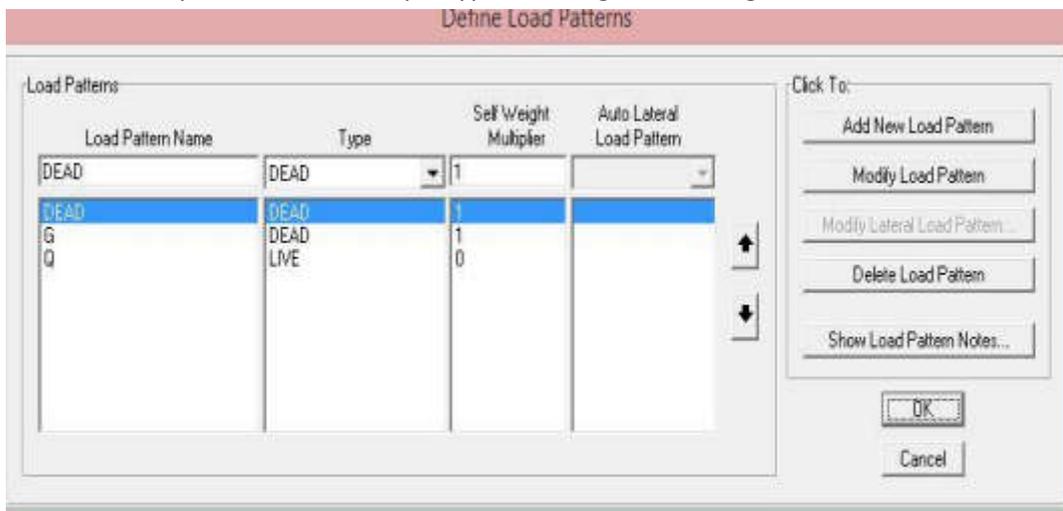


Figure VIII.12 Définir les charges 1

Ensuite on introduit les combinaisons d'action (ELU ; ELS....etc.)

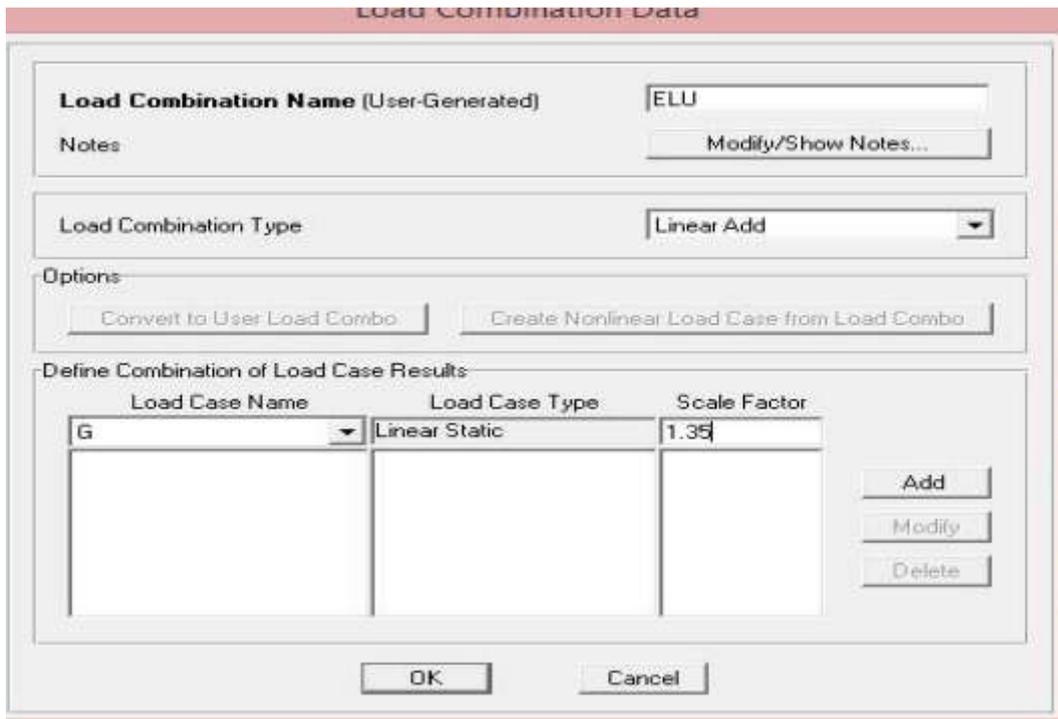


Figure VIII.13 Définir les Charges 2

Ensuite définir le system d'appuis à apporter à la structure de but d'éviter les déformations



Figure VIII.14 Définir système d'appuis
 La masse source :

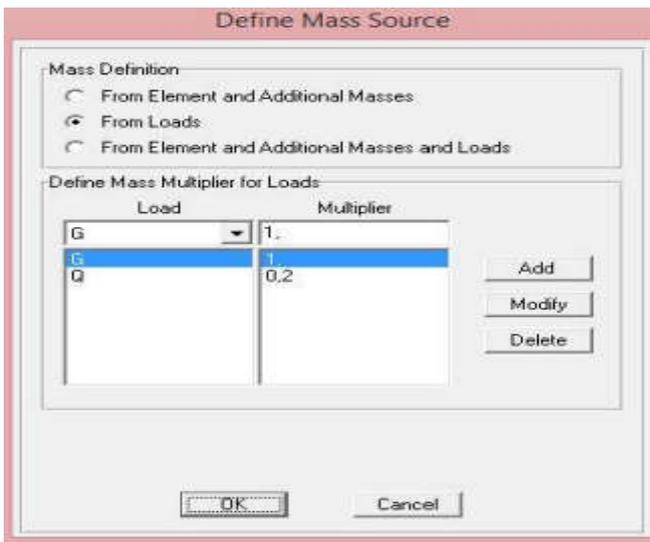


Figure X.15 . Définition de la masse

Le diaphragme :

Définir un diaphragme regroupant tous les nœuds du plancher



Figure VIII.16 Définition des Diaphragme 2

VIII.6 Dispositions des voiles :

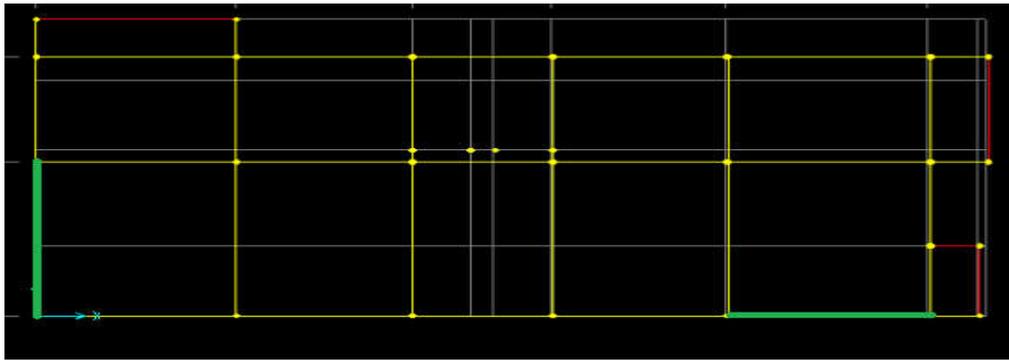


Figure VIII.17 1er Dispositions des voiles T=0.74

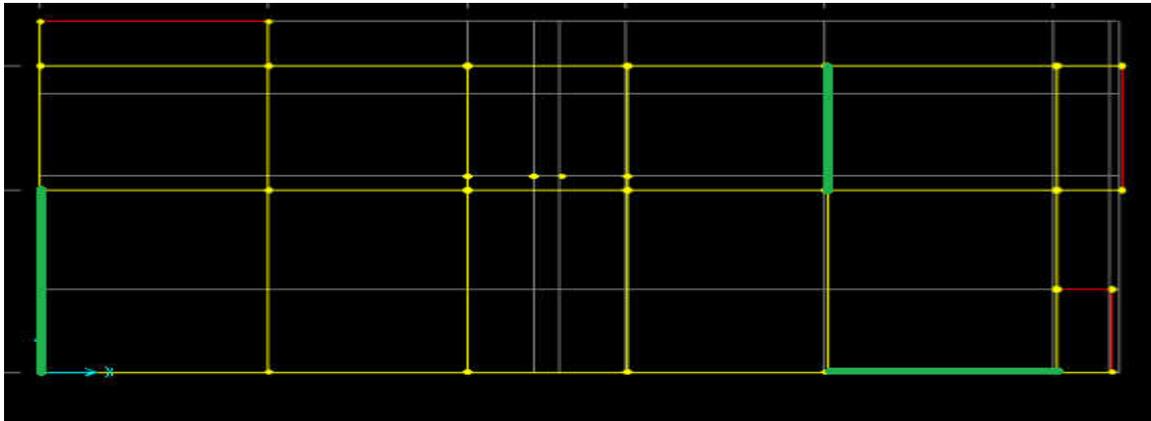


Figure X.18 2eme Dispositions des voiles T=0.47

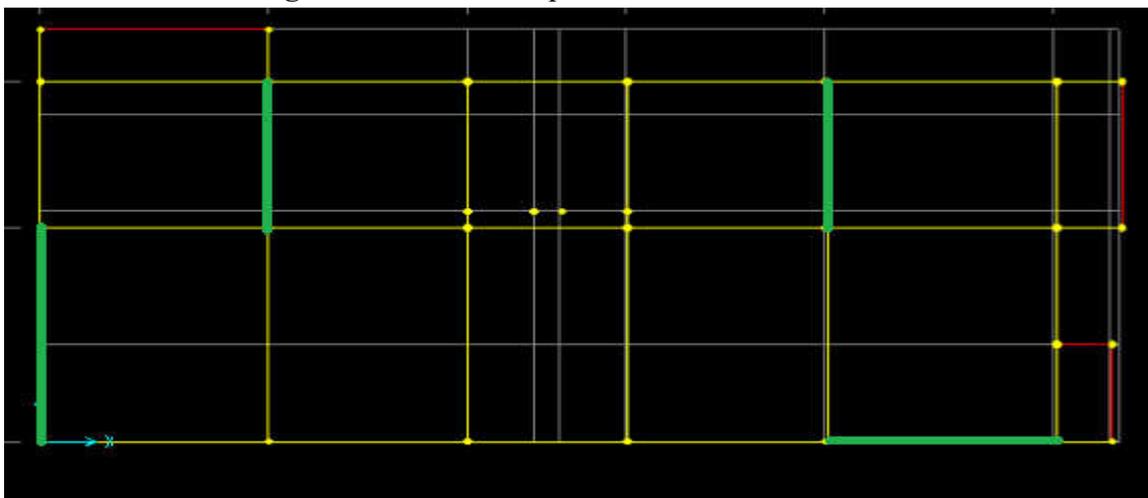


Figure VIII.19 3eme Dispositions des voiles T=0.43

2Justification vis-à-vis l'estimation de la période fondamentale :❖ **1,3 $T_{statique} \geq T_{dynamique}$** *Après plusieurs analyses on opte pour :*

$$1.3(0.37)=0.47s \geq 0.43s$$

Tableau VIII-7:Périodes et facteurs de participation modale**Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente :**

Selon **RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.6)** : La résultante des forces sismiques V_t à la base , obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0.80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse

***Méthode statique équivalente (vérification)**

| Paramètre | A | D | Q | R | W | T_1 | T_{tr} | H |
|-----------|------|------|------|---|-----------|-------|----------|-------|
| Résultat | 0.15 | 2.33 | 1.15 | 5 | 14131.597 | 0.78 | 0.78 | 0,763 |

Tableau VIII.10 : Récapitulatif des résultats

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{lg} = \frac{AD_{lg} Q_{lg}}{R} W \\ V_{tr} = \frac{AD_{tr} Q_{tr}}{R} W \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} V_{lg} = \frac{0.15 * 2.33 * 1.15}{5} * 14131.597 \\ V_{tr} = \frac{0.15 * 2.33 * 1.10}{5} * 14313.597 \end{array} \right.$$

$$V_{lg} = 1135.97 \quad V_{tr} = 5502.86Kn$$

✓ Vérification de la résultante des forces sismiques :

| | $V_{dynamique}$ | $V_{statique}$ | $0.8 \times V_{statique} < V_{dynamique}$ |
|----------|-----------------|-----------------|---|
| Y | 988.308 | 6109.207 | Condition v |
| X | 594.049 | 306.898 | Condition v |

Tableau VIII.11 : Vérification de la résultante des forces sismiques

Vérification spécifique sous sollicitations normales : Selon le CBA93 et RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.3): pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{28}} \leq 0,3$$

Nd : L'effort normal de calcul s'exerce sur une section du béton.

Bc : Section de poteau.

Fc28 : La résistance caractéristique du béton à 28 jours.

Etude des éléments structuraux

IX.1.Introduction :

L'étude des portiques sera effectuée en se basant sur le calcul du portique le plus défavorable et sous différentes sollicitations. Le portique est constitué par l'assemblage des poteaux et des poutres.

IX.2 : les poteaux :

Il est recommandé de calculer le ferrailage du poteau central considéré comme le plus sollicité et de généraliser le ferrailage trouvé pour ceux d'angle et de rivé

L'étude se fera sur le poteau central pour les deux cas suivants :

- Le poteau soumis à l'effort normal maximum et le moment qui lui correspond
- Le poteau soumis au moment maximum et leur effort normal qui lui correspond

-Le ferrailage des poteaux est calculé en fonction d'un effort de compression (N) et des moments fléchissant dans les deux directions (M_{22} , M_{33} donnés par le SAP2000)

IX.2.1 : Combinaisons spécifiques de calcul :

Combinaisons fondamentales : « 1^{er} genre »BAEL91

$$\begin{cases} 1,35 \times G + 1,5Q \dots \dots \dots (ELU) \\ G + Q \dots \dots \dots (ELS) \end{cases}$$

Combinaisons accidentelles : « 2eme genre » RPA 99

$$\begin{cases} G + Q \pm 1,2E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$$

IX.2.2 : Vérification spécifiques

Sollicitations normales (coffrage de poteau)

Avant de calculer les ferrailages il faut d'abord faire la vérification prescrite par le RPA 99, dans le but d'éviter ou limiter le risque de la rupture fragile sous sollicitation RPA 99, dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression est limité par la condition suivante :

RPA99V2003,

Exemple de calcul des poteaux :**ELu:**

$$N_{u,resp} = 1696.84 \text{ kn}$$

$$M_{u,max} = 64.96 \text{ kn}$$

$$h = 0.45 \text{ m} ; b = 0.45 \text{ m} ; d = 0.9h = 0.405 ; d' = 0.1h = 0.045 \text{ m}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u}$$

$$e = \frac{64.96 \times 100}{1696.84}$$

$$e = 3.82$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d'$$

$$e_a = 3.82 + \frac{45}{2} - 4.5$$

$$e_a = 21.82 \text{ cm}$$

$$M_a = N_u \times e_a$$

$$M_a = 1696.84 \times 10^{-3} \times 0.21$$

$$M_a = 0.41 \text{ MN.m}$$

$$a = (0.337h - 0.81d') \times b \times h^2 \times \delta_{bc}$$

$$a = (0.337 \times 0.45 - 0.81 \times 0.045) \times 0.45 \times 0.45^2 \times 14.17$$

$$a = 0.15$$

$$b = N_u \times (d - d') - M_a$$

$$b = 1696.84 \times 10^{-3} \times (0.40 - 0.04) - 0.7$$

$$b = 0.09$$

$$a > b$$

Le Calcul sera en flexion simple

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{Ma}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{0.065}{0.45 \times 0.40^2 \times 14.17} = 0.063$$

$$\mu = 0.0630.186 \Rightarrow \text{au Pivot A}$$

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A'u=0$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.063})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.16$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - (0.4 \times 0.16) = 0.93$$

$$A_u = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0.065}{0.93 \times 0.40 \times 348} = 0.0005021 \text{ m}^2 \Rightarrow A_s = 5.021 \text{ cm}^2$$

✓ **ELA :**

$$N_{\max} = 12097.69 \text{ KN}$$

$$M_{\text{cours}} = 67.35 \text{ KN.m}$$

$$h = 0.60 \text{ m} ; b = 0.60 \text{ m} ; d = 0.9h = 0.54 ; d' = 0.1h = 0.06 \text{ m}$$

$$e = \frac{Mu}{Nu}$$

$$e = \frac{67.35 \times 100}{12097.691}$$

$$e = 1.83 \text{ cm}$$

$$ea = e + \left(\frac{h}{2}\right) - d'$$

$$ea = 1.83 + \left(\frac{45}{2}\right) - 4.5$$

$$ea = 25.83 \text{ cm}$$

$$Ma = Nu \times ea$$

$$Ma = 12097.691 \times 10^{-3} \times 0.258$$

$$Ma = 3.12$$

$$a = (0.337h - 0.81d') \times b \times h^2 \times \delta_{bc}$$

$$a = (0.337 \times 0.45 - 0.81 \times 0.045) \times 0.45 \times 0.45^2 \times 14.17$$

$$a=0.47$$

$$b=Nu \times (d-d') - Ma$$

$$b=12097.691 \times 10^{-3} \times (0.40 - 0.045) - 3.12$$

$$b=2.68$$

$$b > a$$

$$c=(0.5 \times h - d') \times b \times h^2 \times \sigma_{bc}$$

$$c=(0.5 \times 0.45 - 0.045) \times 0.45 \times 0.45^2 \times 14.17$$

$$c=0.74$$

$$b > c$$

$$A = \frac{Ma - \sigma_{bc} \cdot b \cdot h \cdot (d - \frac{h}{2})}{\sigma_s \cdot (d - d')}$$

$$A = \frac{3.12 - 14.17 \times 0.45 \times 0.45 \times (0.40 - 0.30)}{348 \times (0.40 - 0.045)}$$

$$A = 11.34 \text{ cm}^2$$

$$A' = \frac{N - 100 \sigma_{bc} \cdot b \cdot h}{100 \cdot \sigma_s}$$

$$A' = \frac{12097.691 - 100 \times 14.17 \times 0.45 \times 0.45}{100 \times 348}$$

$$A' = 23.30$$

✓ Selon le RPA 99 version 2003

$$ASR = 0.8\% B \quad ASR = 0.008 \times (0.45 \times 0.45) = 16.2 \text{ cm}^2$$

✓ Choix des Armatures :

$$As = \max(AELU; AELA; ARPA) \quad As = 23.3 \text{ cm}^2$$

On adopte 16T20 avec $As = 36.57 \text{ cm}^2$

✓ Vérification au cisaillement :

$$Tu = 482.13 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_{\max} = \min(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}) = \min(0.2 \times \frac{25}{1.5}; 5 \text{ Mpa}) = 3.33 \text{ Mpa}$$

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

$$\tau_u = \frac{482.13 \times 10^{-3}}{0.45 \times 0.40}$$

$$\tau_u = 1.48 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_{\max} > \tau_{uCV}$$

✓ **Diamètre des armatures transversales :**

Le diamètre $t \phi$ des armatures d'âme doit être inférieur ou égal à la plus petite des trois quantités suivantes :

$$\phi t < \min \left(\frac{h}{35}; \phi L; \frac{b}{10} \right)$$

$$\text{Min} \begin{cases} \frac{h}{35} = \frac{45}{35} = 1.71 \\ \frac{b}{10} = \frac{45}{10} = 4.5 \\ \phi L = 0.8 \end{cases}$$

$$\phi L = 0.8$$

On prend $\phi t = 8 \text{ mm}$

-Calcul de l'espacement des cadres :

D'après le RPA 99 version 2003 on a :

✓ **Zone Nodale :**

$$St \leq \min \left(\frac{h}{4}; \phi L; 30 \right)$$

$$St \leq \min(15; 12; 30)$$

On prend $St = 15 \text{ cm}$

✓ **Zone Courante :**

$$St \leq \frac{h}{2} = 30$$

On prend $St = 15 \text{ cm}$

| Etage | Section | Amin RPA cm ² | Section SAP | Ferrailage longitudinal | | Ferrailage transversale |
|---|---------|-----------------------------|----------------|-------------------------|-------|----------------------------|
| | | | | Section | Choix | Choix |
| RDC | (45×45) | 16.2 | 23.3 | 6T20+6T12 | 24.64 | Ø8 |
| POT +1 ^{er} ETAGE | 40×40 | 12.8 | 16.9 | 6T20 | 31.4 | Ø8 |
| POT 2 ^{eme} | 35×35 | 9.8 | 13.7 | 6T16 | 12.13 | Ø8 |
| POT 3 ^{eme} +4 ^{eme} +5 ^{eme} ETAGE | 30×30 | 7.2 | 9.4 | +6T14 | 9.24 | Ø8 |
| | | | | | | |

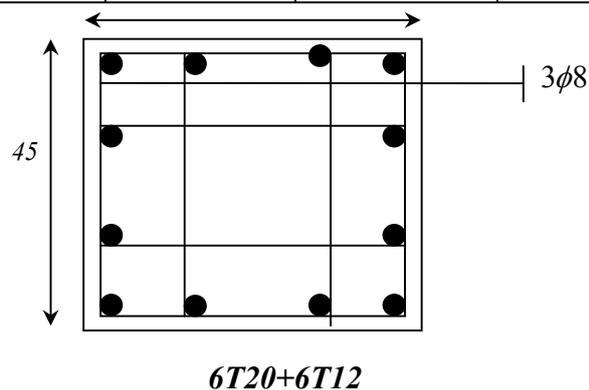


Figure.VI.2 Ferrailage des poteaux

IX.2 :Poutres

Se sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple

IX.2.1 Ferrailage des poutres

Le calcul des poutres est effectué pour chaque axe en fonction des moments maximums en travée et en appui, les calculs seront réalisés en flexion simple à partir du règlement CBA93 [2]; puis, on se rapportera au règlement du R.P.A 99 version 2003 [3] pour vérifier le ferrailage minimum qui est en fonction de la section du béton.

*Pour la détermination de ferrailage on considère le cas le plus défavorable, le calcul de la section d'armature dépend à la fois du moment fléchissant M_t et de l'effort normale N , ces valeurs sont données par le logiciel SAP 2000

Les poutres seront calculées en flexion simple

Les poteaux seront calculés en flexion composée

Le calcul se fait avec les combinaisons suivantes :

IX.2.2. Etude des poutres :

➤ Les combinaisons fondamentales B.A.E.L.91

- $1.35 G + 1.5 Q$

➤ Combinaison accidentelles R.P.A 99v2003

- $G + Q \mp E$

- $0.8 G \mp E$

Pour les combinaisons fondamentales et accidentelles, on prend le moment maximum et on vérifie avec les combinaisons ELS ($G + Q$)

IX.2.2.1 : Exemple de calcul des poutres principales :

ELU :

En appui :

$$M_u \max = 144.56 \text{ KN.m}$$

$$b = 0,30 \text{ m} ; h = 0,45 \text{ m} ; d = 0,9h = 0,40 \text{ m} ; d' = 0,1 h = 0,045$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_{max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{144.56}{0.30 \times 0.40^2 \cdot 14.17} = 0.14$$

$$\mu < 0.186 \quad \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$A'_u = 0$$

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

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.14}) = 0.19$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - (0.4 \times 0.19) = 0.924$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{144.56 \times 10^{-3}}{0.924 \times 0.45 \times 348} = 0.000999 = 9.99 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.30 \times 0.40 \times 2.1}{400} = 0.000190 \text{ m}^2$$

$$A_s > A_{min} \quad \text{C.V}$$

En travée :

$$M_u \text{ max} = 181.73 \text{ KN.m}$$

$$b = 0,30 \text{ m} ; h = 0,45 \text{ m} ; d = 0,9h = 0,40 \text{ m} ; d' = 0,1 h = 0.045$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_{max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{181.73 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.40^2 \cdot 14.17} = 0.179$$

$$\mu < 0.186 \quad \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$A'_u = 0$$

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

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.179}) = 0.25$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - (0.4 \times 0.25) = 0.9$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{181.73 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.40 \times 348} = 12.8 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.35 \times 0.45 \times 2.1}{400} = 0.000190 \text{ m}^2$$

$$A_s > A_{min} \quad \text{C.V}$$

ELA :

En appui :

$$M_u \text{ max} = 181.12 \text{ KN.m}$$

$$b = 0,30 \text{ m} ; h = 0,45 \text{ m} ; d = 0,9h = 0,40 \text{ m} ; d' = 0,1 h = 0.045$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_{max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{181.12}{0.30 \times 0.40^2 \cdot 14.17} = 0.179$$

$$\mu < 0.186 \quad \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$A'_u = 0$$

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

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.179}) = 0.25$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - (0.4 \times 0.25) = 0.91$$

$$A_u = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{181.12 \times 10^{-3}}{0.91 \times 0.40 \times 348} = 12.69 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{sELU}; A_{sELA}) \Rightarrow (9.99 \text{ cm}^2; 12.7 \text{ cm}^2)$$

$$\text{Donc on adopte } 4T14 + 4T16 \Rightarrow A_s = 14.2 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.35 \times 0.45 \times 2.1}{400} = 0.000190 \text{ m}^2$$

$$A_s > A_{min} \quad \text{C.V}$$

En travée:

$$M_u \text{ max} = 209.39 \text{ KN.m}$$

$$b = 0,30 \text{ m} ; h = 0,45 \text{ m} ; d = 0,9h = 0,40 \text{ m} ; d' = 0,1 h = 0.045$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_{max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{209.39}{0.35 \times 0.45^2 \times 14.17} = 0.21$$

$$\mu > 0.186 \quad \Rightarrow \text{Pivot B}$$

$$\varepsilon_{sl} = \frac{F_e}{\gamma_s \times E_s} = \frac{400}{1,15 \times 200000} = 0,00173$$

$$\alpha l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times \varepsilon_{sl}} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 0.00173} = 0.669$$

$$\beta_1 = (1 + 0.4 \times \alpha l)$$

$$\beta_1 = (1 + 0.4 \times 0.669)$$

$$\beta_1 = 1.279$$

$$\mu l = 0.8 \times \alpha l \times \beta_1$$

$$\mu l = 0.8 \times 0.669 \times 1.279$$

$$\mu l = 0.685$$

$\mu l = 0.685 > \mu = 0.21 \Rightarrow$ on revient au Pivot A

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A'u=0$

$$A' = 0$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.21}) = 0.30$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - (0.4 \times 0.30) = 0.88$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{209.39 \times 10^{-3}}{0.88 \times 0.40 \times 348} = 0.001523 \text{ m}^2 \Rightarrow A_s = 1523 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_{sELU} ; A_{sELA}) \Rightarrow (12.8 \text{ cm}^2 ; 15.23 \text{ cm}^2)$$

Donc on adopte 8T16 $\Rightarrow A_s = 16.08 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.30 \times 0.40 \times 2.1}{400} = 0.000190 \text{ m}^2$$

$$A_s > A_{min} \quad \text{C.V}$$

Vérification ELS :

En travée :

$$M_{ser} = 68.063 \text{ KN}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = \frac{15}{b} (A_u + A'u)$$

$$D = \frac{15}{35} (12.69 + 0)$$

$$D = 5.44 \text{ cm}^2$$

$$E = \frac{30}{b} (A_u \times d + A'u \times d')$$

$$E = \frac{30}{35} (12.69 \times 45 + 0 \times 0.05)$$

$$E = 489.47 \text{ cm}^2$$

$$y = -5.44 + \sqrt{5.44^2 + 489.47}$$

$$y = 16.80 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3$$

$$I = 55319.04$$

$$\sigma_{bc} = \frac{68.063 \times 10^2}{55319.04} \times 16.80$$

$$\sigma_{bc} = 2.06$$

$$\overline{\sigma_{bc}} > \sigma_{bc} \quad \text{C.V}$$

En Appui :

$$M_{ser} = 136.498 \text{ KN}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = \frac{15}{b} (Au + A'u)$$

$$D = \frac{15}{35} (12.8 + 0)$$

$$D = 5.49 \text{ cm}^2 u$$

$$E = \frac{30}{b} (Au \times d + Au' \times d')$$

$$E = \frac{30}{35} (12.8 \times 40 + 0 \times 0.05)$$

$$E = 493.71 \text{ cm}^2$$

$$y = -5.49 + \sqrt{5.49^2 + 493.71}$$

$$y = 16.85 \text{ cm}$$

$$I = \frac{35}{3} \times y^3$$

$$I = 55814.43$$

$$\sigma_{bc} = \frac{136.498 \times 10^2}{55814.43} \times 13.45$$

$$\sigma_{bc} = 3.28$$

$$\overline{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc} \quad \text{C.V}$$

✓ **Vérification au cisaillement :**

$$Tu = 180.68 \text{ KN}$$

$$\overline{\tau}_{\max} = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) = \min \left(0.2 \times \frac{25}{1.5}; 5 \text{ Mpa} \right) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{Tu \times 10^{-3}}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{180.68}{0.35 \times 0.45}$$

$$\tau_u = 1.14 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau}_{\max} > \tau_u \text{ C.V}$$

✓ **Diamètre des armatures transversales :**

Le diamètre ϕ des armatures d'âme doit être inférieur ou égal à la plus petite des trois quantités suivantes :

$$\phi t < \min \left(\frac{h}{35}; \phi L; \frac{b}{10} \right)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{35} = \frac{50}{35} = 1.43 \\ \frac{b}{10} = \frac{35}{10} = 3.5 \\ \phi L = 1.6 \end{array} \right.$$

$$\phi L = 1.6$$

On prend $\phi t = 10 \text{ mm}$

-Calcul de l'espacement des cadres :

D'après le RPA 99 version 2003 on a :

✓ **Zone Nodale :**

$$St \leq \min \left(\frac{h}{4}; \phi L; 30 \right)$$

$$St \leq \min(12.5; 12; 30)$$

On prend $St = 8cm$

✓ **Zone Courante :**

$$St \leq \frac{h}{2} = 22.5$$

On prend $St = 15cm$

| | | Ferrailages longitudinales | | Ferrailages Transversals | |
|----------------------|---------------|----------------------------|--------------------|--------------------------|---------------|
| | | Section | Choix | Zone Nodale | Zone courante |
| RDC | Travée | 15.23 | 8T16 | Ø8 | Ø8 |
| | Appui | 12.7 | 4T16 + 4T14 | | |
| Etage courant | Travée | 13.81 | 4T16+4T14 | Ø8 | Ø8 |
| | Appui | 9.46 | 4T16+2T12 | | |
| Terrasse | Travée | 14.94 | 816 | Ø8 | Ø8 |
| | Appui | 13.23 | 4T16+4T14 | | |

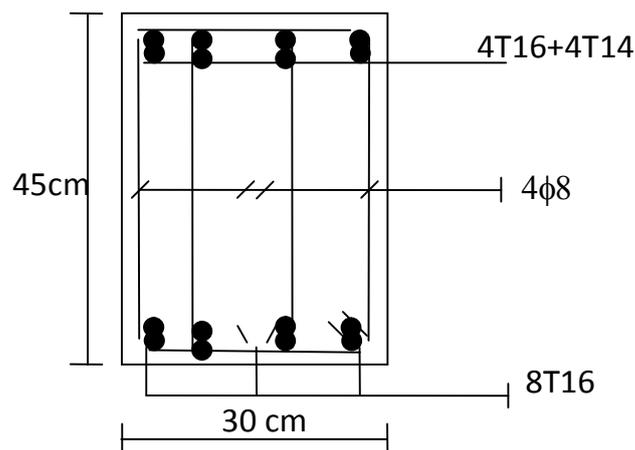


Schéma de ferrailage de la poutre principale

IX.2.2.2 : Exemple de calcul des poutres secondaires :**ELU :****En appui :**

$$M_{u \max} = 139.513 \text{ kN.m}$$

$$b = 0,30 \text{ m} ; h = 0,35 \text{ m} ; d = 0,9h = 0,32 \text{ m} ; d' = 0,1 h = 0,035$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{139,513 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,32^2 \cdot 14,17} = 0,32$$

$$\mu > 0,186 \quad \Rightarrow \text{Pivot B}$$

$$\varepsilon_{sl} = \frac{F_e}{\gamma_s \times E_s} = \frac{400}{1,15 \times 200000} = 0,00173$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \times \varepsilon_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \times 0,00173} = 0,669$$

$$\beta_1 = (1 + 0,4 \times \alpha_1)$$

$$\beta_1 = (1 + 0,4 \times 0,669)$$

$$\beta_1 = 1,279$$

$$\mu_l = 0,8 \times \alpha_1 \times \beta_1$$

$$\mu_l = 0,8 \times 0,669 \times 1,279$$

$$\mu_l = 0,685$$

$$\mu_l = 0,685 > \mu = 0,32 \Rightarrow \text{on revient au Pivot A}$$

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A'_{u=0}$

$$A' = 0$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,32}) = 0,48$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - (0,4 \times 0,48) = 0,810$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{139,513 \times 10^{-3}}{0,810 \times 0,32 \times 348} = 0,000913 \text{ m}^2 \Rightarrow A_s = 9,13 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.3 \times 0.32 \times 2.1}{400} = 0.000116 m^2$$

$$A_s > A_{min} \quad C.V$$

En travée:

$$M_u \max = 142.14 \text{ KN.m}$$

$$b = 0,3 \text{ m} ; h = 0,35 \text{ m} ; d = 0,9h = 0,32 \text{ m} ; d' = 0,1 h = 0.035$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_{max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{142.14 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.32^2 \cdot 14.17} = 0.33$$

$$\mu > 0.186 \quad \Rightarrow \text{Pivot B}$$

$$\varepsilon_{sl} = \frac{F_e}{\gamma_s \times E_s} = \frac{400}{1,15 \times 200000} = 0,00173$$

$$\alpha l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times \varepsilon_{sl}} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 0.00173} = 0.669$$

$$\beta_1 = (1 + 0.4 \times \alpha l)$$

$$\beta_1 = (1 + 0.4 \times 0.669)$$

$$\beta_1 = 1.279$$

$$\mu l = 0.8 \times \alpha l \times \beta_1$$

$$\mu l = 0.8 \times 0.669 \times 1.279$$

$$\mu l = 0.685$$

$$\mu l = 0.685 > \mu = 0.33 \Rightarrow \text{on revient au Pivot A}$$

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A'_{u=0}$

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

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.33}) = 0.52$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - (0.4 \times 0.52) = 0.792$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{142.14 \times 10^{-3}}{0.792 \times 0.32 \times 348} = 0.000954 m^2 \Rightarrow A_s = 9.54 cm^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.3 \times 0.32 \times 2.1}{400} = 0.000116 m^2$$

$$A_s > A_{min} \quad C.V$$

ELA :**En appui:**

$$M_{u \max} = 112.856 \text{ KN.m}$$

$$b = 0,3 \text{ m} ; h = 0,35 \text{ m} ; d = 0,9h = 0,32 \text{ m} ; d' = 0,1 h = 0.035 \text{ m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_{max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{112.856 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.32^2 \cdot 14.17} = 0.26$$

$$\mu > 0.186 \quad \Rightarrow \text{Pivot B}$$

$$\varepsilon_{sl} = \frac{F_e}{\gamma_s \times E_s} = \frac{400}{1,15 \times 200000} = 0,00173$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times \varepsilon_{sl}} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 0.00173} = 0.669$$

$$\beta_1 = (1 + 0.4 \times \alpha_1)$$

$$\beta_1 = (1 + 0.4 \times 0.669)$$

$$\beta_1 = 1.279$$

$$\mu_l = 0.8 \times \alpha_1 \times \beta_1$$

$$\mu_l = 0.8 \times 0.669 \times 1.279$$

$$\mu_l = 0.685$$

$$\mu_l = 0.685 > \mu = 0.26 \Rightarrow \text{on revient au Pivot A}$$

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A'u=0$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.26}) = 0.38$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - (0.4 \times 0.38) = 0.848$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{112.856 \times 10^{-3}}{0.848 \times 0.32 \times 348} = 0.000703 m^2 \Rightarrow A_s = 7.03 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_{sELU} ; A_{sELA}) \Rightarrow (9.13 \text{ cm}^2 ; 7.03 \text{ cm}^2)$$

Donc on adopte $4T16+2T12 \Rightarrow A_s = 10.3 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.3 \times 0.32 \times 2.1}{400} = 0.000116 \text{ m}^2$$

$A_s > A_{min}$ C.V

En travée :

$M_u \text{ max} = 125.50 \text{ KN.m}$

$b = 0,3 \text{ m}$; $h = 0,35 \text{ m}$; $d = 0,9h = 0,32 \text{ m}$; $d^2 = 0.1 h = 0.035 \text{ m}$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_{max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{125.50 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.32^2 \times 14.17} = 0.30$$

$\mu > 0.186 \Rightarrow$ Pivot B

$$\varepsilon_{sl} = \frac{F_e}{\gamma_s \times E_s} = \frac{400}{1,15 \times 200000} = 0,00173$$

$$\alpha l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times \varepsilon_{sl}} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 0.00173} = 0.669$$

$$\beta_1 = (1 + 0.4 \times \alpha l)$$

$$\beta_1 = (1 + 0.4 \times 0.669)$$

$$\beta_1 = 1.279$$

$$\mu l = 0.8 \times \alpha l \times \beta_1$$

$$\mu l = 0.8 \times 0.669 \times 1.279$$

$$\mu l = 0.685$$

$\mu l = 0.685 > \mu = 0.30 \Rightarrow$ on revient au Pivot A

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A'_{u=0}$

$A' = 0$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.30}) = 0.46$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - (0.4 \times 0.46) = 0.816$$

$$A_u = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{125.50 \times 10^{-3}}{0.816 \times 0.32 \times 348} = 0.001441 \text{ m}^2 \Rightarrow A_s = 14.41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{sELU}; A_{sELA}) \Rightarrow (9.54 \text{ cm}^2; 14.41 \text{ cm}^2)$$

$$\text{Donc on adopte } 6T16+2T14 \Rightarrow A_s = 15.12 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.3 \times 0.32 \times 2.1}{400} = 0.000116 \text{ m}^2$$

$$A_s > A_{min} \quad \text{C.V}$$

Vérification ELS :

En travée :

$$M_{ser} = 91.63 \text{ KN}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = \frac{15}{b} (A_u + A' u)$$

$$D = \frac{15}{30} (9.13 + 0)$$

$$D = 4.57 \text{ cm}^2$$

$$E = \frac{30}{b} (A_u \times d + A' u \times d')$$

$$E = \frac{30}{35} (9.13 \times 45 + 0 \times 0.05)$$

$$E = 352.16 \text{ cm}^2$$

$$y = -4.57 + \sqrt{4.57^2 + 352.16}$$

$$y = 14.31 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3$$

$$I = 29303.46$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = \frac{68.063 \times 10^2}{29303.46} \times 14.31$$

$$\sigma_{bc} = 3.28$$

$$\overline{\sigma_{bc}} > \sigma_{bc} \quad \text{C.V}$$

En Appui :

$$M_{ser} = 85.498 \text{ KN}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = \frac{15}{b} (Au + A'u)$$

$$D = \frac{15}{35} (15.48 + 0)$$

$$D = 6.63 \text{ cm}^2$$

$$E = \frac{30}{b} (Au \times d + A'u \times d')$$

$$E = \frac{30}{35} (15.48 \times 45)$$

$$E = 597.09 \text{ cm}^2$$

$$y = -6.63 + \sqrt{6.63^2 + 597.09}$$

$$y = 13.12 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{35}{3} \times y^3$$

$$I = 26348.04$$

$$\sigma_{bc} = \frac{136.498 \times 10^2}{26348.04} \times 13.45$$

$$\sigma_{bc} = 6.97$$

$$\overline{\sigma_{bc}} > \sigma_{bc} \quad \text{C.V}$$

✓ **Vérification au cisaillement :**

$$T_u = 103.60 \text{ KN}$$

$$\overline{\tau}_{\max} = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma b}; 5 \text{ Mpa} \right) = \min \left(0.2 \times \frac{25}{1.5}; 5 \text{ Mpa} \right) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u \times 10^{-3}}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{103.6 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.32}$$

$$\tau_u = 1.08 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_{\max} > \tau_u \text{ C.V}$$

✓ **Diamètre des armatures transversales :**

Le diamètre ϕ des armatures d'âme doit être inférieur ou égal à la plus petite des trois quantités suivantes :

$$\phi t < \min\left(\frac{h}{35}; \phi L; \frac{b}{10}\right)$$

$$\begin{cases} \frac{h}{35} = \frac{35}{35} = 1 \\ \frac{b}{10} = \frac{30}{10} = 3 \\ \phi L = 1.2 \end{cases}$$

$$\phi L = 1.2$$

On prend $\phi t = 10 \text{ mm}$

-Calcul de l'espacement des cadres :

D'après le RPA 99 version 2003 on a :

✓ **Zone Nodale :**

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; \phi L; 30\right)$$

$$St \leq \min(8.75; 12; 30)$$

On prend $St = 8 \text{ cm}$

✓ **Zone Courante :**

$$St \leq \frac{h}{2} = 17.5$$

On prend $St = 15 \text{ cm}$

| | | |
|--|-----------------------------------|---------------------------------|
| | Ferrailages longitudinales | Ferrailages Transversals |
|--|-----------------------------------|---------------------------------|

| | | Section | Choix | Zone Nodale | Zone courante |
|---------------|--------|---------|-----------|-------------|---------------|
| RDC | Appuie | 9.13 | 4T16+2T12 | Ø8 | Ø8 |
| | Travée | 14.41 | 6T16+2T14 | | |
| Etage courant | Appuie | 8.4 | 4T16+2T10 | Ø8 | Ø8 |
| | Travée | 12.45 | 6T16+2T10 | | |
| Terrasse | Appuie | 9.06 | 4T16+2T12 | Ø8 | Ø8 |
| | Travée | 14.15 | 6T16+2T14 | | |

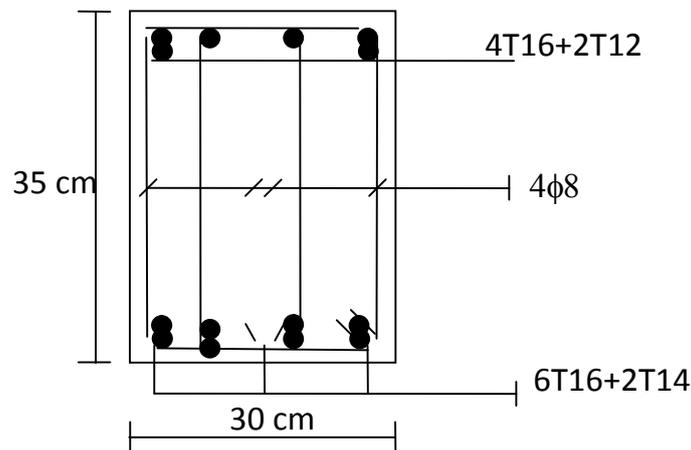


Schéma de ferrailage de la poutre secondaire

IX.3 Voiles de contreventement :

IX.3.1 Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces. Horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

Conception :

- ✓ Il faut que les voiles soient placés de telle sorte que l'excentricité soit minimum (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). Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue Différents types des structures en béton armé :

- Structure auto stables.
- Structure contreventée par voiles.
- ❖ **Sollicitation des voiles** : Les voiles seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations qui les Engendrent, le moment fléchissant et l'effort normal sont déterminés selon les combinaisons comprenant la charge permanente, d'exploitation ainsi que les charges sismiques.

❖ **Combinaisons des charges** : En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

✓ **Selon CBA 93 Les Combinaisons fondamentales sont :**

$$\text{ELU} \quad 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{ELS} \quad G+Q$$

✓ **Selon RPA99 Version 2003 les combinaisons accidentelles sont :**

$$0.8G \mp E$$

$$G \mp Q \mp E$$

❖ **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. Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier 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

Exemple de calcul des voiles : On utilise la méthode des contraintes $M=2.96 \text{ KN.m}$
 $N=848.26$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad b=0.2 ; h=(5-0.6)= 4.4$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0.2 \cdot 4.4^3}{12} = 1.42$$

$$A=h \cdot b=4.4 \cdot 0.2=0.88$$

$$\delta_1 = \frac{N}{A} \pm \frac{M \cdot V}{I} v = \frac{h}{2} = \frac{4.4}{2} = 2.2$$

$$\delta_1 = \frac{1446.15 \cdot 10^3}{0.88} \pm \frac{84.67 \cdot 10^3 \cdot 2.2}{1.42} = 1.63 + 1.31 = 2.93 \text{ MPa}$$

$1,2 > 0$ Donc la section du voile est entièrement comprimée pas de zone tendue, alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99

✓ **Armature verticale** : Selon le RPA 99 version 2003 on a :

$A_{min} = 0.15\% \times a \times L$ On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre $L = 1\text{ m}$ a : épaisseur du voile

$$A_{min} = 0.0015 \times 15 \times 100$$

$$A_{min} = 3\text{ cm}^2$$

On a calculé le ferrailage avec le programme **EXPERT** il nous a donné : $A_s = 4.6\text{ cm}^2$

$$A_s = \max(A_{stRPA}; A_{EXPERT})$$

On adopte **5T14** $A_s = 5.65$

✓ **Diamètre des armatures vertical :**

$$\phi \leq \frac{1}{10} * a$$

$$\phi \leq \frac{1}{10} * 200$$

$\phi \leq 15\text{ mm}$ On prend $\phi = 12\text{ mm}$

✓ **Selon le RPA99 version 2003**

$$S_t \leq \min(1.5 * a; 30\text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(22.5; 30\text{ cm})$$

$S_t \leq 22.5\text{ cm}$ On adopte **un espacement de 15 cm** Le choix de la section des armatures verticales est de **5T12** avec un espacement de **15 cm**

❖ **Armature horizontal :**

$$A_h = \frac{2}{3} * 12$$

$$A_h = 8\text{ mm}^2$$

On prend **$A_h = 10\text{ mm}^2$** Une barre de **T10** chaque **15 cm**

❖ **Vérification au cisaillement :**

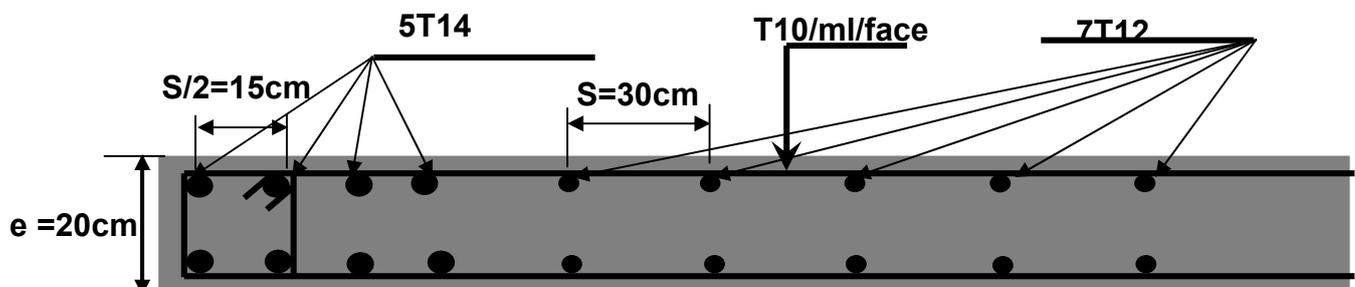
$$T = 47.61\text{ kN} \quad \tau_u = \frac{\dot{T}}{a * L} \leq 0.05 f_c 28$$

a : épaisseur du voile = 15 cm L : Longueur du voile = 4.4 m

$$\dot{T} = 1.4 * T = 1.4 * 47.61 = 66.65$$

$$\tau_u = \frac{66.65 * 10}{0.2 * 4.4} \leq 0.05 * 25$$

$$\tau_u = 0.75\text{ Mpa} \leq 1.25\text{ Mpa}$$



Disposition des armatures dans les voiles

Les fondations

XII.1 : Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol, cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol \Rightarrow fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux \Rightarrow fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

XII.2 : Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

XII.3 : Combinaisons d'actions à considérer :

D'après le **RPA99** (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- * $G + Q \pm E$
- * $0.8 \times G \pm E$

XII.4 : Vérification des semelles isolées :

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

Avec :

N : L'effort normal agissant sur la semelle calculé selon la combinaison $G + Q - E$,

obtenue par le logiciel SAP2000.

S : Surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol

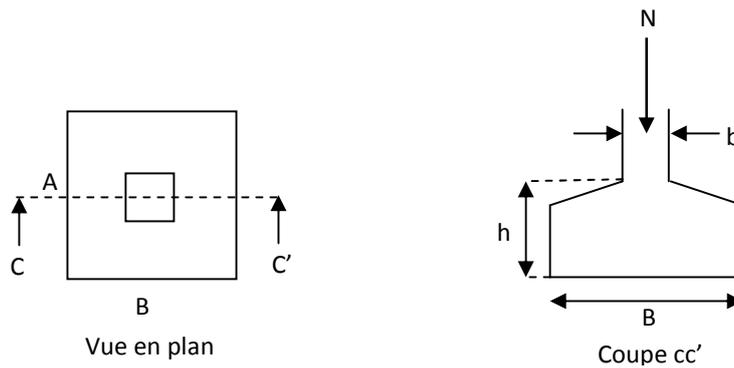


Figure.VI : 1 Vue d'une semelle isolée

XII.5 :Les Vérifications :

VI.5.1. Semelles filantes :

Nous proposons en premier cas des semelles filantes pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à **50%** de la surface totale du bâtiment

$$(S_{\text{Semelle}} / S_{\text{Bâtiment}} < 50\%)$$

La surface de la semelle est donnée par :

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

S : la surface total de la semelle :

$$S_s \geq \frac{N=1696909.47}{\delta_s=250} 678.76\text{m}^2$$

✓ Vérification du chevauchement:

On a : la Surface totale du bâtiment : $S_b = 231.54 \text{ m}^2$

Faisant le rapport S_s / S_b , on déduit :

La surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles, pour cela j'ai opté pour un **radier général** comme type de fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont:

- L'augmentation de la surface de la semelle, minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution

XII.6 : Pré dimensionnement :

Le radier est assimilé à un plancher renversé appuyé sur les murs de l'ossature. Ce radier est supposé infiniment rigide soumis à la réaction uniforme du sol.

a. Epaisseur du radier :

- L'épaisseur h_n de la dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

L_{\max} : Distance maximale entre deux files successives « $L_{\max}= 5.3\text{m}$ »

-Condition forfaitaire :

h_r : L'épaisseur de la dalle du radier :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

D'où : $h_d \geq 26.5\text{m}$.

On prend : $h=40\text{ cm}$. pour l'épaisseur de la dalle La hauteur de nervure

- **Vérification des contraintes**

$$\delta_b \leq \bar{\delta}_{\text{sol}} 2.5\text{bar}$$

- **On doit vérifie que :**

$$\delta_{\text{ELS}} \leq \delta_{\text{sol}}$$

$$\text{Avec : } \delta_{\text{ELS}} = K \times Z_{\max}$$

Z_{\max} : Déplacement maximum « U_z » à l'ELS obtenu par le **SAP2000**

$$Z_{\max}=2.1 \times 10^{-3}\text{m.}$$

K : le coefficient de Ballast « coefficient de la raideur du sol »

K = 400 KN/cm³ (tableau du module de réaction du sol)

$$\delta_{\text{ELS}} = K \times Z_{\max}=400 \times 2.1 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow \delta_{\text{ELS}} = 0.84 < \bar{\delta}_{\text{sol}}=2.5 \dots\dots\dots \text{CV}$$

VI.7: Les différentes sollicitations:

Après une modélisation du radier avec le logiciel SAP2000, "Elément plaque Sur Sol élastique " on a obtenu les résultats suivants :
Les sollicitations sont données dans le tableau suivant :

| | Combinaison | M ₁₁ [KN.m] | M ₂₂ [KN.m] |
|--------|-------------|------------------------|------------------------|
| Appuis | ELU | 263.96 | 219.65 |
| | ELS | 231.55 | 187.98 |
| Travée | ELU | 310.40 | 275.97 |
| | ELS | 259.79 | 217.77 |

Tableau VI.1 : sollicitations du radier

XII.8 : Calcul des armatures :

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de (1x 1) m² et en deux Direction, l'une suivant XX' et l'autre suivant YY'.

La partie la plus sollicitée est la partie d'extrême de bâtiment.

- **En travée:**

- ❖ **Ferraillage suivant :**

On a: $d=0.9 \cdot h = 0.9 \cdot 40 = 36 \text{ cm}$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \mu = \frac{310.40 \times 10^{-3}}{1 \times 0.36^2 \times 14.17} \Rightarrow \mu_u = 0.168$$

$\Rightarrow \mu_u < 0.186 \Rightarrow$ donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

- $\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.225$
- $Z = d \times (1 - 0.4 \alpha) \Rightarrow Z = 0.33$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires :

$$A_{st} = \frac{M_t}{z \times \delta_{st}} = \frac{310.40 \times 10^{-3}}{0.33 \times 348} = 26.99 \text{ cm}^2$$

Ferraillage choisi est de **6T14+6T20** de section **28.12.35 cm²**

- ❖ **Condition de non-fragilité :**

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{b \times h}{1000}, 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \quad \text{avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} \text{ et } f_e = 400 \text{ Mpa}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{1 \times 0.40}{1000}, 0.23 \times 1 \times 0.36 \times \frac{2.1}{400} \right) = \max (4 \text{ cm}^2, 4.33 \text{ cm}^2)$$

$$A_{st} = 26.99 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4.33 \text{ cm}^2 \quad \square \text{ condition vérifiée}$$

❖ **Vérification à l'ELS :**

Le moment maximum en travée : **$M_s=259.79.55\text{KN.m}$**

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{310.4}{259.79} \rightarrow \gamma = 1.34 \rightarrow \alpha < \frac{1.49-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha = 0.5 < \gamma = 1.34 \rightarrow \text{vérifier}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\rightarrow \delta_{bc} < \bar{\delta}_{bc}$

\rightarrow Les armatures calculées à l'ELU conviennent pour l'ELS.

• **En appuis :**• **Ferraillage suivant :**

$$\mu_u = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \mu = \frac{263.96 \times 10^{-3}}{1 \times 0.36^2 \times 14.17} \Rightarrow \mu_u = 0.14$$

- $\Rightarrow \mu_u < 0.186 \Rightarrow$ donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.
- $\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.19$
- $Z = d \times (1 - 0.4 \alpha) \Rightarrow Z = 0.33$
- $A_{st} = \frac{M_U}{z \times \delta_{st}} = \frac{263.96 \times 10^{-3}}{0.33 \times 348} = 22.64 \text{ cm}^2$

Ferraillage choisi est de **6T12+6T20** de section **23.34 cm²**

❖ **Condition de non-fragilité :**

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{b \times h}{1000}, 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \quad \text{avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} \text{ et } f_e = 400 \text{ Mpa}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{100 \times 40}{1000}, 0.23 \times 1 \times 0.36 \times \frac{2.1}{400} \right) = \max (4 \text{ cm}^2, 4.33 \text{ cm}^2)$$

$$A_{st} = 22.64 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 8.69 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

❖ **Vérification à l'ELS :**

Le moment maximum en appuis : **$M_s= 231.55\text{KN.m}$**

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{264}{231} \rightarrow \gamma = 1.14 \rightarrow \alpha < \frac{1.54-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha = 0.52 < \gamma = 1,14 \rightarrow \text{vérifier}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\rightarrow \delta_{bc} < \bar{\delta}_{bc}$

\rightarrow Les armatures calculées à l'ELU conviennent pour l'ELS.

❖ **Vérification des contraintes tangentielle:**

On doit vérifier que :

$$\tau_b = \frac{T \times 10^{-3}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right)$$

$$T = 789.51$$

$$\tau_b = \frac{T \times 10^{-3}}{b \times d} = \frac{789.51 \times 10^{-3}}{1 \times 0.72} = 1.09 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) \rightarrow \tau_u = \min\left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}, 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\rightarrow \tau_u = \min(3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa}) \rightarrow \tau_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_b < \bar{\tau}_u \text{ Donc } \rightarrow \text{ c'est vérifier}$$

• **Calcul de l'espacement:**

D'après le B.A.E.L 91 :

$$S_t \leq \min(0.9 \times d, 40)$$

$$S_t \leq \min(0.9 \times 36, 40)$$

$$S_t \leq \min(32.4, 40)$$

➤ Alors on adopte un espacement de : $S_t = 10 \text{ cm}$.

• **Ferraillage transversal :**

$$\Phi t < \min\left(\frac{h}{35}, \Phi l, \frac{b}{10}\right)$$

$$\text{Avec : } \Phi l = 2 \text{ cm}$$

$$\Phi t < \min(1.14, 2, 10)$$

$$\Phi t < 2$$

On adopte : **$\Phi 10$**

• **Vérification au poinçonnement (B.A.E.L99modifié99) :**

Une force localisée lorsque les dimensions de la surface de son impact sont petites par rapport aux dimensions de la dalle (radier), sous l'action des forces localisées il y a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement

La condition non poinçonnement est vérifiée si :

$$N_u \leq Q_U = 0,045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Effort normal du poteau le plus sollicité ($N_u = 2890.202$ kN)

U_c : Périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

Q_c : charge de calcul pour le poteau le plus sollicité.

h : hauteur de radier

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa} ; \gamma_b = 1.5$$

$$\mu_c = [(u_0 + V_0) \times 2] \times 4 = [(u + h + V + h) \times 2] = (u + h) \times 4 = (40 + 40) \times 4$$

$$\mu_c = 320 \text{ cm}$$

$$Q_U = 0,045 \times 3.20 \times 0.40 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 = 3840 \text{ KN}$$

$N_u = 1890.202 \text{ KN} < Q_U = 3840 \text{ KN}$ la condition vérifiée

XII .9 Etude des longrines :

XII.9.1 Introduction :

Les longrines sont des poutres relient les poteaux au niveau de l'infrastructure, leur calcul se fait comme étant une pièce soumise à un moment provenant de la base du poteau et un effort de traction N.

Selon RPA99 version 2003, les dimensions minimales de la section transversale des longrines s'✓
(25 cm x 30 cm) : sites de catégorie S2 et S3

✓ (30 cm x 30 cm) : site de catégorie S4 ont :

✓ Pour plus d'efficacité ; on prend les dimensions de la section transversale des longrines (30x30).

$$F = \frac{N}{a}$$

D'après RPA 99 version 2003 et comme notre zone est la zone sismique IIa On a $\alpha = 12$ Avec N présente la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidaires

$$F = \frac{3887.94}{12} = 323.99$$

XII.9.2 Ferrailages des Longrines :

$$A_s = \frac{F}{\delta_{st}}$$

$$A_s = \frac{323.99 \times 10^{-3}}{3.48} = 0.000931$$

$$A_s = 9.31 \text{ cm}^2$$

❖ La section minimal de RPA 99 version 2003 et comme suit :

$$A_s = 0.005(h \times b)$$

$$A_s = 0.005 \times (30 \times 30)$$

$$A_s = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_s ; A_{RPA}) = 9.31 \text{ cm}^2$$

On adopte un ferrailage de 8T14 avec $A_s = 12.32 \text{ cm}^2$

❖ Condition de non fragilité :

$$A_s \geq \frac{0.23 \times b \times d \times f_{tj}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.3 \times 0.27 \times 2.1}{400} = 0.000097 \text{ m}^2$$

$$A_s \geq 0.97 \text{ cm}^2 \text{ CV}$$

Références Bibliographiques

[BAEL, 91] Béton Armé aux Etats Limites 91modifié 99, DTU associés, par Jean pierre mouglin ,deuxième Edition Eyrolles 2000.

[DTR2.2,88] Charges Permanentes et Charges d'Exploitation, DTR B.C. 2.2, CGS 1988.

[RPA,03] Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003 ; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48), CGS, 2004.

[Cours pratique de mécanique des sols], par jean COSTET, Guy SANGLERAT ; tome2.