

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République algérienne démocratique et populaire
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
المركز الجامعي لعين تموشنت
Centre Universitaire Belhadj Bouchaib d'Ain-Temouchent
Institut de Technologie
Département de Génie Civil



Projet de fin d'études
Pour l'obtention du diplôme de Master en :
Domaine : TECHNOLOGIE
Filière : Génie Civil
Spécialité : Structures

Thème

***ETUDE ET CONCEPTION D'UNE STRUCTURE EN
BETON ARME R+10+SOUS.SOL***

Présenté Par :

- 1) BELHADJ OUSSAMA
- 2) BENDADA ALI

Devant le jury composé de :

Mme TAHAR BERRABAH	MCA	C.U.B.B (Ain Temouchent)	Président
Mr AMARA Khaled	Pr	C.U.B.B (Ain Temouchent)	Encadreur
Mme KAZI	MAA	C.U.B.B (Ain Temouchent)	Examineur
Mr HADJ MIMOUNE Arezki	MAA	C.U.B.B (Ain Temouchent)	Co-encadreur

Année universitaire 2017/2018

Dédicace

Mes remerciements vont en tout premier lieu à mon encadreuse Pr. Amara Khaled^m 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): Elhadj Mimoun Khadija .Megharbi Oussama et Blal Saïd.

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.

Avec l'expression de tous mes sentiments de respect,

Je dédie ce modeste travail.

Remerciement

*Nous remercions le bon DIEU 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.

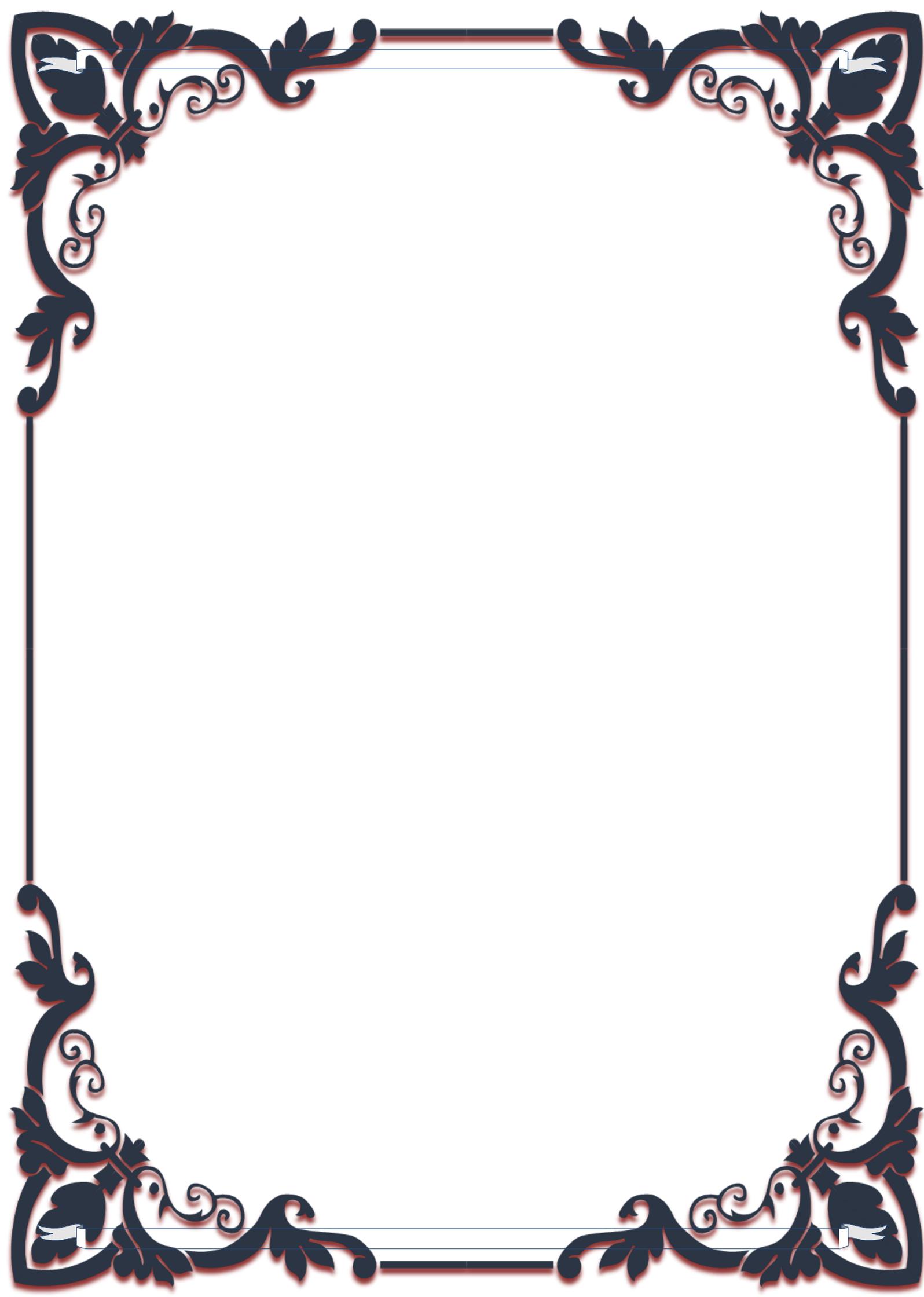
Nous exprimons aussi nos remerciements à

l'ensemble

Des enseignants de génie civil.

Qui ont contribué à notre formation de master





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 (10) étages, implanté à la wilaya d'AIN TEMOCHENT. Cette région est classée en zone sismique IIa selon le RPA99 version 2003.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99), cette étude se compose de quatre parties :

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

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

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

En fin l'étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles, radier général) sera calculé 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 (10) 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 modifié99), this study consists of four parts:

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

The second part aims to study secondary elements (beams, stairs, parapet, balcony, 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, walls sails, and raft) will be calculated in the last part.

Key words: Building. Reinforced concrete SAP 2000, RPA 99 modified 2003, BAEL 91 modified 99.

ملخص

يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لمبنى سكني وتجاري يتكون من طابق سفلي وطابق أرضي بالإضافة إلى (10) 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.....	01
-----------------------------------	-----------

Chapitre (01) : PRESENTATION DE PROJET

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

Chapitre (02) : Le pré dimensionnement des éléments résistants

II. 1-INTRODUCTION.....	06
II. 2-Pré-dimensionnement	06
II.2.1- Les poutres	06
II.2.1.1- définition	06
II.2.1.2-Pré dimensionnement	06
II.2.2- Plancher	07
II.2.2.1- les poutrelles	07
II.2.3- Les Poteaux	08

II.2.4- Voiles.....	.12
II.2.5.- Récapitulation des Pré – dimensionnement.....	.12
II.2.5.1- pour des poutres et poteaux12
II.2.5.2- Récapitulation des Pré – dimensionnement des voiles12
II.2.6 Pré-dimensionnement des escaliers13
II.2.6.1Eléments d’escalier13
II.2.6.2-Types D’escaliers.....	.13
II.2.6.3Pré dimensionnement d’escalier étage courante.....	.14
II.2.6.4Pré dimensionnement d’escalier RDC.....	.14
II.2.6.5Epaisseur de la paillasse et de palier.....	.15

Chapitre (03) :Descente des charges

III-1-Définition.....	.16
III-2-Système porteur d’une structure16
III. 3 -Plancher terrasse (inaccessible).....	.17
III. 3-1.Charges permanentes (G)17
III. 3-2-Surcharges d’exploitation (Q)17
III .4 -Plancher étages courant.....	.17
III. 4-1.Charges permanentes (G)18
III.4-2-1 Surcharges d’exploitation (Q)18
III. 4-2-2 Surcharges d’exploitation (Q)18
III.5- Dalle pleine.....	.18
III.5.1 Surcharges d’exploitation (Q)18
III. 6-Maçonnerie19
III .6-1.Mur extérieur.....	.19
III. 6-2.Mur intérieur20
III. 7-Balcon21
III . 7-1 Surcharges d’exploitation (Q)21

III.8 : Descente de charge d'escalier.....	21
--	----

Chapitre (04) : Etude des planchers

IV.1 Introduction	23
IV.2 Les méthodes calcul	23
IV.3 Etude des poutrelles	23
IV.4 Les types de poutrelle	24
IV.5 CALCUL DES SOLLICITATIONS SUR LES POUTRELLES.....	24
IV.5.1 La vérification de la méthode forfaitaire	24
IV.5.2 METHODE FORFITAIRE.....	24
IV.6 Ferrailage des poutrelles	37
IV.7. Ferrailage de la dalle de compression	41

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) : Etudedel'ascenseur

VIII.1 Introduction :.....	67
VIII.2 Etude de la cage d'ascenseur :	67
VIII .2.1 Définir le poids de l'ascenseur :	67
VIII .3 Dalle machine :	68
VIII .3.1 Introduction :.....	68
VIII .3.2 Calcul Des Sollicitations :	70
VIII .3.3 Ferrailage de la dalle machine :.....	70

Chapitre(09) : 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(10) 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

Chapitre (11) :Les fondations

XI.1 : Introduction	123
XI.2 : Choix du type des fondations :.....	123
XI.3 : Combinaisons d'actions à considérer :.....	123

XI.4 : Vérification des semelles isolées :.....	123
XI.5 :Les Vérifications :.....	124
XI.5.1. Semelles filantes	124
XI.6 : Pré dimensionnement :	125
VI.7: Les différentes sollicitations:.....	126
XI.8 : Calcul des armatures :.....	126
XI.9 Etude des longrines	129
XI.9.1 Introduction :.....	129
XI.9.2 Ferrailages des Longrine :.....	130

Liste des illustrations

Les tableaux

Tableau II-1 .Récapitulation des Pré-dimensionnement des poutres poteaux.....	12
Tableau II-2 .Récapitulation des Pré-dimensionnement des voiles.....	13
Tableau III-1 . Charge permanente plancher terrasse (G).....	18
Tableau III-2 . Charge permanente plancher étage courant(G).....	19
Tableau III-3 . Charge due a la dalle plein de niveau terrasse.....	19
Tableau III-4 . Charge due a la dalle plein de niveau courant.....	20
Tableau III-5 . Charge permanente (G) mur extérieur.....	21
Tableau III-6 . Charge permanente (G) mur intérieur.....	21
Tableau III-7 . Charge permanente (G) balcon	22
Tableau III-8 . Descente de Charge (volée)	22
Tableau III-9 . Descente de Charge (palier)	23
Tableau IV-1 .Déférentes charge des poutrelle charges	24
Tableau V-1 . charge du balcon.....	44
Tableau V-2 .Récapitulatif des moments et des efforts tranchants	46
Tableau V-3 .Récapitulatif des résultats de ferrailage.....	51
Tableau VII-1 .Tableau de ferrailage	64
Tableau VII-2 .Descente de charge d'ascenseur	64
Tableau IX-1 .Coefficient d'accélération de zone	64
Tableau IX-2 .Les périodes caractéristique associées a la catégorie du site	64
Tableau IX-3 .Valeurs du coefficient C_T	64
Tableau IX-4 .L 'amortissement.... ..	64
Tableau IX-5 .pénalité en fonction de cartière de qualité (rpa99 tab 4.4).....	64
Tableau IX-6 .coefficient de pondération	64
Tableau IX-7 .périodes et facteurs de participation modale	64

Liste des figures

Figure III-1 : Transfert de charge de la superstructure vers le sol.....	17
Figure III-2 Plancher terrasse.....	18
Figure III-3 Plancher étages courant.....	18
Figure III -4 Mur extérieur.....	20
Figure III-5 Mur intérieur	21
Figure IV.14 ferrailage de poutrelle.....	42
Figure IV-12: Disposition d'armatures de la dalle de compression.....	43
Figure V.1. Schéma du balcon.....	48
Figure VIII-1 : dimension de l acrotère.....	53
FigureVIII-2 : Diagramme.....	54
Figure VIII.51. Dimension de la Dalle machine.....	68
Figure IX.1. Définir un nouveau Modèle.....	83
Figure IX.2 Définition des Dimensions de la Grille.....	83
Figure IX.3 Définir Les Matériaux.....	84
Figure IX.4. Définir la section des poteaux 1.....	84
Figure X.5 .Définir la section des poteaux 2.....	84
Figure X.6. Définir la section des poteaux 3.....	85
Figure IX.7 Définir la section des poutres et chainages 1.....	85
Figure IX.8 Définir la section des poutres et chainages 2.....	85
Figure IX.9 Définir Balcon 1.....	86
Figure IX.10 Définir Balcon 2.....	86
Figure IX.12 Définir les charges 1.....	87
Figure IX.13 Définir les Charges 2.....	87
Figure IX.14 Définir système d'appuies.....	88

Figure X.15 . Définition de la masse.....	88
Figure IX.16 Définition des Diaphragme 2.....	89
Figure IX.171er Dispositions des voiles T+1.018.....	89
Figure X.18 2eme Dispositions des voiles T=0.97.....	89
Figure IX.19 3eme Dispositions des voiles T=0.81.....	90
Figure.VI : 1Vue d'une semelle isolée.....	124

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.

I.1.Introduction de notre projet

Afin de conclure notre formation de master en génie civil au centre universitaire d'AIN TEMOUCHENT, on a réalisé durant (16) semaines du (01) février au mai, un projet de fin d'étude, dont le sujet est l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation composé de 10 étage

Le bâtiment est implanté dans la wilaya D'ain Temouchent *CITY BEL AIR* Cette région est classée en zone de moyenne sismicité (zone IIa) selon le règlement parasismique algérienne en vigueur (RPA 99-version 2003).

I.2.Description de notre projet

La tour sera composée d'un sous-sol réservé pour le PARKING , le rez-de-chaussée contient des locaux commerciaux, tandis que les autres étages seront constitués trois d'appartements de type F3 et F4 par palier.

La terrasse sera inaccessible aux occupants, le bâtiment sera équipé d'un seul ascenseur pour assurer le confort des acquéreurs.

I.3.Caractéristiques géométriques du bâtiment :

Hauteur de l'étage sous sols.....	3.50 m
Hauteur de RDC.....	4.08 m
Longueur.....	22.30m
Largeur	22.00m
Hauteur du bâtiment	38.08 m.
Hauteur d'étage courant	3.40 m

I.4.Caractéristiques géotechniques du sol :

L'un des paramètres fondamentaux que l'ingénieur doit connaître dans tout projet de Génie Civil est l'état du sol sur lequel il va bâtir. En effet, le dernier élément qui va supporter toutes les charges du bâtiment est le sol. Les études géotechniques trouvent là toute leur importance.

I.5.Contrainte admissible du sol :

Le taux de travail du sol est de l'ordre de 3.00 bars. Il est demandé de rigidifier la structure et écarter toute venue d'eau afin de préserver les caractéristiques géotechniques du sol.

I.6.Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisées :

Il est essentiel de bien connaître les différents composants des matériaux constituant notre structure ainsi que leurs comportements, cela nous permet de prévenir contre de potentiels risques de rupture, de fissuration ou de dégradation.

Le matériau utilisé pour la réalisation de ce projet est le béton armé. C'est le matériau le plus couramment utilisé pour ce type de construction en raison des possibilités de forme réalisables avec le béton mais surtout de l'existence de main d'œuvre et d'entreprises confirmées dans l'exécution de projet à base de ce matériau.

I.7 Le béton

I.7.1/Définition

Le béton est un matériau constitué par le mélange du ciment granulat (sable, gravillons) et d'eau de gâchage, Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction. Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression qui seront développés.

1- **Ciment**: est le liant le plus couramment utilisé, il sert à assurer une bonne liaison de granulats entre eux.

2- **Granulats** : on distingue deux types de granulats participant dans la constitution du béton

- Sable de dimension ($0 \leq D_s \leq 4$) mm
- Gravier de dimension ($3 \leq D_g \leq 25$) mm

3- **Eau de gâchage**: elle met en réaction le ciment en provoquant son hydratation, elle doit être propre et dépourvue de tous produits pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton

I.7.2 Résistance du béton

I.7.2.1 La résistance à la compression

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette résistance est mesurée couramment par la compression axiale d'un cylindre droit de dimension $D \times H = 16 \times 32$ cm. Lorsque les sollicitations s'exercent sur le béton à un âge de « j » jours inférieur à 28 jours. On se réfère à la résistance f_{cj} obtenu au jour considéré, elle est évaluée par la formule suivante (CBA93 Art A.2.1.1)

- Bétons de résistance courante : $f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$

- Bétons de haute résistance : $f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} \quad f_{c28} \geq 40 \text{ MPa}$

Pour notre conception, on adoptera **$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$** .

I.7.2.2 Résistance caractéristique à la traction :

Cette résistance est définie par la relation $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$.

Cette formule n'est valable que pour les bétons courants dans la valeur de f_{cj} ne dépasse pas 60 MPa Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.

I.8 Ossature et système constructif adopté :

I.8.1 Ossature :

La stabilité du bâtiment de notre projet est assurée par :

- ✓ Une ossature (poteaux-poutres) en béton armé dans les deux sens c'est-à-dire le sens longitudinal et transversal, exigés par le RPA 99 version 2003, capable de reprendre les efforts verticaux dus aux poids propres et surcharge de la structure et les efforts horizontaux dus aux séismes et aux vents.
- ✓ Des murs voiles
- ✓ Un sous-sol composé par des voiles périphériques.

✓ Planchers :

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

- **Plancher à corps creux :** Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place, espacées de 65cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 5cm.

- **Plancher à dalle pleine :** Pour certaines éléments comme les balcons (loggia) et les séchoirs, on a opté pour des dalles pleines à cause de :

- ✓ minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation

1. Escaliers:

Vue l'envergure de notre projet, le concepteur architecturale a jugé bon de mettre des escaliers droits à deux volés.

2. Maçonnerie :

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

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

3. Revêtement :

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

4. Isolation :

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

5. Acrotères :

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

I.9 Méthode de calcul :

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

I.10 Définition des états limites :

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

Les états limites sont classés en deux catégories :

a)-ELU : Les états limites ultimes sont associés à la ruine de la structure, ils comprennent :

- La perte d'équilibre de la structure ou de l'une de ses parties.
- La ruine de la structure ou de l'un de ses éléments.

b)-ELS : Les états limites de service correspondent aux dépassements des critères spécifiés d'exploitation

I.11 Hypothèse de calcul :**ELU :**

- - 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 :
 - $\epsilon_{bc} = 2\%$ en flexion composée.
 - $\epsilon_{bc} = 3.5\%$ en compression simple
 - L'allongement de l'acier est limité à
 - Les diagrammes déformations-contraintes sont définis pour :
 - Le béton en compression
 - L'acier en traction et en compression

ELS :

- Les déformations et les flèches affectant l'aspect ou l'exploitation de la construction, ou provoquant des dommages à des éléments non structuraux
- Les vibrations incommodes des occupants, endommageant le bâtiment ou son contenu.
- 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.

$$\delta_{bc} = E \cdot \epsilon_{bc} \quad ; \quad \delta_s = E_s \cdot \epsilon_s$$

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

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 1.5$$

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-dimensionnés

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 a deux types de poutres ;

- *Les poutres principales*

Reçoivent les charges transmises 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 a

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

Avec :

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

A. Les poutres principales :

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

$$\text{Donc ; } \frac{5.5}{15} \leq h \leq \frac{5.5}{10} \Rightarrow 35 \leq h \leq 55$$

Pour une meilleure sécurité ; on prend : h = 50 cm

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

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

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 (50*35)*

B. Les poutres secondaires :

$$L = 3.7\text{m}$$

$$\text{Donc ; } \frac{3.7}{15} \leq h \leq \frac{3.7}{10} \Rightarrow 24 \leq h \leq 37$$

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 :

$$\diamond b \geq 20\text{ cm} \rightarrow 30 \geq 20\text{ cm} \rightarrow \text{C V}$$

$$\diamond h \geq 20\text{ cm} \rightarrow 35 \geq 20\text{ cm} \rightarrow \text{C V}$$

$$\diamond \frac{h}{b} \leq 4\text{ cm} \rightarrow \frac{35}{30} \leq 4\text{ cm} \rightarrow \text{C V}$$

*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.

$$\text{Donc : } \frac{3.7}{25} \leq h \leq \frac{3.7}{20} \Rightarrow 14.8 \leq h \leq 18.5$$

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

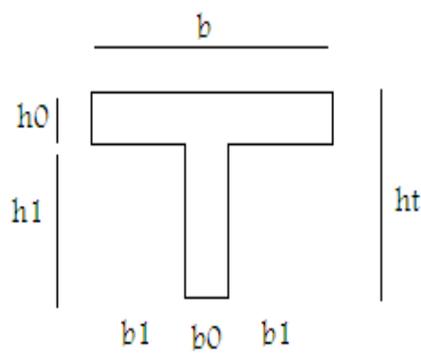
$$B_0 = 12$$

$$h_t = 21\text{ cm}$$

$$B = b_0 + 2b_1 = 65 \quad h_1 = 16$$

$$B_1 = 26.6\text{ cm}$$

$$h_0 = 5\text{ cm}$$



II.2.3- Les Poteaux :

- On suppose une charge moyenne de **Q= 1t/m²/étage**
- Les sections transversales des poteaux doivent satisfaire aux conditions imposées par la **RPA99. VERSION 2003**
- $\text{Min}(a, b) \geq 30$ Zone IIa
- $\text{Min}(a, b) \geq h_e / 20$ h_e : hauteur étage
- $1/4 < a/b < 4$
- L : longueur de la surface du plancher revenant au poteau (L=5.5 m)
- L : largeur de la surface plancher revenant au poteau (l= 3,70 m)
- N : nombre d'étage + RDC + SS = 12
- S = ((5+5.5)²)*((3.7+3,7)/2) = 19.425 M²

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

$$Nu = Q * S * n$$

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

$$Nu = Q * S * n$$

$$Nu = 1 * 19.425 * 12 = 233.1 \text{ t}$$

$$Nu = 2.33 \text{ MN}$$

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)**

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

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

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

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

Avec :

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

- **Fe** = 400 MPa
- **f_{bc}** = 14.17 MPa
- **γ_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) ≥ 1495 cm²** avec **a=b**

Donc ; **a=b=38.46 cm** ⇔ On prend : **a=40 cm , b=40 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 S.S type1 (n = 12)**

$$B \geq \frac{2.33}{0.3 \cdot f_{c28}}$$

$$B \geq \frac{2.33}{0.3 \cdot 25} \Rightarrow B \geq 0.31 \text{ m}^2$$

$$a = b \geq \sqrt{0.31} = 0.57 \text{ cm}$$

soit ; un poteau S.S de (60*60) cm²

- ❖ **Poteau S.S type2 (n = 1)**

$$N_u = 1 \cdot 19.425 \cdot 1 = 0.195$$

$$B \geq \frac{0.195}{0.3 \cdot 25} \Rightarrow B \geq 0.025 \text{ m}^2$$

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

soit ; un poteau de (35*35) cm

- ❖ **Poteau R.D.C (n = 11)**

$$N_u = Q \cdot S \cdot n \Rightarrow N_u = 1 \cdot 19.425 \cdot 11 = 2.14 \text{ t} \Rightarrow N_u = 2.14 \text{ MN}$$

$$B \geq \frac{2.14}{0.3 \cdot 25} \Rightarrow B \geq 0.28 \text{ m}^2$$

$$a = b \geq \sqrt{0.28} = 0.53 \text{ cm}$$

soit ; un poteau R.D.C de (55*55) cm²

- ❖ **Poteau 1^{er} étage (n = 10)**

$$N_u = Q \cdot S \cdot n \Rightarrow N_u = 1 \cdot 19.425 \cdot 10 = 1.95 \text{ t} \Rightarrow N_u = 1.95 \text{ MN}$$

$$B \geq \frac{1.95}{0.3 \cdot 25} \Rightarrow B \geq 0.26 \text{ m}^2$$

$$a = b \geq \sqrt{0.26} = 0.51 \text{ cm}$$

soit ; un poteau de (55*55) cm²

- ❖ **Poteau 2^{eme} étage (n=9)**

$$N_u = Q \cdot S \cdot n \Rightarrow N_u = 1 \cdot 19.425 \cdot 9 = 1.75 \text{ t} \Rightarrow N_u = 1.75 \text{ MN}$$

$$B \geq \frac{1.75}{0.3 \cdot 25} \Rightarrow B \geq 0.23 \text{ m}^2$$

$$a = b \geq \sqrt{0.23} = 0.48 \text{ cm}$$

Soit ; un poteau de (50*50) cm²

❖ **Poteau 3^{ème} étage (n=8)**

$$N_u = Q * S * n \Rightarrow N_u = 1 * 19.425 * 8 = 155 \text{ t} \Rightarrow N_u = 1.55 \text{ MN}$$

$$B \geq \frac{1.55}{0.3 * 25} \Rightarrow B \geq 0.21 \text{ m}^2$$

$$a = b \geq \sqrt{0.21} = 0.46 \text{ cm}$$

soit ; un poteau de (50*50) cm

❖ **Poteau 4^{ème} étage (n=7)**

$$N_u = Q * S * n \Rightarrow N_u = 1 * 19.425 * 7 = 136 \text{ t} \Rightarrow N_u = 1.36 \text{ MN}$$

$$B \geq \frac{1.36}{0.3 * 25} \Rightarrow B \geq 0.18 \text{ m}^2$$

$$a = b \geq \sqrt{0.18} = 0.43 \text{ cm}$$

soit ; un poteau de (45*45) cm

❖ **Poteau 5^{ème} étage (n=6)**

$$N_u = Q * S * n \Rightarrow N_u = 1 * 19.425 * 6 = 117 \text{ t} \Rightarrow N_u = 1.17 \text{ MN}$$

$$B \geq \frac{1.17}{0.3 * 25} \Rightarrow B \geq 0.16 \text{ m}^2$$

$$a = b \geq \sqrt{0.16} = 0.41 \text{ cm}$$

soit ; un poteau de (45*45) cm

❖ **Poteau 6^{ème} étage (n=5)**

$$N_u = Q * S * n \Rightarrow N_u = 1 * 19.425 * 5 = 97 \text{ t} \Rightarrow N_u = 0.97 \text{ MN}$$

$$B \geq \frac{0.97}{0.3 * 25} \Rightarrow B \geq 0.13 \text{ m}^2$$

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

soit ; un poteau de (40*40) cm

❖ **Poteau 7^{ème} étage (n=4)**

$$N_u = Q * S * n \Rightarrow N_u = 1 * 19.425 * 4 = 78 \text{ t} \Rightarrow N_u = 0.78 \text{ MN}$$

$$B \geq \frac{0.78}{0.3 * 25} \Rightarrow B \geq 0.11 \text{ m}^2$$

$$a = b \geq \sqrt{0.11} = 0.33 \text{ cm}$$

soit ; un poteau de (40*40) cm

❖ **Poteau 8^{ème} étage (n=3)**

$$N_u = Q * S * n \Rightarrow N_u = 1 * 19.425 * 3 = 58 \text{ t} \Rightarrow N_u = 0.58 \text{ MN}$$

$$B \geq \frac{0.58}{0.3 \cdot 25} \Rightarrow B \geq 0.077 \text{ m}^2$$

$$a = b \geq \sqrt{0.077} = 0.28 \text{ cm}$$

soit ; un poteau de (35*35) cm

❖ Poteau 9^{ème} étage (n=2)

$$Nu = Q \cdot S \cdot n \Rightarrow Nu = 1 \cdot 19.425 \cdot 2 = 39 \text{ t} \Rightarrow Nu = 0.39 \text{ MN}$$

$$B \geq \frac{0.39}{0.3 \cdot 25} \Rightarrow B \geq 0.052 \text{ m}^2$$

$$a = b \geq \sqrt{0.052} = 0.23 \text{ cm}$$

soit ; un poteau de (35*35) cm

❖ Poteau 10^{ème} étage (n=1)

$$Nu = Q \cdot S \cdot n \Rightarrow Nu = 1 \cdot 19.425 \cdot 1 = 19.5 \text{ t} \Rightarrow Nu = 0.195 \text{ MN}$$

$$B \geq \frac{0.195}{0.3 \cdot 25} \Rightarrow B \geq 0.025 \text{ m}^2$$

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

soit ; un poteau de (35*35) 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*

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

- *Rayon de giration i_x ; i_y*

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

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

c) Calcul l'élancement :

$$l_f = 0.7 \cdot L_0$$

l_f : longueur du flambement

L_0 : hauteur d'étage

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

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

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

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.

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

Pour étage courant :

$$\text{On a } h_e = (3.40 - 0.50) \text{ m} \Rightarrow a \geq \frac{2.90}{20} = 0.145$$

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

Pour RDC :

$$\text{On a } h_e = (4.08 - 0.50) \text{ m} \Rightarrow a \geq \frac{3.58}{20} = 0.18$$

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

Pour SS :

$$\text{On a } h_e = (3.50 - 0.50) \text{ m} \Rightarrow a \geq \frac{3}{20} = 0.15 \Rightarrow a = 20 \text{ cm}$$

II.2.5.1- Récapitulation des Pré – dimensionnement des poutres et poteaux :

	POTEAUX	POUTRES	CHIANAGE
SOUS-SOL type1	(60*60)	(50*35)	(35*30)
SOUS-SOL type2	(35*35)	(50*35)	(35*30)
RDC+1	(55*55)	(50*35)	(35*30)
2+3	(50*50)	(50*35)	(35*30)
4+5	(45*45)	(50*35)	(35*30)
6+7	(40*40)	(50*35)	(35*30)
8+9+10	(35*35)	(50*35)	(35*30)

Tableau III-1. Récapitulation des Pré – dimensionnement des poutres poteaux

III.2.5.2- Récapitulation des Pré – dimensionnement des voiles

Niveau	Epaisseur (cm)
Sous-sol	20
RDC	20
Etages courants	20

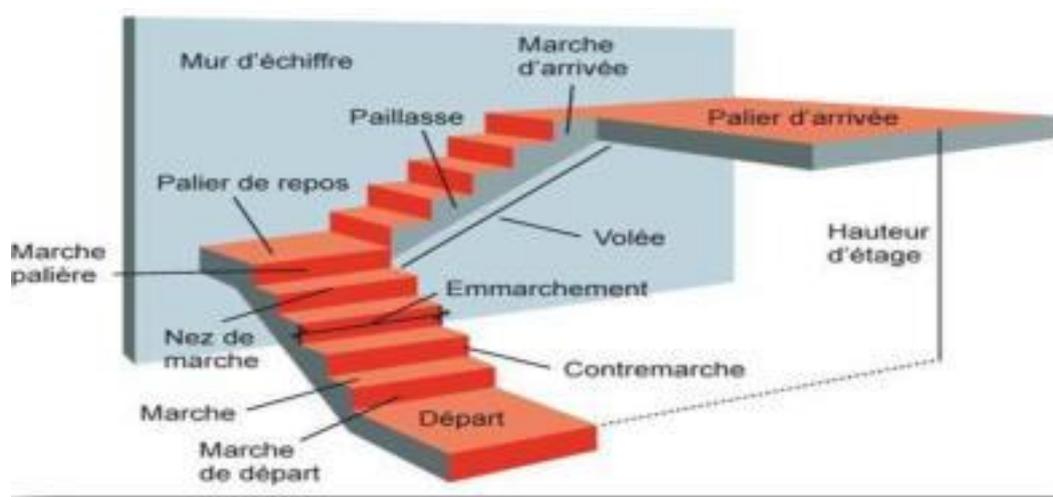
Tableau III-2. Récapitulation des Pré – dimensionnement des voiles

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

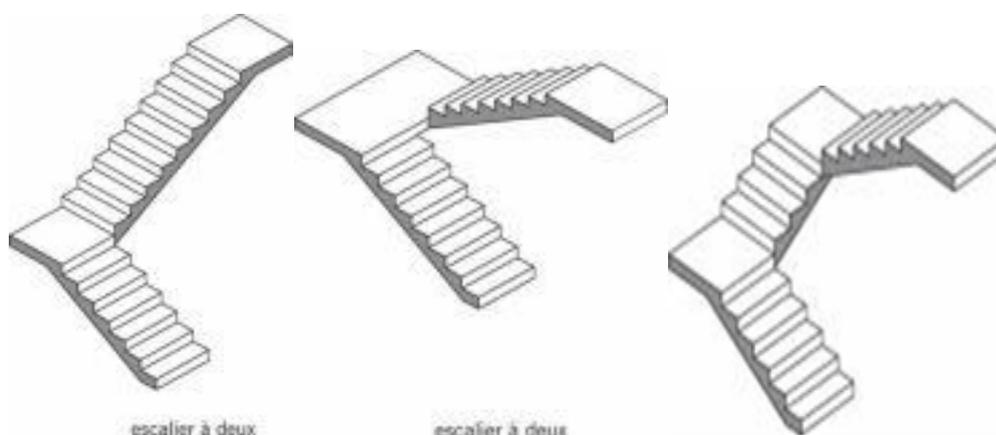
II.2.6.1 Eléments d'escalier :

- ❖ 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 étage courante

D'après plan architectural :

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

$$60\text{cm} \leq 2h + g \leq 66$$

Donc : $30 \leq 2h \leq 36 \rightarrow 15 \leq h \leq 18$

On prend : $h=17$

*Nombre des marches et contremarche

$$g = \frac{l}{n-1} \rightarrow n-1 = \frac{l}{g}$$

$$n-1 = \frac{240}{30} = 8 \text{ marches} \rightarrow n = 9 \text{ contremarches volée 1}$$

$$n-1 = \frac{60}{30} = 2 \text{ marches} \rightarrow n = 3 \text{ contremarches volée 2}$$

$$n-1 = \frac{210}{30} = 7 \text{ marches} \rightarrow n = 8 \text{ contremarches volée 3}$$

Hauteur d'escalier

Nous avons 3 volées différentes (donc ne peut pas utilisé H/3)

$$H_1 = h \times n = 17 \times 9 = 153\text{cm}$$

$$H_2 = h \times n = 17 \times 3 = 51\text{cm}$$

$$H_3 = h \times n = 17 \times 8 = 136\text{cm}$$

$$H_{\text{étage}} = H_1 + H_2 + H_3 = 153 + 51 + 136 = 340 \text{ cm}$$

II.2.6.4 Pré dimensionnement d 'escalier RDC

D'après plan architectural :

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

$$60\text{cm} \leq 2h + g \leq 66$$

Donc : $30 \leq 2h \leq 36 \rightarrow 15 \leq h \leq 18$

On prend : $h=17$

*Nombre des marches et contremarche

$$g = \frac{l}{n-1} \rightarrow n-1 = \frac{l}{g}$$

$$n-1 = \frac{270}{30} = 9 \text{ marches} \rightarrow n = 10 \text{ contremarches volée 1}$$

$$n-1 = \frac{120}{30} = 4 \text{ marches} \rightarrow n = 5 \text{ contremarches volée 2}$$

$$n - 1 = \frac{240}{30} = 8 \text{ marches} \rightarrow n = 9 \text{ contremarches volée 3}$$

Hauteur d'escalier

Nous avons 3 volées différentes (donc ne peut pas utilisé H/3)

$$H_1 = h \times n = 17 \times 10 = 170 \text{ cm}$$

$$H_2 = h \times n = 17 \times 5 = 85 \text{ cm}$$

$$H_3 = h \times n = 17 \times 9 = 153 \text{ cm}$$

$$H_{\text{etage}} = H_1 + H_2 + H_3 = 153 + 51 + 136 = 408 \text{ cm}$$

*Angle de la paillasse :

$$\begin{aligned} \text{On a: } \tan \alpha &= \frac{h}{g} \quad \mapsto \quad \alpha = \tan^{-1} \frac{h}{g} \\ &= \tan^{-1} \frac{17}{30} \quad \mapsto \quad \alpha = 29.54^\circ \end{aligned}$$

II.2.6.5 Epaisseur de la paillasse et de palier

a. Epaisseur de la paillasse :

l'épaisseur est donnée par la formule : $\frac{lp}{30} \leq ep \leq \frac{lp}{20}$

$$\text{on } lp = \frac{h}{\sin \alpha}$$

$$\text{paillasse 1 : } lp = \frac{170}{\sin 29.54} = 344.80$$

$$\text{paillasse 2 : } lp = \frac{85}{\sin 29.54} = 172.4$$

$$\text{paillasse 3 : } lp = \frac{153}{\sin 29.54} = 310.32$$

donc

$$\frac{320}{30} \leq ep \leq \frac{320 \cdot 106}{20 \cdot 30} \leq ep \leq \frac{106 \cdot 284}{20 \cdot 30} \leq ep \leq \frac{284}{20}$$

$$10.67 \leq ep \leq 163.53 \leq ep \leq 5.39.47 \leq ep \leq 14.2$$

On prend : $ep=15$

b. Epaisseur de la palier :

$L = \text{Max} (370 \text{ cm}, 360 \text{ cm})$ donc $L = 370 \text{ cm}$

$$\frac{370}{30} \leq ep \leq \frac{370}{20} \quad \rightarrow \quad 12.33 \leq ep \leq 18.5$$

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.

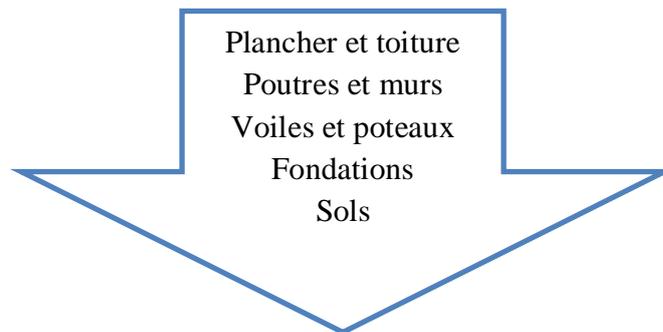


Figure III-1 : Transfert de charge de la superstructure vers le sol.

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) :

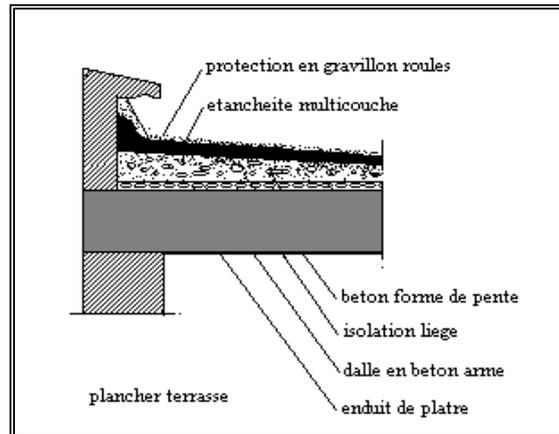


Figure III-2 Plancher terrasse

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 :

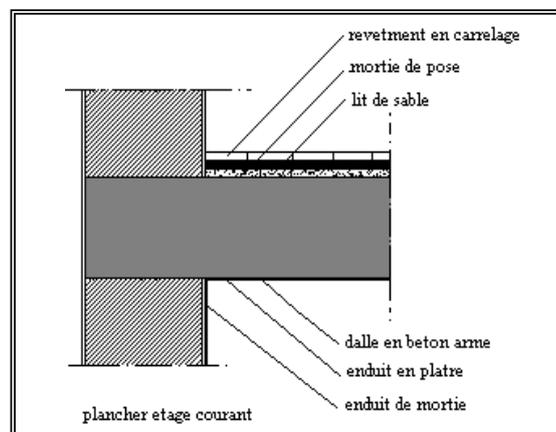


Figure III-3 Plancher étages courant

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 Kg/m²

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

Usage commerciale

Q = 500 Kg/m²

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 KN/m²			

Tableau III-3 : Charge due à la dalle pleine de niveau terrasse**III.5.1 Surcharges d'exploitation (Q) :**

Usage d'habitation

Q = 100 Kg/m²

Dalle pleine

Désignation	$p(\text{KN/m}^3)$	$e(\text{m})$	$G (\text{KN/m}^2)$
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
$G=5.19 \text{ KN/m}^2$			

Tableau III.4: Charge due à la dalle pleine de niveau courant**2-1 Surcharges d'exploitation (Q) :**

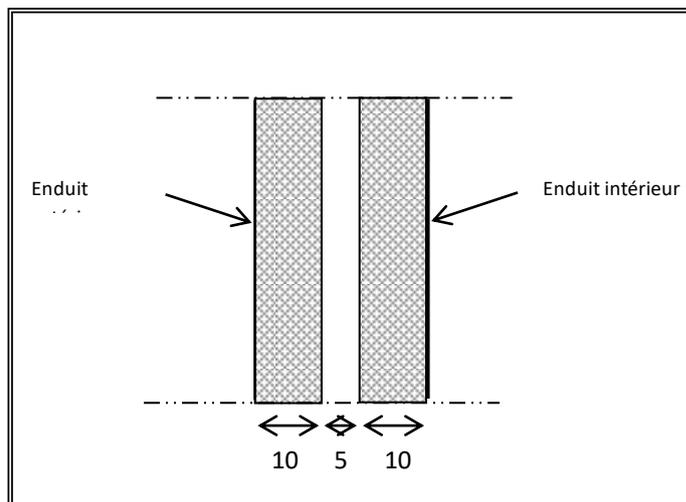
Usage d'habitation

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

3-2 Surcharges d'exploitation (Q) :

Usage commerciale

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

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 :

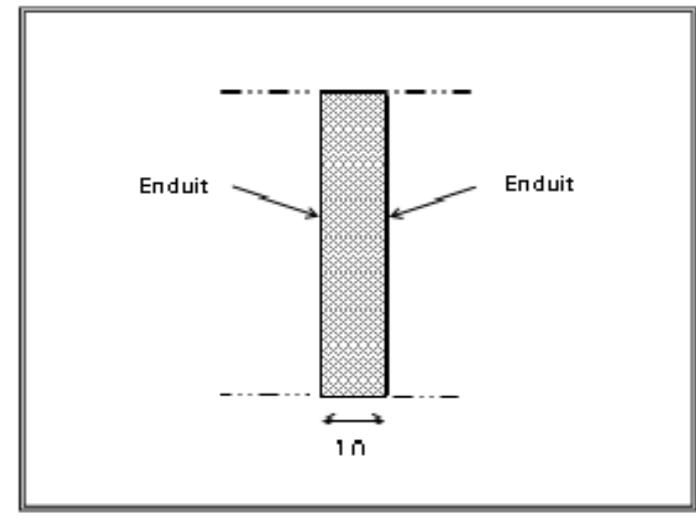


Figure III-5 Mur intérieur

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 pailasse 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 KN/m²**.-Surcharge d'exploitation : **Q=2,5 KN/m²** .

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-crués comme des poids morts n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage.

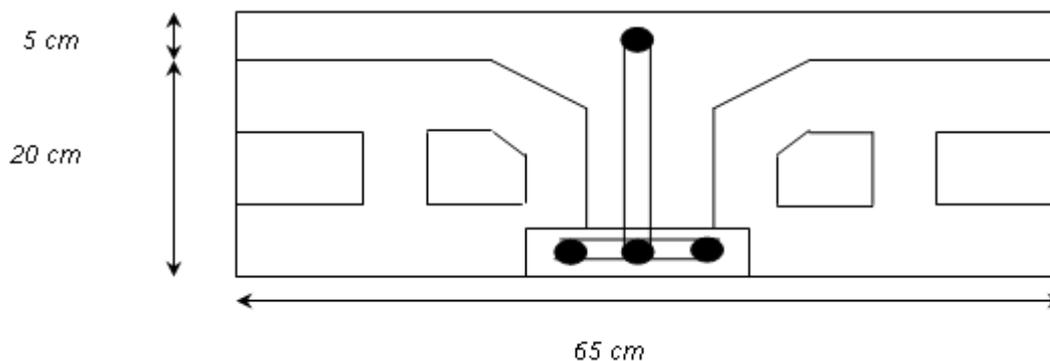
Plancher = Poutrelles + Corps-Creux + Dalle de compression.

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 :

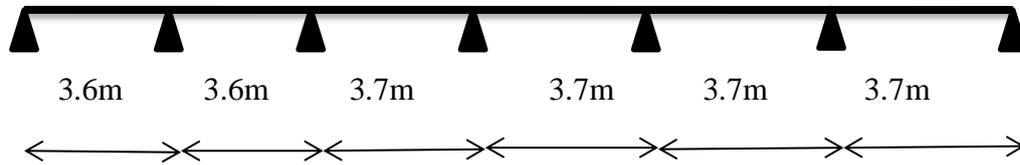


Niveau	G(Kn/m ²)	Q(Kn/m ²)	b(m)	Combinaison d'action	
				ELU (Kn/ml) $q_u = b*(1.35G+1.5Q)$	ELS (Kn/ml) $q_s = b*(G+Q)$
RDC COMMERCE	5.38	5	0.65	9.60	6.75
ETAGE COURANT	5.38	1.5	0.65	6.20	4.48
TERASSE INACCISSIBLE	6.42	1	0.65	6.61	4.83

Tableau IV-1. Différentes charges des poutrelles charges

IV.4 Les types de poutrelle :

Type 1 : poutrelle reposant sur 7 appuis :



Type 2 : poutrelle reposant sur 3 appuis



Type 3 : poutrelle reposant sur 4 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 simplifiée 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 mêmes 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
$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$	$0.8 \leq \frac{3.7}{3.7} \text{ ou } \frac{3.6}{3.7} \leq 1.25$	CV
Inertie constante le long de chaque travée		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 :

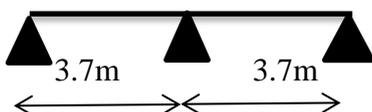
$$V_w = -2 \frac{M_w + M_t}{a} \quad \text{Avec : } a = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}}, \quad b = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_w + M_t}{M_e + M_t}}}$$

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

Application du calcul forfaitaire :

Type 2 RDC :

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



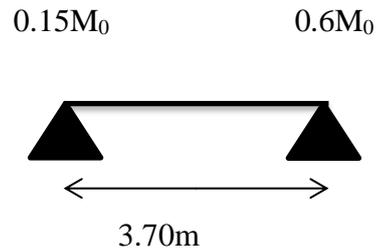
$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{9.60 \times 3.7^2}{8} = 16.43 \text{ KN.m}$$

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

Moment sur appuis :

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

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



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

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

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

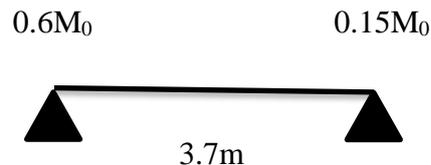
$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 18.80 - \frac{2.43+9.86}{2} = 12.64 \text{ kn.m} \\ M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} \times 16.43 = 11.04 \text{ kn.m} \end{array} \right.$$

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

Moment Appui :

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

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

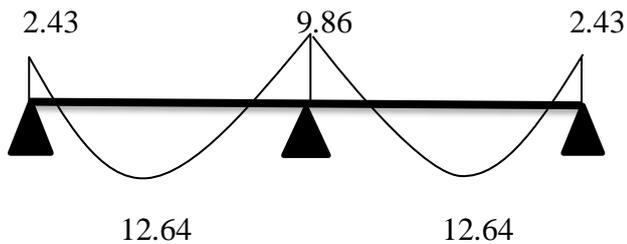


En travée :

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

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

Diagramme :



L'effort tranchant V :

Travé1 :

$$\left\{ \begin{aligned} V_w &= -2 \frac{M_w + M_t}{a} \\ V_e &= -2 \frac{M_e + M_t}{b} \end{aligned} \right. \quad \text{Avec : } a = 3.7 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{9.86 + 12.64}{2.43 + 12.86}}}, \quad b = 3.7 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{2.43 + 12.64}{9.86 + 12.64}}}$$

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

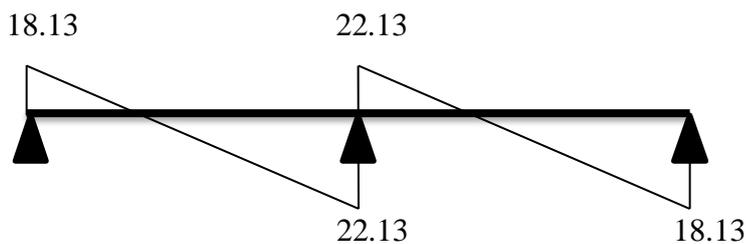
$$\left\{ \begin{aligned} V_w &= -2 * \frac{2.43 + 12.64}{1.67} \\ V_e &= -2 * \frac{9.86 + 12.64}{2.03} \end{aligned} \right. \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{aligned} V_w &= -18.13 \\ V_e &= -22.13 \end{aligned} \right.$$

Travé2 :

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

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

diagrame



à L'ELS : $q_s = 6.75 \text{ kN.m}$

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

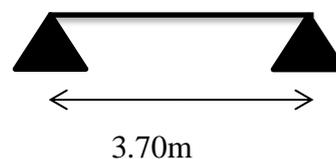
$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{5}{5 + 5.38} = 0.48 \text{ KN.m}$$

$$0.15M_0 \quad 0.6M_0$$

Moment sur appuis :

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

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



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

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

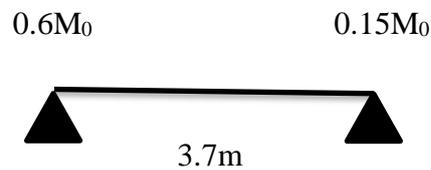
$$\left\{ \begin{aligned} M_t &\geq 12.22 - \frac{1.73+6.93}{2} = 8.89 \text{ kn.m} \\ M_t &\geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} \times 11.55 = 7.77 \text{ kn.m} \end{aligned} \right.$$

$M_{Tmax} = 8.89 \text{ kn.m}$

Moment Appui :

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

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

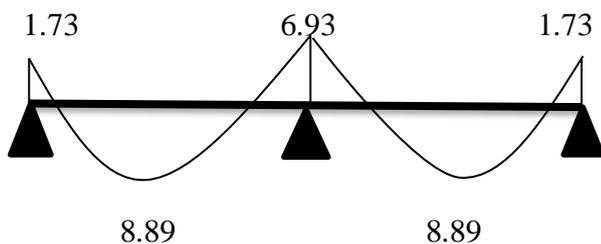


En travée :

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

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

Diagramme :



L'effort tranchant V :

Travée 1 :

$$\left\{ \begin{aligned} V_w &= -2 \frac{M_w + M_t}{a} & \text{Avec : } a &= 3.7 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{6.93+8.89}{1.73+8.89}}} & , \quad b &= 3.7 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{1.73+8.89}{6.93+8.89}}} \\ V_e &= -2 \frac{M_e + M_t}{b} & a &= 1.67 & b &= 2.03 \end{aligned} \right.$$

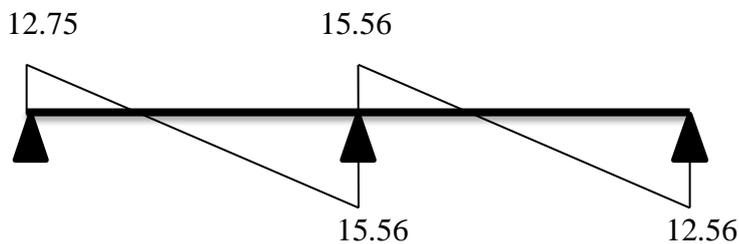
$$\left\{ \begin{array}{l} V_w = -2 * \frac{1.73+8.89}{1.67} \\ V_e = -2 * \frac{6.93+8.89}{2.03} \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} V_w = -12.75 \\ V_e = -15.56 \end{array} \right.$$

Travé 2 :

a=2.03 b=1.67

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

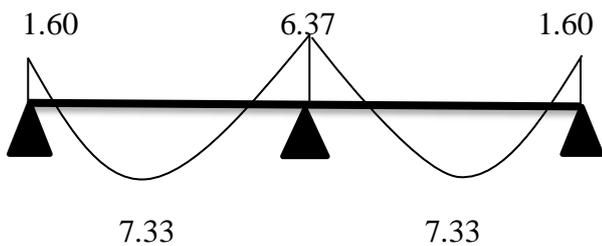
Diagrame



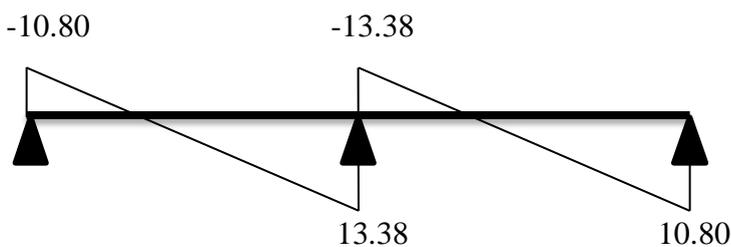
Type 2 etage courant

etage elu	Qu	l	M ₀	M _w	M _E	M _T	V _w	V _E
travé1	6.2	3.7	10.61	1.60	6.37	7.33	-10.80	-13.38
travé2	6.2	3.7	10.61	6.37	1.60	7.33	-13.38	-10.80

Diagrame des moment :



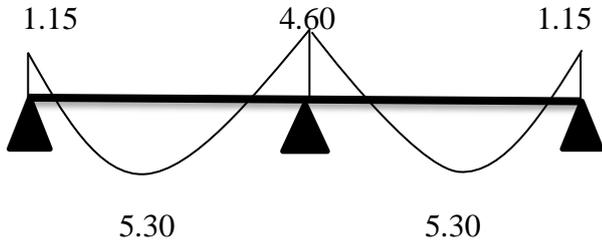
Diagrame l'efforts



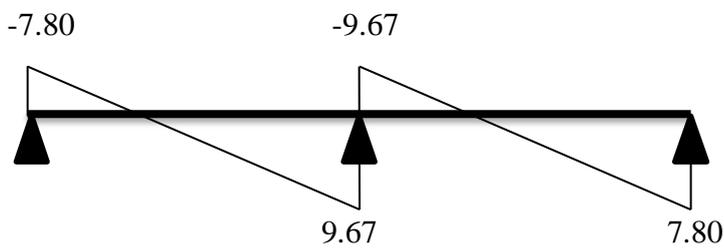
ELS :

etage els	Qu	L	M ₀	M _w	M _E	M _T	V _w	V _E
travé1	4.48	3.7	7.67	1.15	4.60	5.30	-7.80	-9.67
travé2	4.48	3.7	7.67	4.60	1.15	5.30	-9.67	-7.80

Diagrame des moment



Diagrame l'efforts

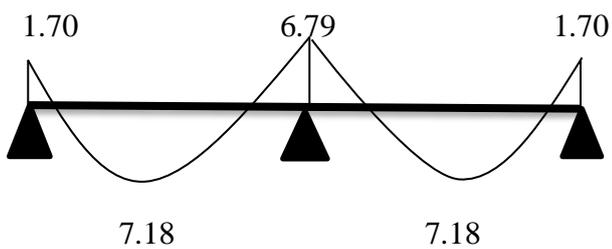


Type2 etage terrasse :

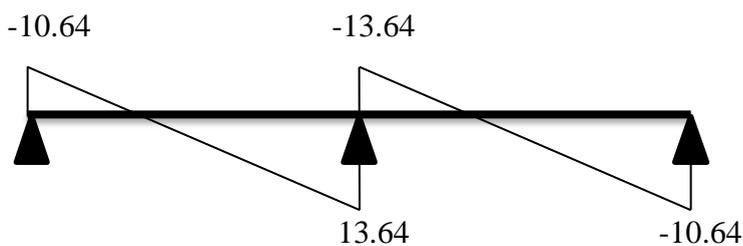
ELU

terase elu	Qu	L	M ₀	M _w	M _E	M _T	V _w	V _E
travé1	6.61	3.7	11.32	1.70	6.79	7.18	-10.64	-13.22
travé2	6.61	3.7	11.32	6.79	1.70	7.18	-13.22	-10.64

Diagrame des moment :



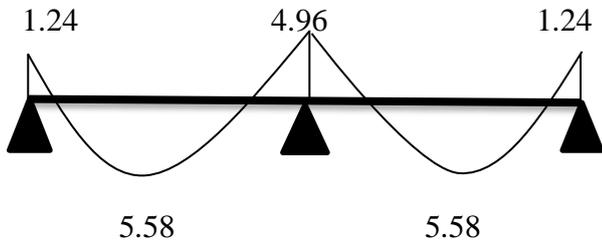
Diagrame l'efforts



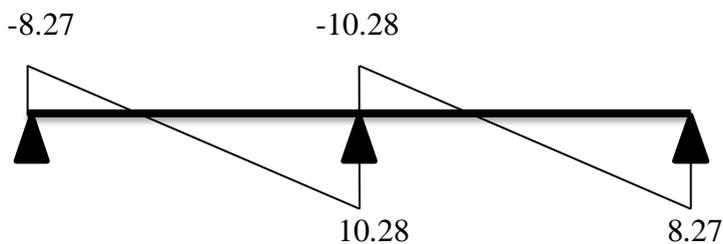
ELS

terasse els	Qu	L	M ₀	M _w	M _E	M _T	V _w	V _E
travé1	4.83	3.7	8.27	1.24	4.96	5.58	-8.27	-10.28
travé2	4.83	3.7	8.27	4.96	1.24	5.58	-10.28	-8.27

Diagrame des moment :



Diagrame l'efforts

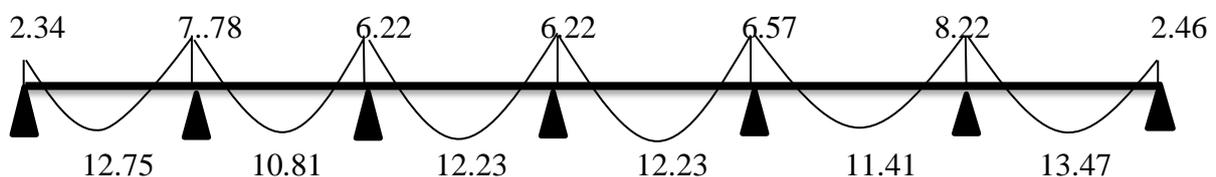


Type 1 : 6 travé

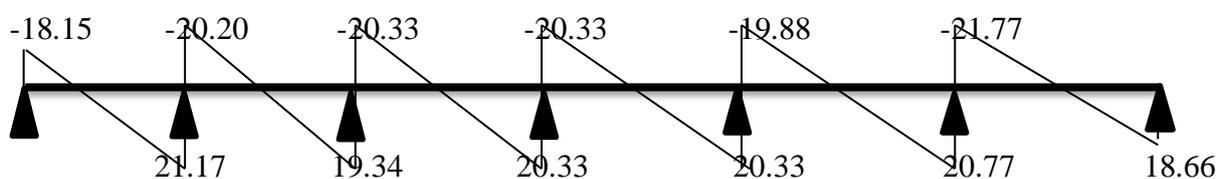
RDC ELU

Rdc	Qu	L	M ₀	M _w	M _E	M _T	V _w	V _E
travé1	9.6	3.6	15.55	2.34	7.78	12.75	-18.15	-21.17
travé2	9.6	3.6	15.55	7.78	6.22	10.81	-20.20	-19.34
travé3-4	9.6	3.7	16.43	6.57	6.57	12.23	-20.33	-20.33
travé5	9.6	3.7	16.43	6.57	8.22	11.41	-19.88	-20.77
travé6	9.6	3.7	16.43	8.22	2.46	13.47	-21.77	-18.66

Diagrame des moment

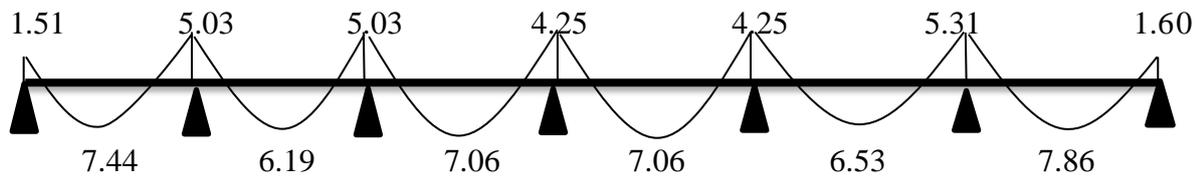


Diagrame l'effort :

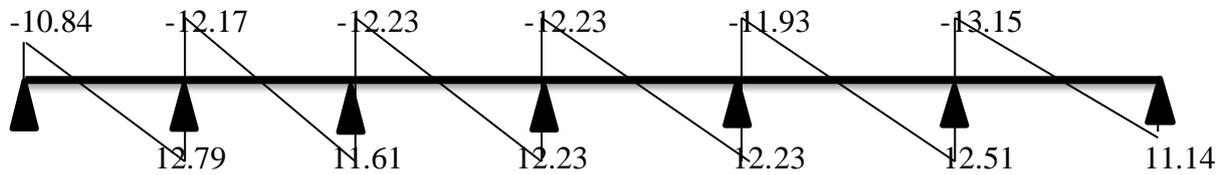


ETAGE	Qu	L	M ₀	M _w	M _E	M _T	V _w	V _E
travé1	6.2	3.6	10.044	1.51	5.03	7.44	-10.84	-12.79
travé2	6.2	3.6	10.044	5.03	4.02	6.19	-12.17	-11.61
travé3-4	6.2	3.7	10.61	4.25	4.25	7.06	-12.23	-12.23
travé5	6.2	3.7	10.61	4.25	5.31	6.53	-11.93	-12.51
travé6	6.2	3.7	10.61	5.31	1.60	7.86	-13.15	-11.14

Diagrame des moment

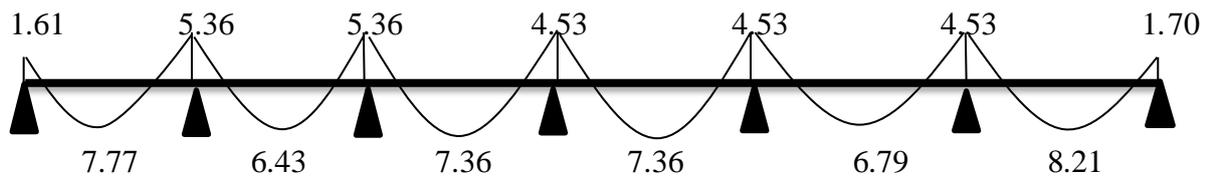


Diagrame l'effort :

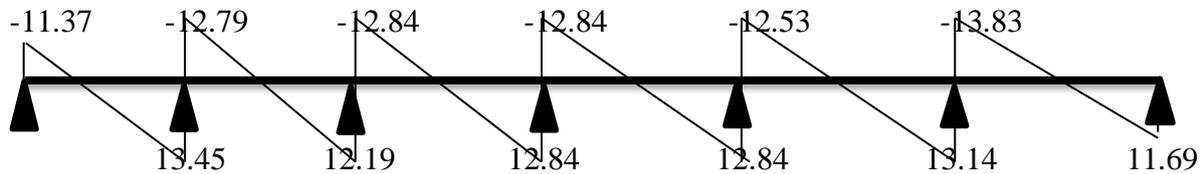


TERASSE	Qu	L	M ₀	M _w	M _E	M _T	V _w	V _E
travé1	6.61	3.6	10.71	1.61	5.36	7.77	-11.37	-13.45
travé2	6.61	3.6	10.71	5.36	4.29	6.43	-12.79	-12.19
travé3-4	6.61	3.7	11.32	4.53	4.53	7.36	-12.84	-12.84
travé5	6.61	3.7	11.32	4.53	5.66	6.79	-12.53	-13.14
travé6	6.61	3.7	11.32	5.66	1.70	8.21	-13.83	-11.69

Diagrame des moment

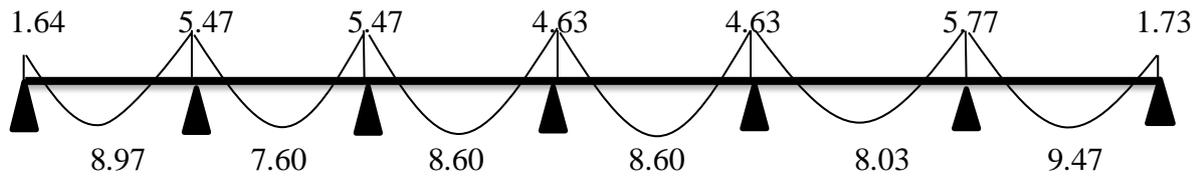


Diagrame l'effort :

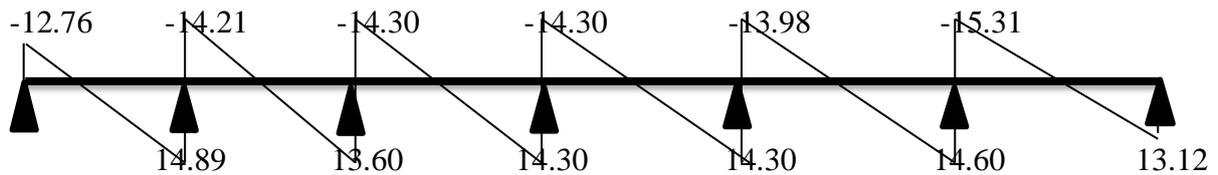


rdc els	Qu	L	M ₀	M _w	M _E	M _T	V _w	V _E
travé1	6.75	3.6	10.94	1.64	5.47	8.97	-12.76	-14.89
travé2	6.61	3.6	10.71	5.47	4.38	7.60	-14.21	-13.60
travé3-4	6.61	3.7	11.32	4.63	4.63	8.60	-14.30	-14.30
travé5	6.61	3.7	11.32	4.63	5.77	8.03	-13.98	-14.60
travé6	6.61	3.7	11.32	5.77	1.73	9.47	-15.31	-13.12

Diagrame des moment

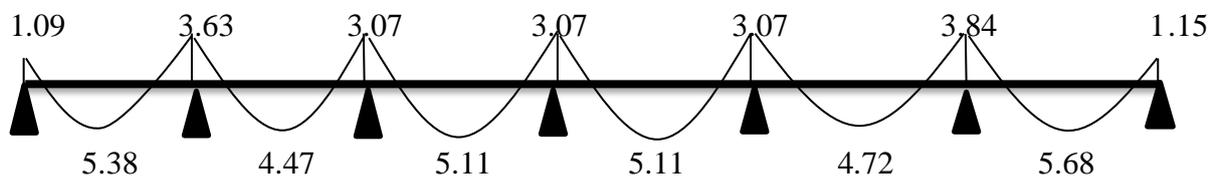


Diagrame l'effort :

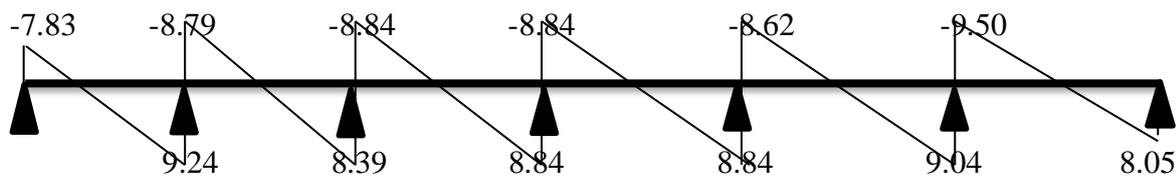


etage els	Qu	L	M ₀	M _w	M _E	M _T	V _w	V _E
travé1	4.48	3.6	7.26	1.09	3.63	5.38	-7.83	-9.24
travé2	4.48	3.6	7.26	3.63	2.91	4.47	-8.79	-8.39
travé3-4	4.48	3.7	7.67	3.07	3.07	5.11	-8.84	-8.84
travé5	4.48	3.7	7.67	3.07	3.84	4.72	-8.62	-9.04
travé6	4.48	3.7	7.67	3.84	1.15	5.68	-9.50	-8.05

Diagrame des moment

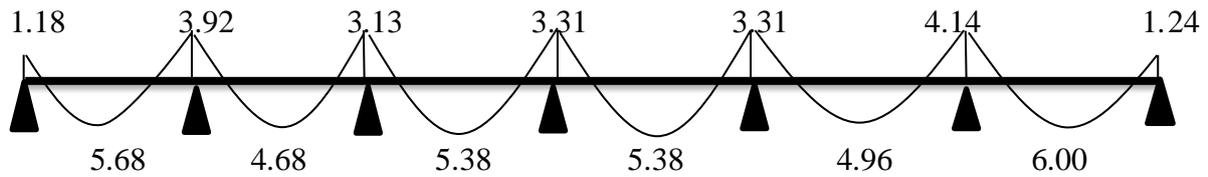


Diagrame l'effort :

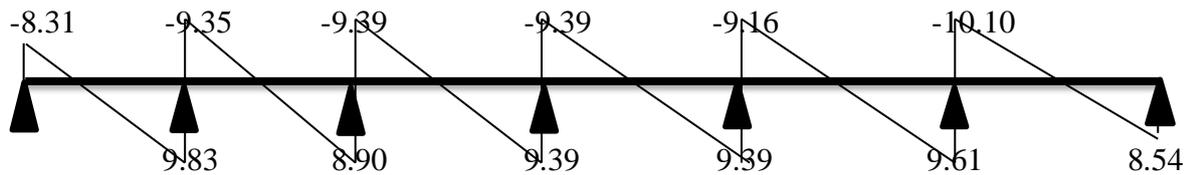


terrace els	Qu	L	M ₀	M _w	M _E	M _T	V _w	V _E
travé1	4.83	3.6	7.83	1.18	3.92	5.68	-8.31	-9.83
travé2	4.83	3.6	7.83	3.92	3.13	4.68	-9.35	-8.9
travé3-4	4.83	3.7	8.27	3.31	3.31	5.38	-9.39	-9.39
travé5	4.83	3.7	8.27	3.31	4.14	4.96	-9.16	-9.61
travé6	4.83	3.7	8.27	4.14	1.24	6.00	-10.10	-8.54

Diagrame des moment



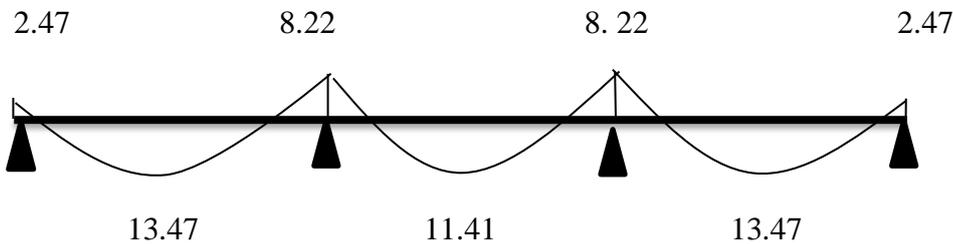
Diagrame l'effort :



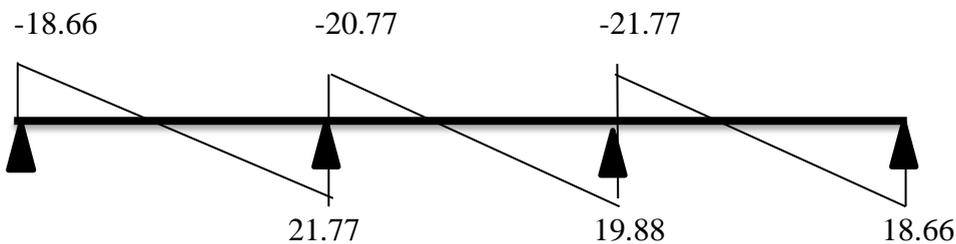
Type 3 :

rdc elu	Qu	L	M ₀	M _w	M _E	M _T	V _w	V _E
travé1	9.6	3.7	16.43	2.47	8.22	13.47	-18.66	-21.77
travé2	9.6	3.7	16.43	8.22	8.22	11.41	-20.77	-19.88
travé3	9.6	3.7	16.43	8.22	2.47	13.47	-21.77	-18.66

Diagrame des moment :

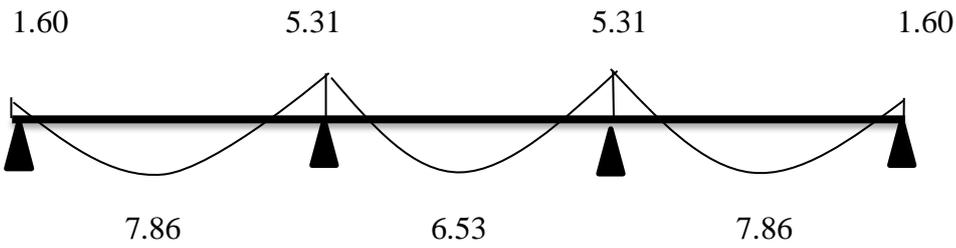


Diagrame l'effort

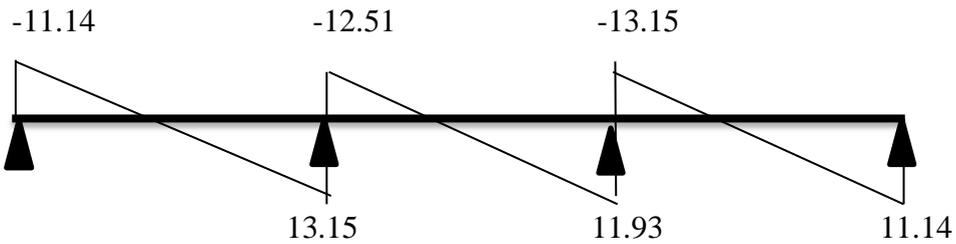


etage elu	Qu	L	M ₀	M _w	M _E	M _T	V _w	V _E
travé1	6.2	3.7	10.61	1.60	5.31	7.86	-11.14	-13.15
travé2	6.2	3.7	10.61	5.31	5.31	6.53	-12.51	-11.93
travé3	6.2	3.7	10.61	5.31	1.60	7.86	-13.15	-11.14

Diagrame des moment :

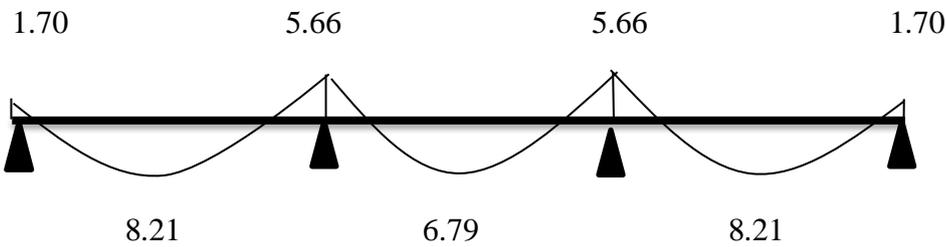


Diagrame l'effort

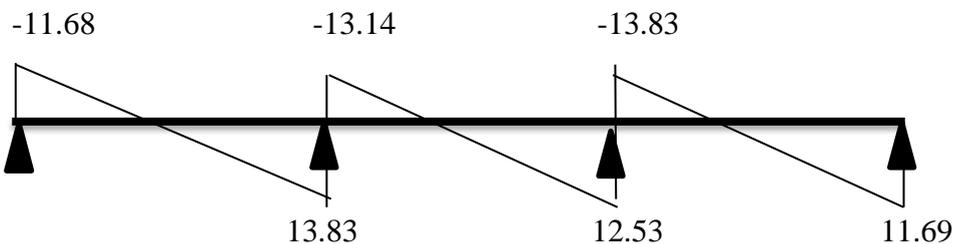


terrace elu	Qu	L	M ₀	M _w	M _E	M _T	V _w	V _E
travé1	6.61	3.7	11.32	1.70	5.66	8.21	-11.68	-13.83
travé2	6.61	3.7	11.32	5.66	5.66	6.79	-13.14	-12.53
travé3	6.61	3.7	11.32	5.66	1.70	8.21	-13.83	-11.69

Diagrame des moment :

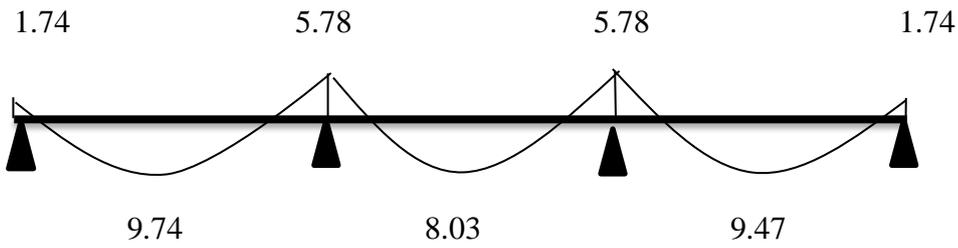


Diagrame l'effort

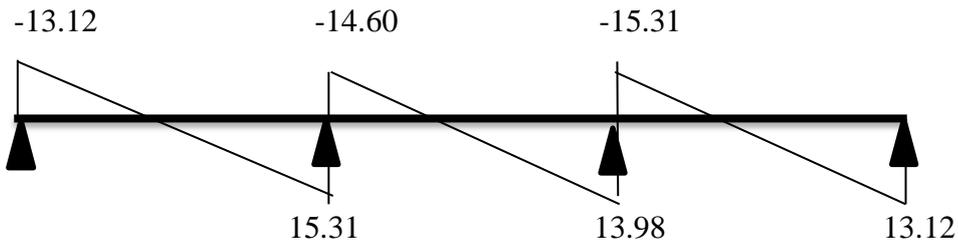


rdc els	Qu	L	M ₀	M _w	M _E	M _T	V _w	V _E
travé1	6.75	3.7	11.56	1.74	5.78	9.47	-13.12	-15.31
travé2	6.75	3.7	11.56	5.78	5.78	8.03	-14.60	-13.98
travé3	6.75	3.7	11.56	5.78	1.74	9.47	-15.31	-13.12

Diagrame des moment :

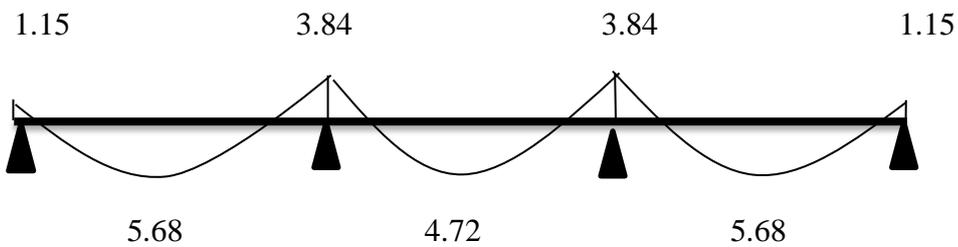


Diagrame l'effort

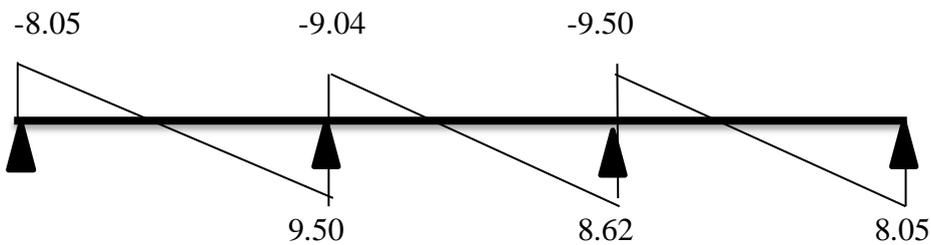


etage els	Qu	L	M ₀	M _w	M _E	M _T	V _w	V _E
travé1	4.48	3.7	7.67	1.15	3.84	5.68	-8.05	-9.50
travé2	4.48	3.7	7.67	3.84	3.84	4.72	-9.04	-8.62
travé3	4.48	3.7	7.67	3.84	1.15	5.68	-9.50	-8.05

Diagrame des moment :

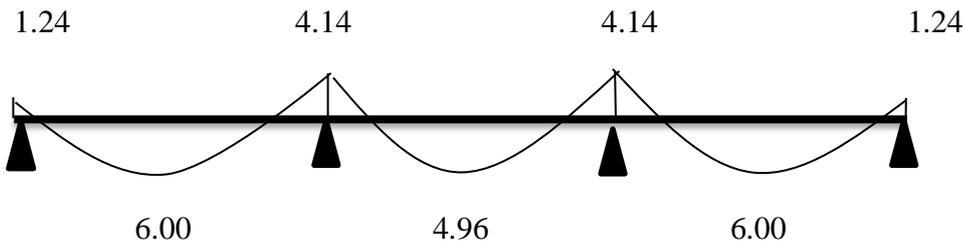


Diagrame l'effort

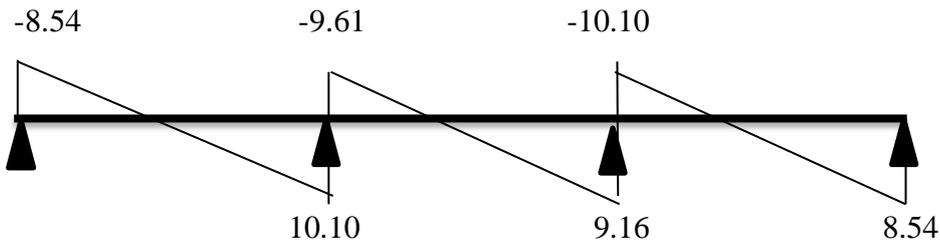


terasse els	Qu	L	M ₀	M _w	M _E	M _T	V _w	V _E
travé1	4.83	3.7	8.27	1.24	4.14	6.00	-8.54	-10.10
travé2	4.83	3.7	8.27	4.14	4.14	4.96	-9.61	-9.16
travé3	4.83	3.7	8.27	4.14	1.24	6.00	-10.10	-8.54

Diagrame des moment :



Diagrame l'effort



IV.6 Ferrailage des poutrelles :

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

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

E.L.U :

En travée

$$M_t \max = 13.46 \text{ kN.m}$$

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

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

$$\text{Avec: } \delta_{bc} = \frac{0.85 \times f_c \times 28}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

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

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 :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d \cdot \delta_{bc}} = \frac{13.46 \cdot 10^{-3}}{0.65 \cdot 0.19^2 \cdot 14.17} = 0.040$$

$$0,040 < 0,168$$

→ 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 :

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

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

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

En appui :

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

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

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 \cdot d^2 \cdot \delta_{bc}} = \frac{9,86}{0,12 \cdot 0,19^2 \cdot 14,17} \cdot 10^{-3} = 0,16 > 0,186 \quad \longrightarrow \quad \text{Pivot B}$$

$$A' = 0$$

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 :

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

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 $\varphi = 6 \text{cm}$

Min (5.25, 7.2) = 5.25cm

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

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

Alors :

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

Ø8

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

Ø8

Vérification de la flèche

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

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

♣ Calcul de f :

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

$$\Rightarrow I_0 = 4.31 \cdot 10^{-4} \text{ cm}^4$$

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

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

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

$$\begin{aligned} \blacksquare I_{fi} &= \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = \frac{1.1 \cdot 4.31 \cdot 10^{-4}}{1 + 3.74 \cdot 0.21} = 2.65 \cdot 10^{-4} \\ \blacksquare \frac{1}{\gamma} &= \frac{M_{ser}}{E_i I_{fi}} = \frac{968 \cdot 10^{-5}}{32164.2 \cdot 2.65 \cdot 10^{-4}} = 0.00114 \text{ m}^{-1} \end{aligned}$$

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

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

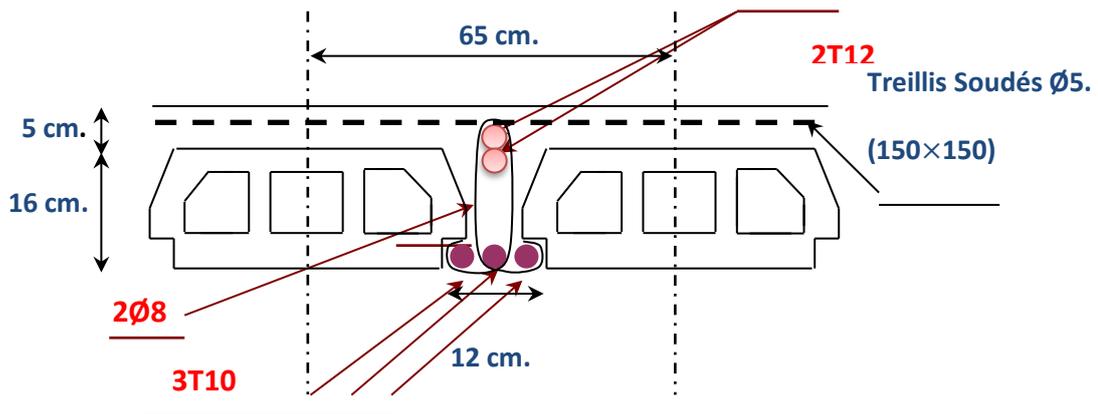


Figure IV.1 ferrailage de poutrelle

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 $(20 \times 20) \text{ cm}^2$

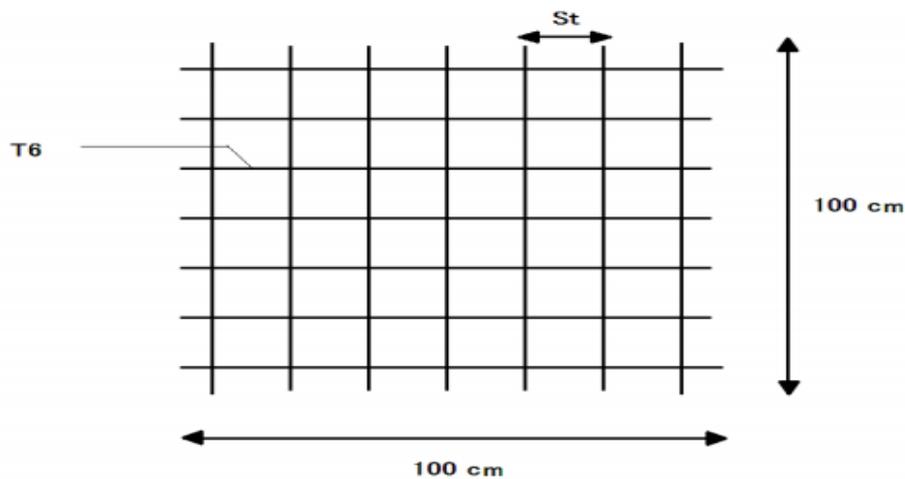


Figure IV-2: Disposition d'armatures de la dalle de compression

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 /m²

Brique creuse 90 kg /m²

Enduit extérieur 24 kg /m²

P=138 kg /m²

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

❖ Combinaison d'action :

A ELU :

Qu = 1.35 G + 1.5 Q → Qu = 1247.25 Kg/ ml

Pu = 1.35 P → 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: $0 \leq x \leq 1 \text{ m}$

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

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

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

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

$$\implies x = -0.11 \text{ m} \notin [0, 1]$$

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

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

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

❖ **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.

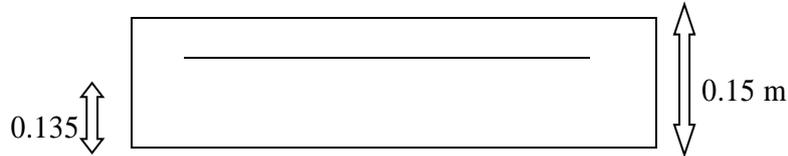


Figure V.1. Schéma du balcon

❖ **ELU:**

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$\Rightarrow 0.1$$

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

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

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

$$\implies A_{st} = 4.04 \text{ cm}^2$$

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

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

• **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 :

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

$$\delta_{bc} = 6.98 \text{ } M_{pa} \longrightarrow$$

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

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 ferrailage

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

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

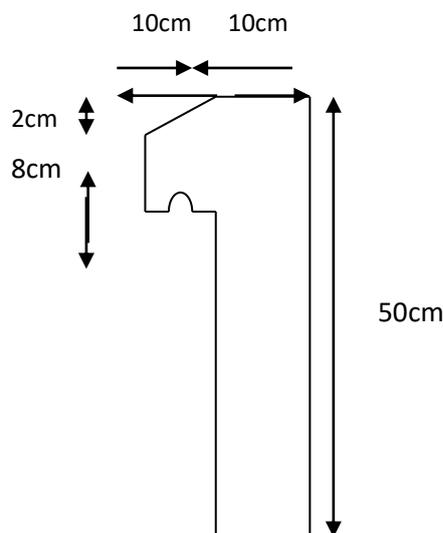


Figure .VI-1 : dimension de l acrotère

- ✓ 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

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

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

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

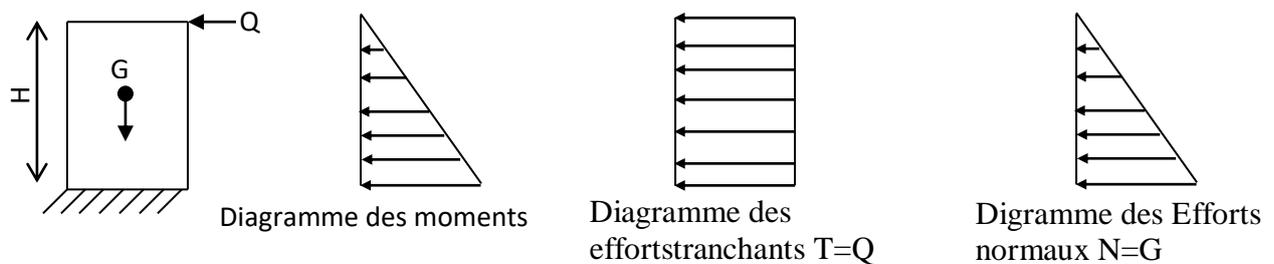
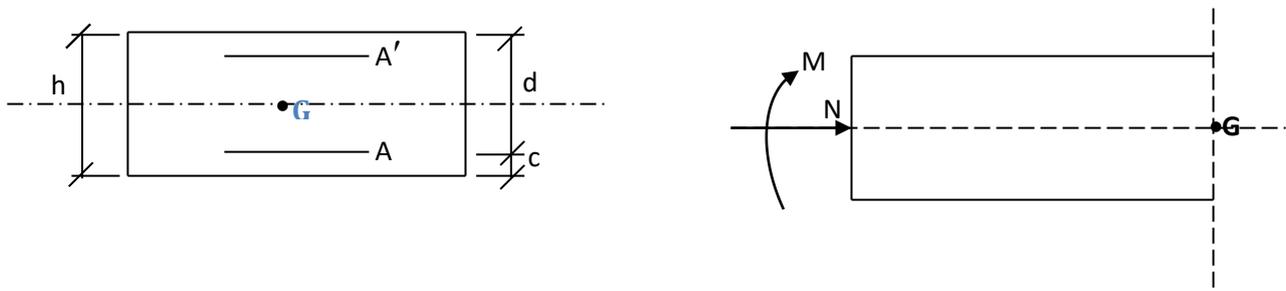


Figure. VI-2 : Diagramme

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 .

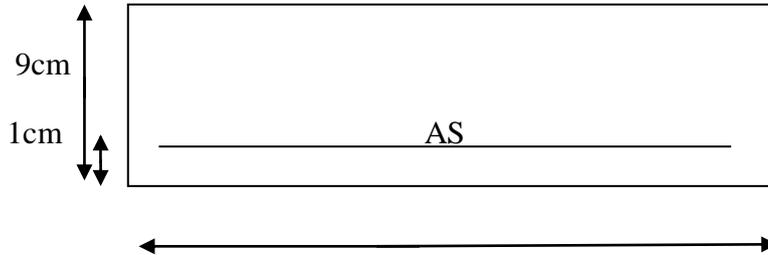


C : Centre de poussée

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)

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

$\mu < 0,186$; $\epsilon_s = 10\%$ 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 :

$$y^3 + P y^2 + q = 0 \dots\dots\dots (1)$$

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

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

On a une fissuration préjudiciable :

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

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

VI.3.6 :Vérification De L'effort Tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

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

$$\bar{\tau}_u = \min \{0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}\} = 2,5 \text{ MPa}$$

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

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, $A = 0,25$

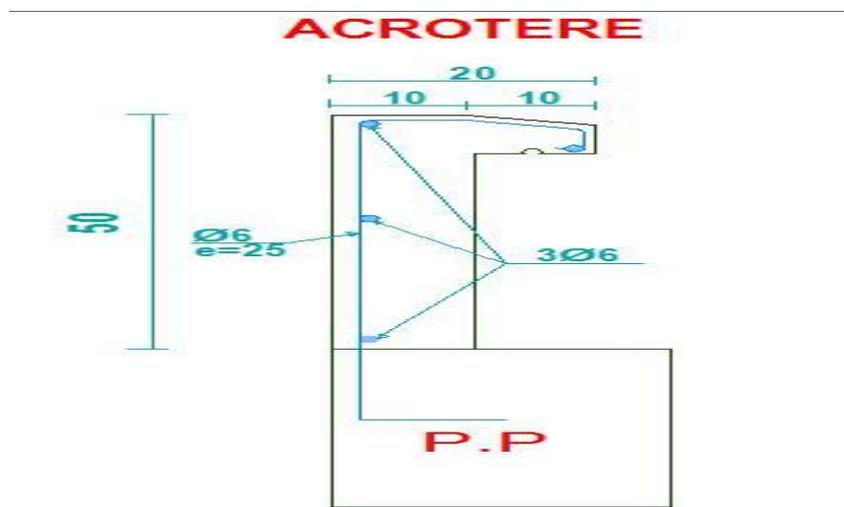
C_P : facteur des forces horizontales ($C_P=0,8$) élément consol

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 des escaliers

VII.1 : Détermination des sollicitations

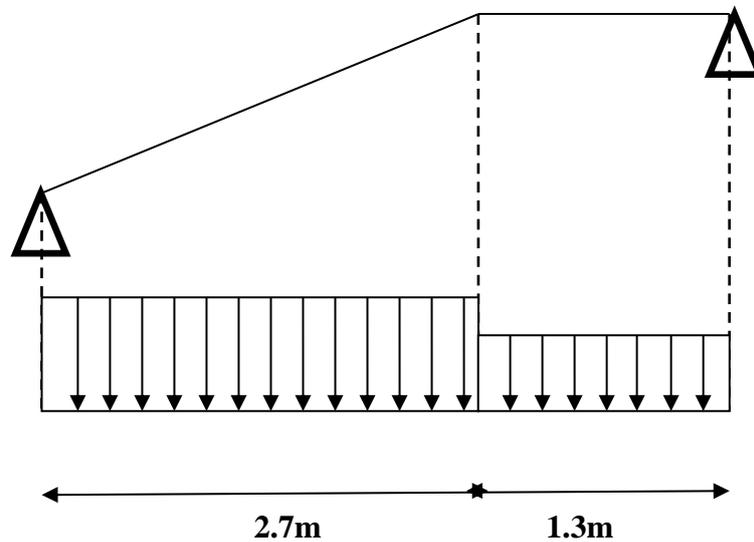


Schéma statique d'escalier

a. E.L.U :

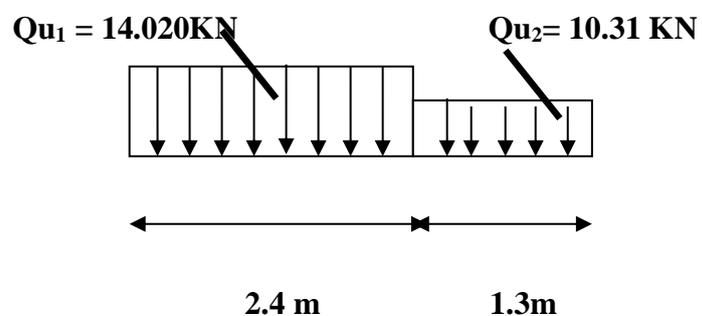
Paillasse : $G = 7.61 \text{ kn.m}$ $Q = 2.5 \text{ kn.m}$ Palier : $G = 4.86 \text{ kn.m}$ $Q = 2.5 \text{ kn.m}$

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

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

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

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



b. Réactions des appuis

$$\sum F_v = 0 \rightarrow RA + RB = (qu1 \times 2.7) + (qu2 \times 1.3)$$

$$RA + RB = (14.02 \times 2.7) + (10.31 \times 1.3)$$

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

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

$$= 4 RA - 69.33 - 8.71$$

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

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

Effort tranchant et moment fléchissant :

$$0 \leq x \leq 2.7$$

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

$$\begin{cases} T(0) = 15.16 \text{ KN} \\ T(2.7) = -22.69 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(2.7) = -10.17 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$2.7 \leq x \leq 4$$

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

$$\begin{cases} T(2.7) = -22.69 \text{ KN} \\ T(4) = -36.097 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M(2.7) = -10.17 \text{ KN.m} \\ M(4) = -48.39 \text{ KN} \end{cases}$$

Diagramme de l'effort tranchants :

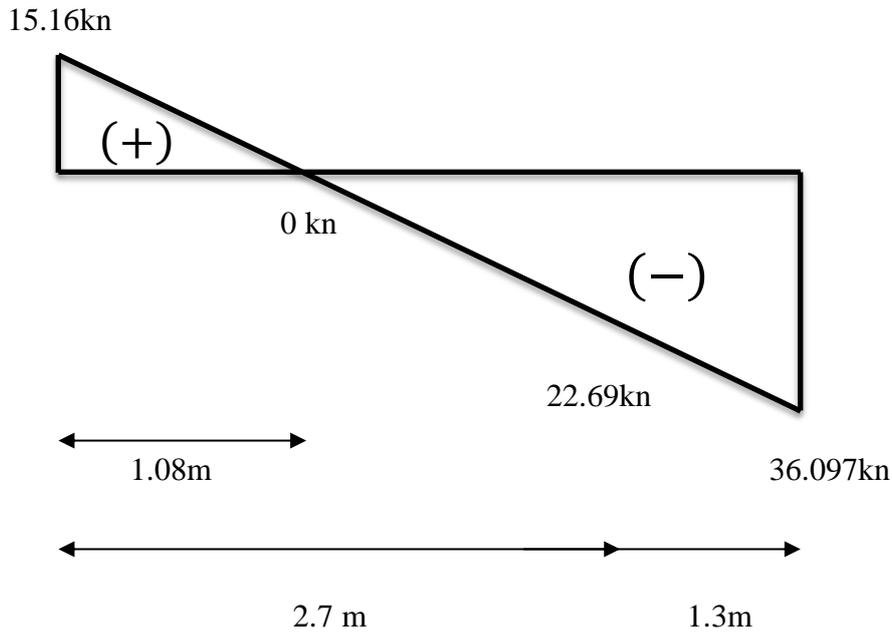
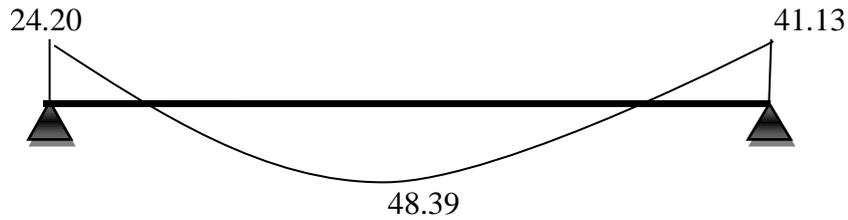


diagramme des moments



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				
2.7	-	-22.69	-10.17				
4	28.85	-36.097	-48.39				

Conclusion :

(E.L.U) :

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

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

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

ELS :

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

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

$T_{max} = 24.09$

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.

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

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

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

$$Ast = \frac{Mt_{max}}{\beta \cdot d \cdot \delta bc} = \frac{41.13 \times 10^{-3}}{0.93 \times 0.135 \times 348} = 9.14 \text{ cm}^2$$

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 15 cm

Condition de non fragilité :

La section minimale est :

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

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

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

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

Armatures de répartition

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

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

a.2 En appui

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

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

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

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

Espacement :

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

$$e \leq (8d; 33 \text{ cm})$$

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

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

Une barre de T10 chaque 15 cm

Condition de non fragilité :

La section minimale est :

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

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

(Condition vérifier $Ast_{appuis} \geq 2,12 \text{ cm}^2$)

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

Armature de répartition

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

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

	Ferraillage calculé (cm ²)	Ferraillage 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 Tableau de ferraillage

VII.4 Étude de la poutre palière :

VII.4.1 Dimensionnement :

Selon le BAEL91, le critère de rigidité est :

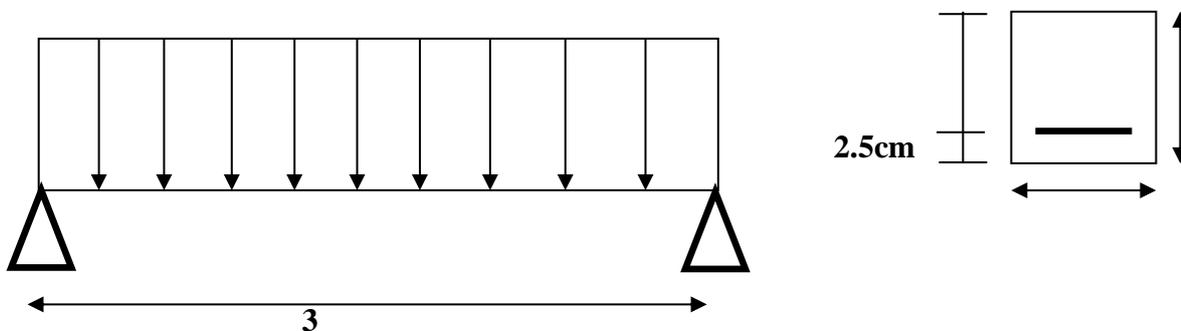
$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{370}{15} \leq h \leq \frac{370}{10} & \text{on prend } h_t = 35\text{cm} \\ 0.4 h_t \leq b \leq 0.8 h_t \Rightarrow 14 \leq b \leq 28 & \text{on prend } b = 25\text{cm} \end{cases}$$

1. Vérification des conditions RPA99 (version 2003) :

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

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

Suivant R.P.A : $\min (h, b) > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$



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 : $R_{BU} = 28.85 \text{ KN/m.}$

$R_{BS} = 24.09 \text{ KN/m.}$

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

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

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

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

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

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

5.E.L.S

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

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

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

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

VII.4.3. Calcul du ferrillage :

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.

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

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

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

$$A = \frac{M_{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{48.68 \times 10^{-3}}{0.92 \times 0.135 \times 348} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.11 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max}(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 2.11 \text{ cm}^2$$

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.

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.08$$

$$\beta = 1 - 0.40\alpha = 0.97$$

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

$$A = \frac{M_{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{18.25 \times 10^{-3}}{0.97 \times 0.135 \times 348} = 4.004 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.11 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max}(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 4.004 \text{ cm}^2 \quad \text{Choix : 3T14}$$

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:

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

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

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

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

- Armatures transversales :

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

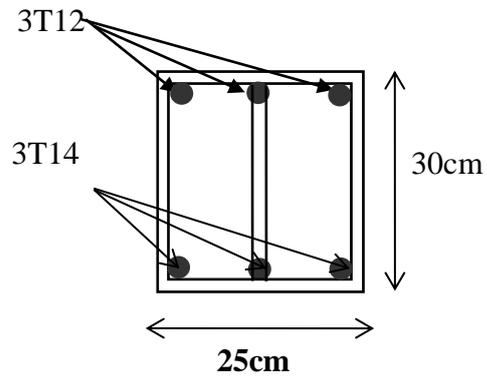
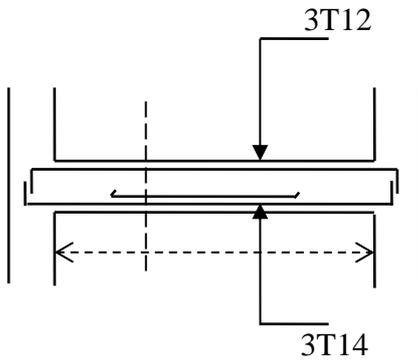
Soit $\phi = 8 \text{ mm}$

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

Calcul de l'espacement :

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

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



VII.1 Introduction :

Un ascenseur est un dispositif mobile assurant le déplacement des personnes (et des objets) en hauteur sur des niveaux définis d'une construction.

Les dimensions et la construction et le contrôle en temps réel pendant l'usage des ascenseurs permettent l'accès sécurisé des personnes.

VII.2 Etude de la cage d'ascenseur :

L'ascenseur moderne mécanique est constitué de trois composants :

Le treuil de levage et sa poulie.

La cabine ou la benne.

Le contre poids

Calcule le poids du contre poids

$$P_{cp} = P_m + \frac{Q}{2}$$

Avec :

P_m « poids mort » : le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.

Q : la charge en cabine.

P_{cp} : le poids de contre poids

Dans notre structure l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes dont la charge nominale est de 675 kg pour 9 personnes avec une surface utile de la cabine et de 1,68m².

Largeur : 1,20 m

Profondeur : 1,40 m

Hauteur : 2,135 m

La Largeur de porte : 0,8m

La hauteur de porte : 2,10m

La hauteur de la course : 34 m

VII .2.1 Définir le poids de l'ascenseur :

1. Poids du treuil et du moteur est égale à 12,00KN

2. Le poids de la cabine P_c est égale à 466 Kg = 4.66 KN

3. Le poids mort total est :

$$P_m = \sum M_i = 2350Kg = 23.50KN$$

4. Le contre poids P_{cp} :

$$P_{cp} = 2350 \frac{675}{2} = 2687.5Kg = 26.875Kn$$

Le poids des câbles M_g :

$$M_g = m \cdot n \cdot l$$

avec :

masse linéaire de câble m = 0.515Kg/m

n: le nombre des câbles n =2 câbles

L :longeur des câbles L=37.4m

M_g=38.52Kg

VII .3 Dalle machine :**VII .3.1 Introduction :**

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de L'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

Pré dimensionnement de la dalle machine :

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine

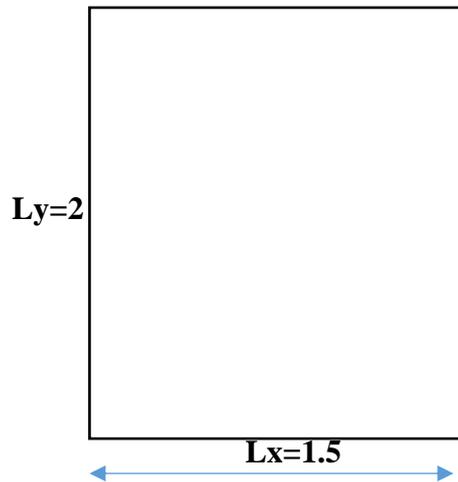


Figure VII.51. Dimension de la Dalle machine

$$S_{ascenseur} = 2 \times 1.5$$

$$S_{ascenseur} = 3 \text{ cm}^2$$

Résistance à la flexion :

$$\frac{L_y}{50} \leq e \leq \frac{L_y}{40}$$

$$\frac{200}{50} \leq e \leq \frac{200}{40}$$

$$4 \leq e \leq 5$$

Condition de l'E.N.A :

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine $e \geq 25 \text{ cm}$

Condition de flèche :

$$\frac{e}{L_y} \leq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_y}$$

$$\text{Avec } M_t = 0.85 M_y$$

Alors :

$$\frac{e}{L_y} \leq \frac{1}{20} \times \frac{0.85 M_y}{M_y}$$

$$\frac{e}{200} \leq \frac{1}{20} \times 0.85$$

$$e \leq 8.5$$

On prend l'épaisseur minimale de la dalle machine **e=25cm**

Charge et surface :

Charges permanentes

$$G_{ascenseur} = \frac{P_m + P_{cp} + P_{treuil} + M_g}{S}$$

$$G_{ascenseur} = \frac{23.50 + 26.88 + 12 + 0.38}{3}$$

$$G_{ascenseur} = 23.24$$

G_{dalle machine} = e × P_{béton}

Avec :

e : épaisseur de la dalle machine

P : poids propre de béton

Dalle Machine	EP=25cm	P=25	0.25*25=6.25KN/m²
Enduit en ciment	EP=2cm	P=20	0.2x20=0.40KN/m²

Tableau VII.21. Descente de charge d'Ascenseur

G_{Dalle machine} = 6.65 KN/m²

GT = G_{ascenseur} + G_{Dalle machine}

$$GT = 23.24 + 6.65$$

$$GT = 29.89 \text{ KN/m}^2$$

Surcharge d'exploitation :

Surcharge d'ascenseur : $Q = 675 \text{ kg} = 6,75 \text{ KN}$ $Q_{ascenseur} = QS$

Avec :

S : surface de la dalle machine

$$Q_{ascenseur} = 6.75 \times 2.7$$

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

Q_{Dalle machine} = 1KN/m²

$$QT = Q_{ascenseur} + Q_{Dalle machine}$$

$$QT = 2.5 + 1$$

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

VIII .3.2 Calcul Des Sollicitations :

ELU

$$qu = 1.35G + 1.5Q \quad qu = 1.35(29.89) + 1.5(3.5) \quad qu = 45.60 \text{ KN/m}$$

ELS

$$qu = G + Q$$

$$qu = 29.89 + 3.5 \quad qu = 33.39 \text{ KN/m}$$

Calcul des efforts :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \geq 0.4$$

$$\alpha = \frac{1.5}{2} \geq 0.4$$

$$\alpha = 0.75 \geq 0.4$$

Donc la dalle porte dans les deux sens.

$$\mu_x = \frac{1}{8(1 + 2.4a^2)}$$

$$\mu_y = a^3(1.9 - 0.9a)$$

$$\mu_x = \frac{1}{8(1 + 2.4(0.75)^2)} = 0.053$$

$$\mu_y = (0.75)^3(1.9 - 0.9(0.75)) = 0.51$$

$$M_x = \mu_x \times qu \times (L_x)^2$$

$$M_x = 0.053 \times 45.60 \times (1.5)^2 = 5.44 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

$$M_y = 0.51 \times 5.44 = 2.78 \text{ KN.m}$$

calcul des moment

En Travée

$$M_{utx} = 0.85 M_x = 0.85 \times 5.44 = 4.63 \text{ KN.m}$$

$$M_{uty} = 0.85 M_y = 0.85 \times 2.78 = 2.36 \text{ KN.m}$$

$$M_{uT} = (M_{utx} ; M_{uty}) = 4.63 \text{ KN.m}$$

En appuit

$$M_{utx} = 0.3 M_x = 0.3 \times 5.44 = 1.63 \text{ KN.m}$$

$$M_{uty} = 0.3 M_y = 0.3 \times 2.78 = 0.83 \text{ KN.m}$$

$$M_{uT} = (M_{utx} ; M_{uty}) = 1.63 \text{ KN.m}$$

VIII .3.3 Ferrailage de la dalle machine :

ELU

• **En travée**

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

$$\sigma_s = \frac{0.85 f_c}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

On a $M_{uT} = 4.63 \text{ KN.m}$

$$\sigma_s = \frac{MuT}{bd^2fbc} = \frac{4.63 \times 10^{-3}}{1 * 0.225^2 * 14.17} = 0.0057 < 0.186$$

$$\text{Pivot A : } \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.057})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.073 \quad \beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - (0.4 \times 0.073) = 0.971$$

$$Ast = \frac{MuT}{bd\sigma_s} = \frac{4.63 \times 10^{-3}}{0.971 * 0.225 * 348} = 0.000539m^2 = 0.54cm$$

On prend 7T 12 avec $Ast = 7.92cm$

En appuie :

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

$$\sigma_s = \frac{0.85f_c28}{\gamma_s} = 348MPa$$

On a $MuT = 1.63KN.m$

$$\sigma_s = \frac{MuT}{bd^2fbc} = \frac{1.63 \times 10^{-3}}{1 * 0.225^2 * 14.17} = 0.002 < 0.186$$

$$\text{Pivot A : } \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.002})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.0037 \quad \beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - (0.4 \times 0.0037) = 0.998$$

$$Ast = \frac{MuT}{bd\sigma_s} = \frac{1.63 \times 10^{-3}}{0.998 * 0.225 * 348} = 0.0000188m^2 = 0.19cm^2$$

On prend 7T 12 avec $Ast = 7.92cm$

Condition non fragilité

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b.d.f_{tj}}{f_e} = \frac{0.23 \times 1 \times 0.225 \times 2.1}{400} = 0.000271 m^2$$

$$Ast > A_{min} \quad C.V$$

Armature de répartition :

$$Ar = \frac{Ast}{4}$$

$$Ar = \frac{7.91}{4} = 1.97cm^2$$

Calcul de l'espacement :

$$Esp = \min(1.5d ; 40cm)$$

$$Esp = \min((22.5) \times 1.5 ; 40cm)$$

$$Esp = \min(33.75 ; 40cm)$$

$$Esp = 33.75cm \text{ On Prend}$$

$Esp = 20cm$ On adopte 7T12 de section $7,91 \text{ cm}^2$ pour les armatures longitudinales et de répartition

Vérification au cisaillement :

$$\bar{\tau}_{\max} = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right) = \min \left(0.2 \times \frac{25}{1.5}; 5\text{MPa} \right) = 3.33\text{MPa}$$

$$T_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d}$$

$$T_{\max} = \max(T_x; T_y)$$

$$T_x = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{2L_x + L_y}$$

$$T_y = \frac{q_u \times L_y}{3}$$

$$T_x = \frac{45.60 \times 1.5 \times 2}{2 \times 1.5 + 2}$$

$$T_y = \frac{45.60 \times 2}{3}$$

$$T_y = 22.8$$

$$T_x = 30.4$$

$$T_{\max} = \max(T_x; T_y)$$

$$T_{\max} = 30.4 \text{ KN}$$

$$T_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d}$$

$$T_u = \frac{30.4 \times 10^{-3}}{1 \times 0.225}$$

$$\bar{\tau}_{\max} = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right) = \min \left(0.2 \times \frac{25}{1.5}; 5\text{MPa} \right) = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_u \leq \tau_{\max}$$

Vérification à E.L.S :

Donc la dalle porte dans les deux sens

$$\mu_x = \frac{1}{8(1 + 2.4a^2)}$$

$$\mu_y = a^3(1.9 - 0.9a)$$

$$\mu_x = \frac{1}{8(1 + 2.4(0.75)^2)}$$

$$\mu_y = (0.75)^3(1.9 - 0.9(0.75))$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times (L_x)^2$$

$$M_x = 0.053 \times 33.39 \times (1.5)^2 = 3.98 \text{ KN.m}$$

$$My = \mu_y \times Mx$$

$$My = 0.51 \times 3.98 = 2.03 \text{ KN.m}$$

$$Mutx = 0.85Mx = 0.85 \times 3.98 = 3.38 \text{ KN.m}$$

$$Muty = 0.85My = 0.85 \times 2.03 = 1.72 \text{ KN.m}$$

$$Ma = 0.5Mx = 0.5 \times 3.98 = 1.99 \text{ KN.m}$$

Etudes sismique

IX.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.

IX.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.

IX.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 : $H = \langle 38.08 \text{ m} \rangle > 23 \text{ m}$; 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.

IX.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.

IX.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

IX.5 : Calcul dynamique de la structure :

IX.5.1: calcul de la force sismique totale :

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

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

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

IX.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 IX.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)

$$A = 0,15 \text{ (Zone IIa, groupe d'usage 2)}$$

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

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

Période T_1 et T_2 du site considéré: **S3**

$$\begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,50 \text{ s} \end{cases}$$

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

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 IX.3 : valeurs du coefficient C_T

Donc

$$T = C_T \cdot h_N^{\frac{3}{4}} \quad T = 0.05 * (38.04)^{\frac{3}{4}} \quad T = 0.77s$$

$$T = 0.09 \left(\frac{h_n}{\sqrt{Ly}} \right) \quad T = 0.09 \left(\frac{38.04}{\sqrt{22.00}} \right) \quad T = 0.73s$$

$$T = 0.09 \left(\frac{h_n}{\sqrt{Lx}} \right) \quad T = 0.09 \left(\frac{38.04}{\sqrt{22.30}} \right) \quad T = 0.72s$$

Sens longitudinale

$$T_2 = 0.50s \quad ; \quad T_1 = 0.72s$$

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

IX.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 IX.4: de l'amortissement

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

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

Donc :

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

$$\Rightarrow D = 2.5 * 0.763 * \left(\frac{0.50}{0.72}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.54$$

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

IX.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

IX.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.

IX.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 trois (03) travées dont le rapport des portées est inférieur **1.5**

Sens longitudinal

$$5/5.5 = 0.90 < 1.5 \quad \text{C.V}$$

$$5.5/5.5 = 1 < 1.5 \quad \text{C.V}$$

$$5.5/4.5 = 1.22 < 1.5 \quad \text{C.V}$$

→ Critère non observé ($P_q = 0$)

Sens transversale

$$\left. \begin{array}{l} 3.6/3.6 = 1 < 1.5 \quad \text{C.V} \\ 3.6/3.7 = 0.97 < 1.5 \quad \text{C.V} \\ 3.7/3.7 = 1 < 1.5 \quad \text{C.V} \\ 3.7/3.7 = 1 < 1.5 \quad \text{C.V} \\ 3.7/3.7 = 1 < 1.5 \quad \text{C.V} \end{array} \right\}$$

→ Critère non observé ($P_q = 0$)

IX..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

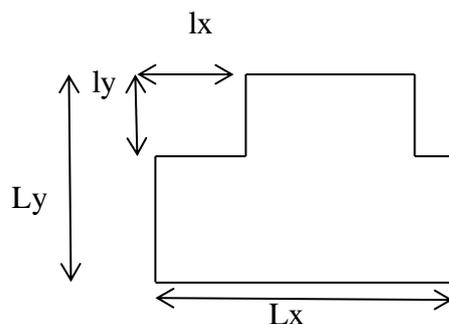
Nous avons (05) files $\Rightarrow 5 > 4$

Critère non observée $p_q = 0$

2.b)Sens longitudinal

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

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

IX.5.6.3 : Régularité en plan :

$$\text{longueur} / \text{largeur} = 22.30 / 22 = 0.25 < 1.01 < 4$$

$$\frac{l_x}{L_x} < 0.25 \rightarrow \frac{3.7}{22.30} = 0.17 < 0.25 \text{ cv}$$

$$\frac{l_y}{L_y} < 0.25 \rightarrow \frac{10}{22} = 0.17 < 0.45 \text{ ncv}$$

$$\frac{l_x}{L_x} < 0.25 \rightarrow \frac{7.2}{22.30} = 0.32 < 0.25 \text{ ncv}$$

Donc : Critère non observée $p_q = 0.05$

IX.5.6.4 : Régularité en élévation :

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

IX.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 : **$P_q = 0.05$**

IX.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 : **$P_q = 0$**

$$\text{Donc : } \begin{cases} Q_x = 1 + (0 + 0 + 0.05 + 0.05 + 0 + 0) = 1.05 \\ Q_y = 1 + (0 + 0 + 0.05 + 0.05 + 0 + 0) = 1.05 \end{cases}$$

$$Q = 1.10$$

Critère q	Pq	
	longitudinal	Transversal
1/ conditions minimales sur les files de contreventement	0	0
2/ redondance en plan	0	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: IX.5 : Pénalité en fonction de critère de qualité : (RPA 99 Tab 4.4)

IX-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 fixes 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 IX.6 : coefficient de pondération β

✓ **Poids de la structure :**

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

IX.7 Modélisation :**IX.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 :

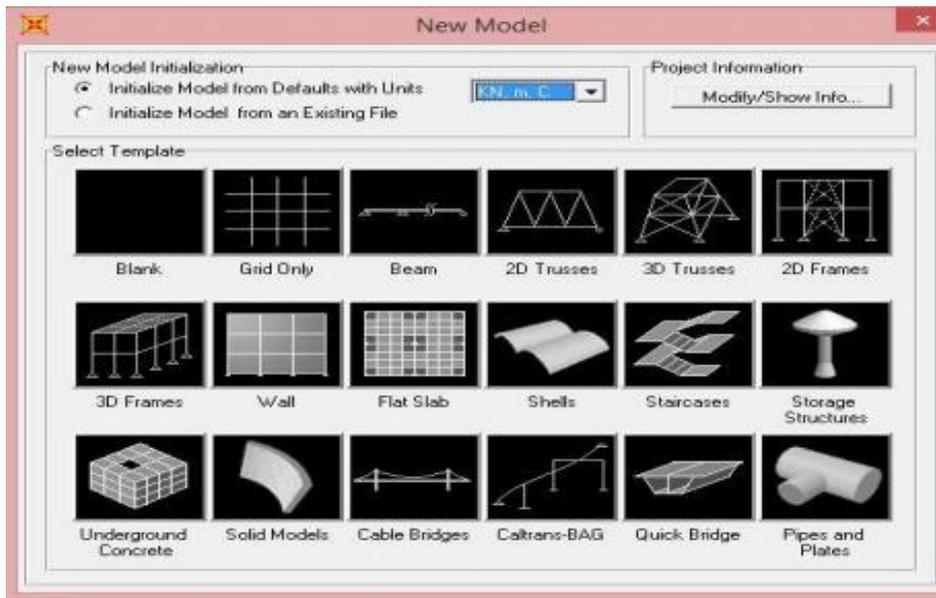


Figure IX.1. Définir un nouveau Modèle

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

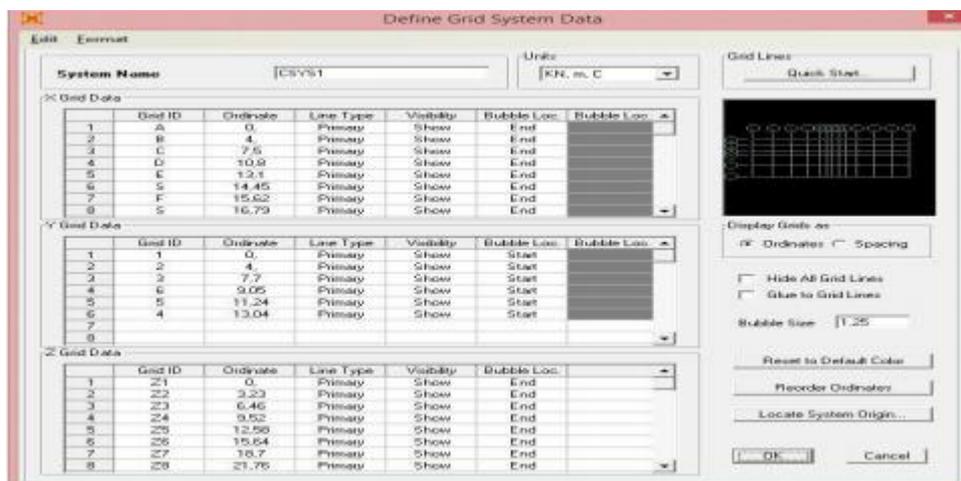


Figure IX.2 Définition des Dimensions de la Grille

b) Définitions des matériaux et des sections :

Dans cette étape on commence par la définition du béton

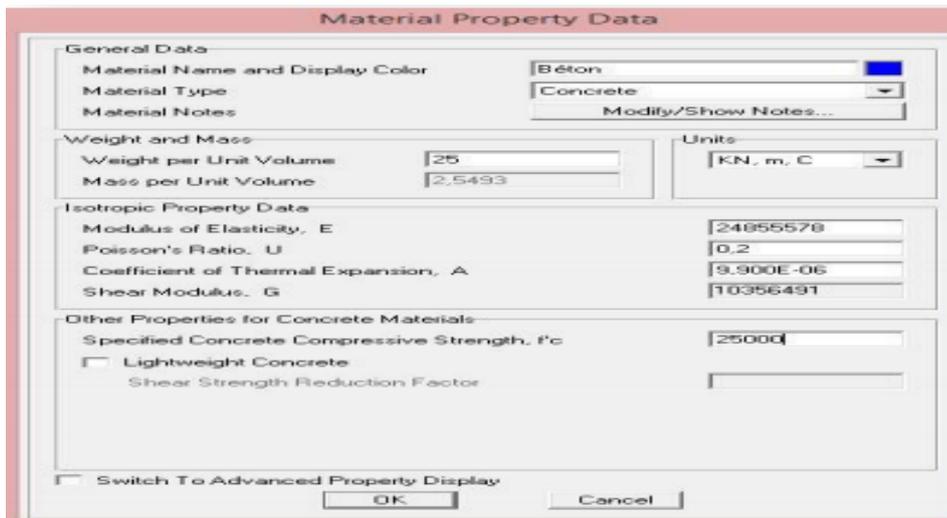


Figure IX.3 Définir Les Matériaux

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

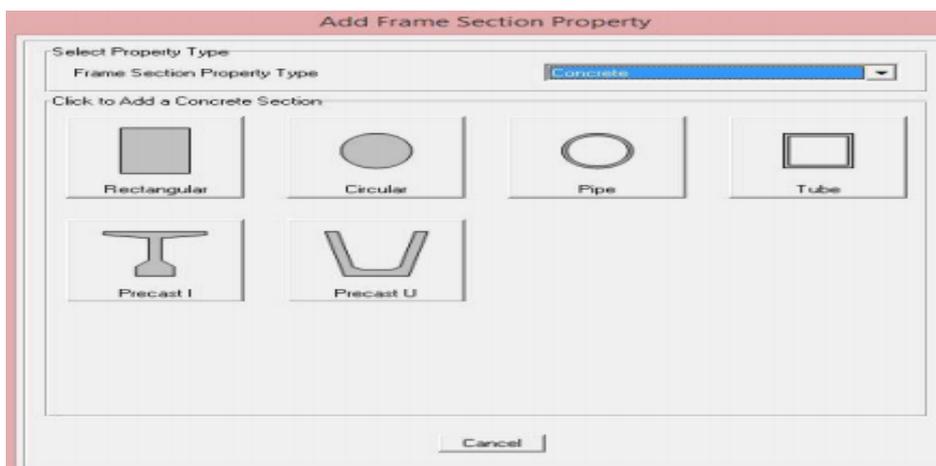


Figure IX.4. Définir la section des poteaux 1

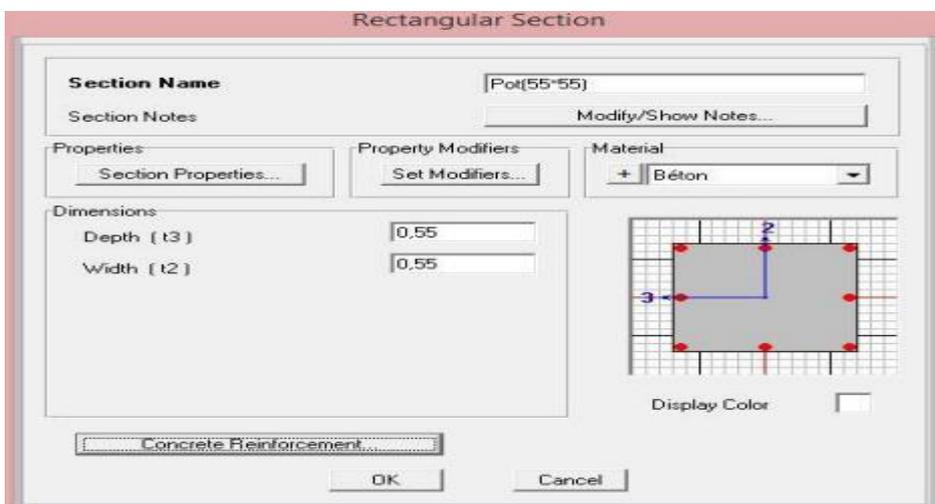


Figure X.5 . Définir la section des poteaux 2

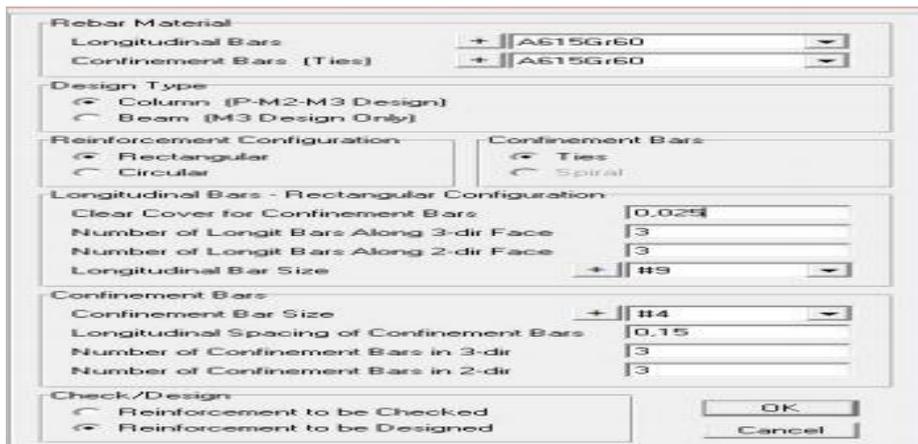


Figure X.6. Définir la section des poteaux 3

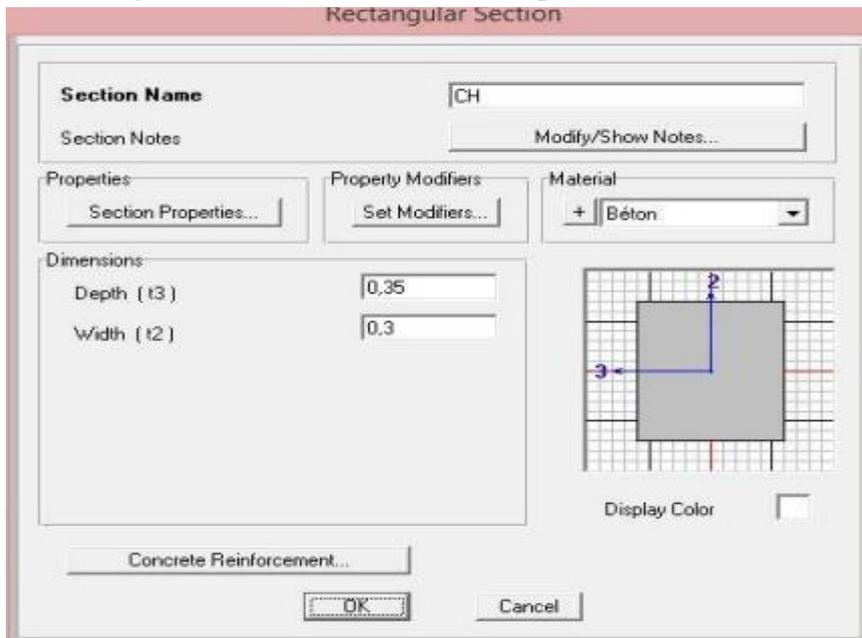
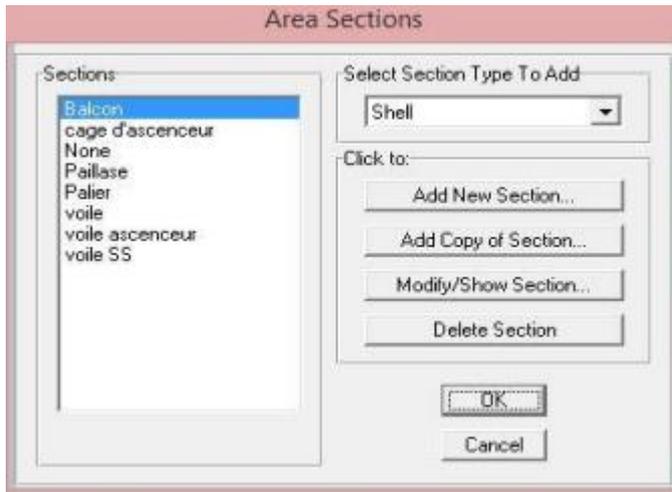
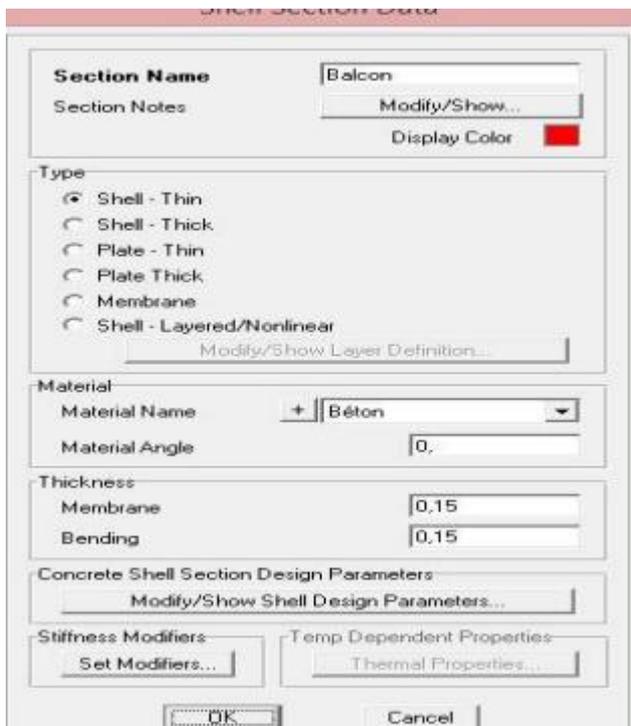


Figure IX.7 Définir la section des poutres et chainages 1



Figure IX.8 Définir la section des poutres et chainages 2**Définition des matériaux en dalle pleine (Area Sections) :**

Balcon, voile, palier de repos, paillasseetc

**Figure IX.9** Définir Balcon 1**Figure IX.10** Définir Balcon 2

d) Définition des charges

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

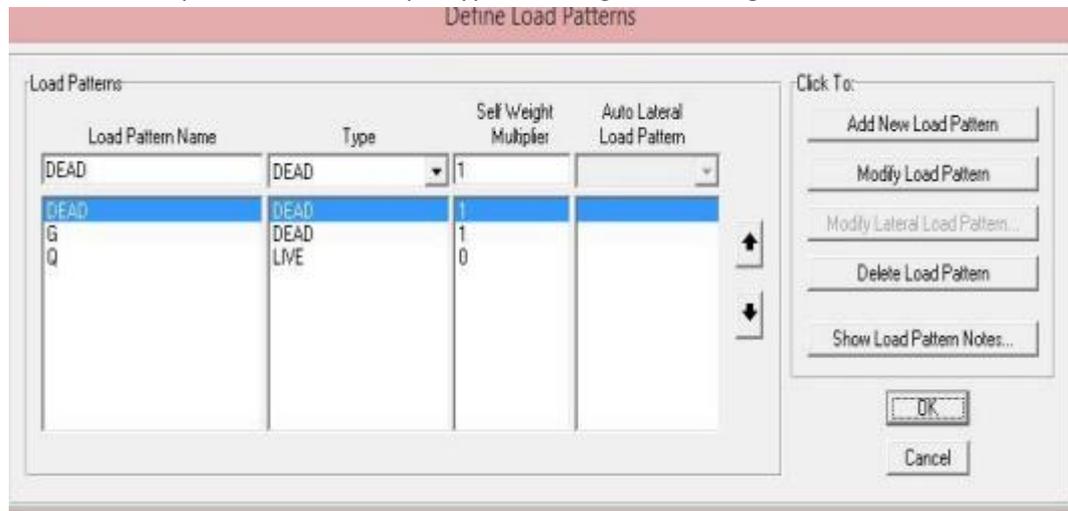


Figure IX.12 Définir les charges 1

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

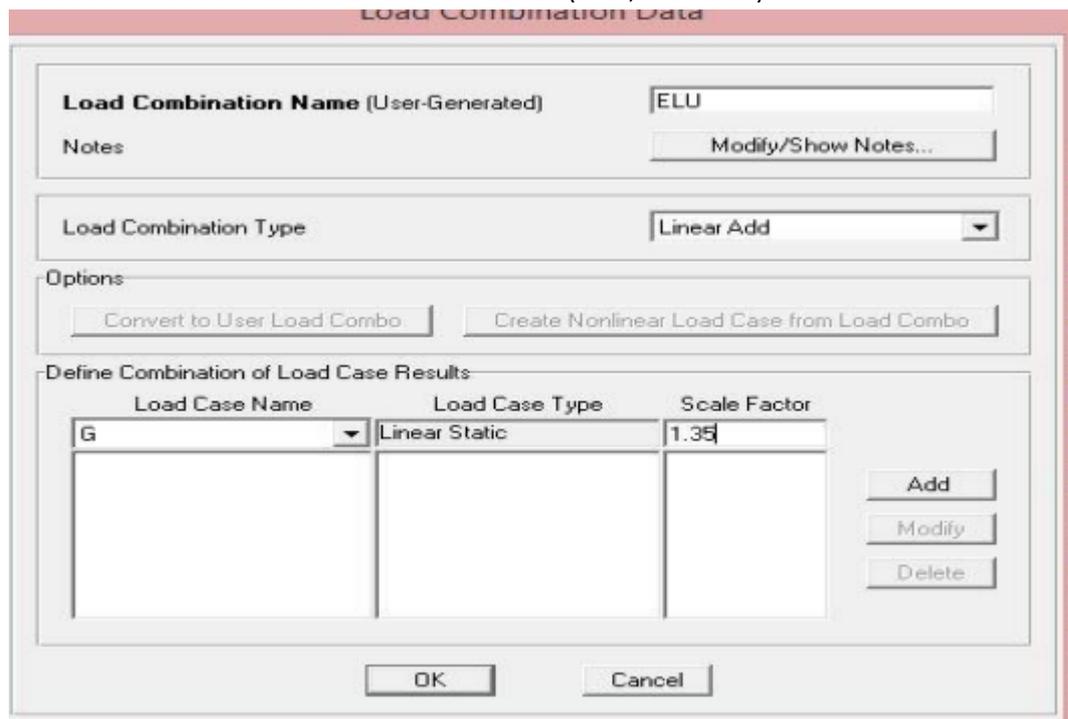


Figure IX.13 Définir les Charges 2

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



Figure IX.14 Définir système d'appuis

La masse source :

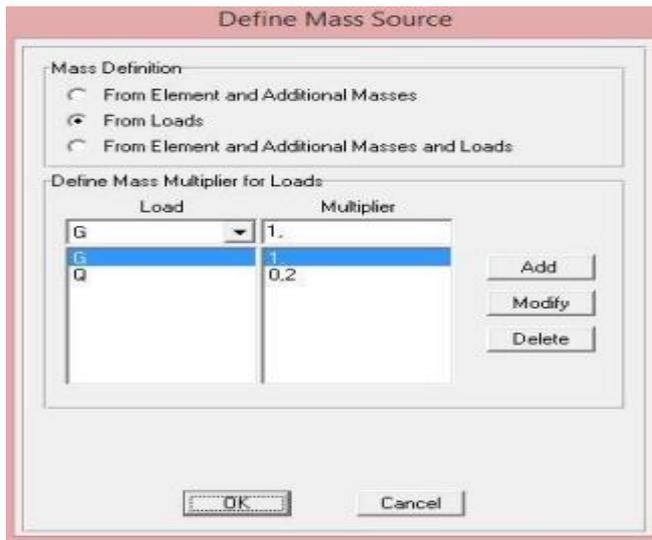


Figure X.15 . Définition de la masse

Le diaphragme :

Définir un diaphragme regroupant tous les nœuds du plancher



Figure IX.16 Définition des Diaphragme 2

IX.6 Dispositions des voiles :

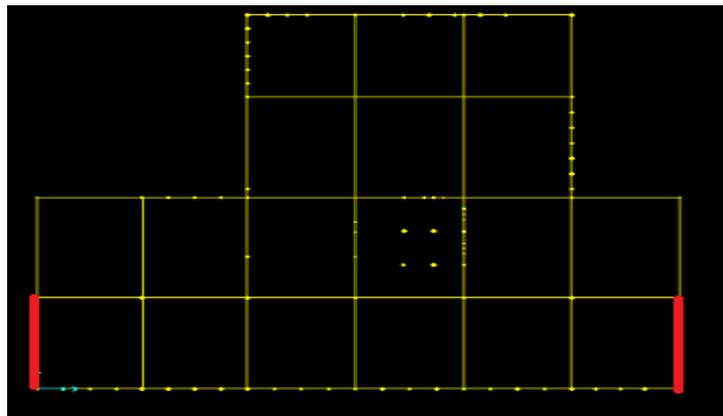


Figure IX.17 1er Dispositions des voiles T=1.018

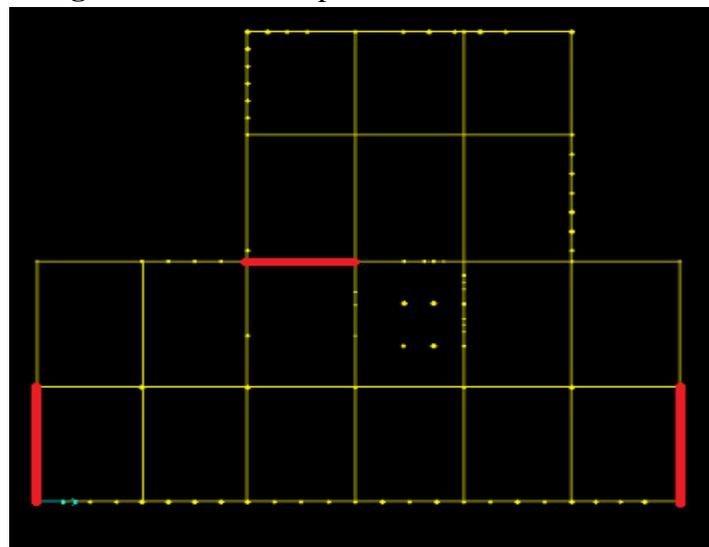


Figure X.18 2eme Dispositions des voiles T=0.97

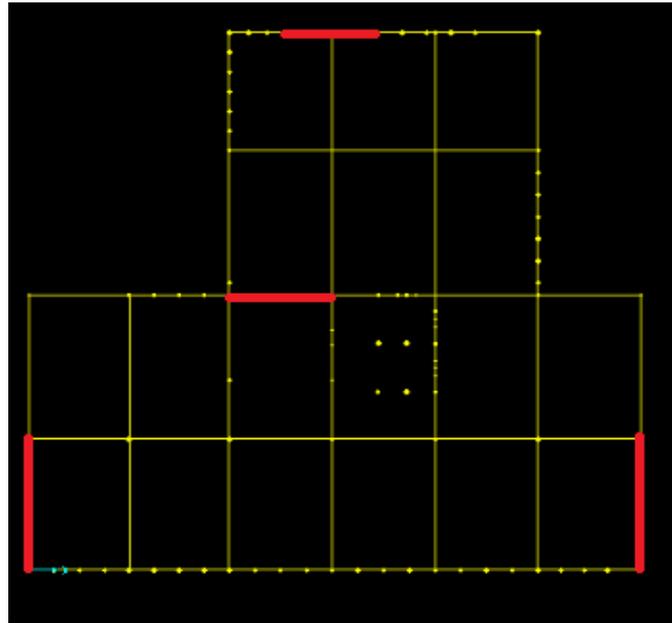


Figure IX.19 3eme Dispositions des voiles T=0.81

2Justification vis-à-vis l'estimation de la période fondamentale :

❖ *1,3 Tstatique ≥ Tdynamique*

Après plusieurs analyses on opte pour :

1.3 (0.72) = 0.93s ≥ 0.81s

Mode	Période (sec)	Masses Modale U _x (%)	Masses Modale U _y (%)	Masses Modale U _x (%)
Mode1	0.818328	0.58528	0.00258	0.00000232
Mode2	0.636072	0.00017	0.6279	0.000005592
Mode3	0.558361	0.08478	0.0125	0.000005763
Mode	0.238463	0.12646	0.00045	0.000003044
Mode	0.173776	1.3E-05	0.17992	0.00009495
Mode	0.153113	0.02072	0.00453	0.000005754
Mode	0.111429	0.04686	0.00043	0.00006892
Mode	0.079281	0.00028	0.07084	0.00143
Mode	0.074567	1.86E-05	0.00073	0.23718
Mode	0.073638	0.00068	0.00016	0.03876
Mode	0.07141	0.02102	0.00257	0.00038
Mode	0.067832	0.00076	1.07E-05	0.00902

Tableau IX-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

ETAGE	Poids (KN)
10eme etage	58.95281
9eme étage	97.57693
8eme étage	126.628
7eme étage	694.25492
6eme étage	1307.30802
5eme étage	1683.97529
4eme étage	3179.55817
3eme étage	6280.81933
2eme étage	7100.04436
1er ETAGE	7280.49782
RDC	7741.81172
S.SOL	8580.16994
TOTAL	44131.5973

Tableau IX.9 : Récapitulation des poids des différents niveaux

*Méthode statique équivalente (vérification)

Paramètre	A	D	Q	R	W	T ₁	T _{tr}	H
Résultat	0.15	1.54	1.10	5	44131.597	0.78	0.78	0,763

Tableau IX.10 : Récapitulatif des résultats

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

$$\begin{cases} V_{lg} = \frac{AD_{lg}Q_{lg}}{R} W \\ V_{tr} = \frac{AD_{tr}Q_{tr}}{R} W \end{cases} \quad \begin{cases} V_{lg} = \frac{0.15 \cdot 1.54 \cdot 1.10}{5} * 44131.597 \\ V_{tr} = \frac{0.15 \cdot 1.54 \cdot 1.10}{5} * 44131.597 \end{cases}$$

$$V_{lg} = V_{tr} = 2242.768 \text{ Kn}$$

✓ Vérification de la résultante des forces sismiques :

	$V_{dynamique}$	$V_{statique}$	$0.8 \times V_{statique} < V_{dynamique}$
Y	1988.308	2109.207	Condition v
X	994.049	1006.898	Condition v

Tableau IX.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 :

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

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

B_c : Section de poteau.

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton à 28 jours.

Etude des éléments structuraux

X.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.

X.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)

X.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

$$\begin{cases} G + Q \pm 1,2E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$$

X.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:**

$$N_{u\text{coresp}} = 1363.84 \text{ kn}$$

$$M_{u\text{max}} = 267.50 \text{ kn}$$

$$h = 0.60\text{m} ; b = 0.60\text{m} ; d = 0.9h = 0.54 ; d' = 0.1h = 0.06\text{m}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u}$$

$$e = \frac{367.50 \times 100}{1363.84}$$

$$e = 19.61\text{cm}$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d'$$

$$e_a = 26.95 + \frac{60}{2} - 6$$

$$e_a = 43.61\text{cm}$$

$$M_a = N_u \times e_a$$

$$M_a = 1363.84 \times 10^{-3} \times 0.43$$

$$M_a = 0.59\text{MN.m}$$

$$a = (0.337h - 0.81d') \times b \times h^2 \times \delta_{bc}$$

$$a = (0.337 \times 0.6 - 0.81 \times 0.06) \times 0.6 \times 0.6^2 \times 14.17$$

$$a = 0.47$$

$$b = N_u \times (d - d') - M_a$$

$$b = 1363.84 \times 10^{-3} \times (0.54 - 0.06) - 0.7$$

$$b = 0.067$$

$$a > b$$

Le Calcul sera en flexion simple

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

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

$$\mu = \frac{Ma}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{0.59}{0.6 \times 0.54^2 \times 14.17} = 0.23$$

$$\mu = 0.23 > 0.186 \Rightarrow \text{Pivot B}$$

$$\varepsilon_{sl} = \frac{Fe}{\gamma_s \times E_s} = \frac{400}{1.15 \times 200000} = 0.00173$$

$$\alpha l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times \varepsilon_{sl}} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 0.00173} = 0.669$$

$$\beta_1 = (1 + 0.4 \times \alpha_1)$$

$$\beta_1 = (1 + 0.4 \times 0.669)$$

$$\beta_1 = 1.279$$

$$\mu l = 0.8 \times \alpha_1 \times \beta_1$$

$$\mu l = 0.8 \times 0.669 \times 1.279$$

$$\mu l = 0.685$$

$$\mu l = 0.685 > \mu = 0.23 \Rightarrow \text{on revient au Pivot A}$$

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A'u=0$

$$\sigma_s = fe / \gamma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.23})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.33$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - (0.4 \times 0.565) = 0.87$$

$$A_u = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0.59}{0.87 \times 0.54 \times 348} = 0.003608 \text{ m}^2 \Rightarrow A_s = 36.08 \text{ cm}^2$$

✓ **ELA :**

$$\mathbf{N_{max}} = 12097.69 \text{ KN}$$

$$\mathbf{M_{corsp}} = 221.35 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{h} = 0.60 \text{ m} ; \mathbf{b} = 0.60 \text{ m} ; \mathbf{d} = 0.9\mathbf{h} = 0.54 ; \mathbf{d}' = 0.1\mathbf{h} = 0.06 \text{ m}$$

$$e = \frac{Mu}{Nu}$$

$$e = \frac{221.35 \times 100}{12097.691}$$

$$e=1.83\text{cm}$$

$$ea=e+\left(\frac{h}{2}\right)-d'$$

$$ea=1.83+\left(\frac{60}{2}\right)-6$$

$$ea=25.83\text{cm}$$

$$Ma=Nu \times ea$$

$$Ma=12097.691 \times 10^{-3} \times 0.258$$

$$Ma=3.12$$

$$a=(0.337h-0.81d') \times b \times h^2 \times \delta bc$$

$$a=(0.337 \times 0.6 - 0.81 \times 0.06) \times 0.6 \times 0.6^2 \times 14.17$$

$$a=0.47$$

$$b=Nu \times (d-d') - Ma$$

$$b=12097.691 \times 10^{-3} \times (0.54 - 0.06) - 3.12$$

$$b=2.68$$

$$b > a$$

$$c=(0.5 \times h - d') \times b \times h^2 \times \sigma bc$$

$$c=(0.5 \times 0.6 - 0.06) \times 0.6 \times 0.6^2 \times 14.17$$

$$c=0.74$$

$$b > c$$

$$A = \frac{Ma - \sigma bc \cdot b \cdot h \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right)}{\sigma s \cdot (d - d')}$$

$$A = \frac{3.12 - 14.17 \times 0.6 \times 0.6 \times (0.54 - 0.30)}{348 \times (0.54 - 0.06)}$$

$$A = 11.34 \text{ cm}^2$$

$$A' = \frac{N - 100 \sigma bc \cdot b \cdot h}{100 \cdot \sigma s}$$

$$A' = \frac{12097.691 - 100 \times 14.17 \times 0.6 \times 0.6}{100 \times 348}$$

$$A' = 33.30$$

✓ Selon le RPA 99 version 2003

$$ASR = 0.8\%B \quad ASR = 0.008 \times (0.60 \times 0.60) = 33.8 \text{ cm}^2$$

✓ Choix des Armatures :

$$As = \max(AELU; AELA; ARPA) \quad As = 36.08 \text{ cm}^2$$

On adopte 16T20 avec $As = 36.57 \text{ cm}^2$

✓ Vérification au cisaillement :

$$Tu = 482.13 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_{\max} = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = \min\left(0.2 \times \frac{25}{1.5}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3.33 \text{ Mpa}$$

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

$$\tau_u = \frac{482.13 \times 10^{-3}}{0.6 \times 0.54}$$

$$\tau_u = 1.48 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_{\max} > \tau_u \text{ CV}$$

✓ 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 :

$$\phi t < \min\left(\frac{h}{35}; \phi L; \frac{b}{10}\right)$$

$$\text{Min} \begin{cases} \frac{h}{35} = \frac{60}{35} = 1.71 \\ \frac{b}{10} = \frac{60}{10} = 6 \\ \phi L = 0.8 \end{cases}$$

$$\phi L = 0.8$$

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
POT Sous-sol	60×60	28.8	36.08	12T20	36.57	Ø8
POT RDC +1 ^{er} ETAGE	55×55	24.2	29.7	6T20+6T16	31.4	Ø8
POT 2 ^{eme} +3 ^{eme} ETAGE	50×50	20	23.32	12T16	25.13	Ø8
POT 4 ^{eme} +5 ^{eme} ETAGE	45×45	16.2	19.2	6T16+6T14	18.73	Ø8
POT 6 ^{eme} +7 ^{eme} ETAGE	40×40	12.8	17.8	12T14	16.08	Ø8
POT 8 ^{eme} +9 ^{eme} +10 ^{eme} ETAGE	35×35	9.8	12.9	8T14+4T12	12.32	Ø8

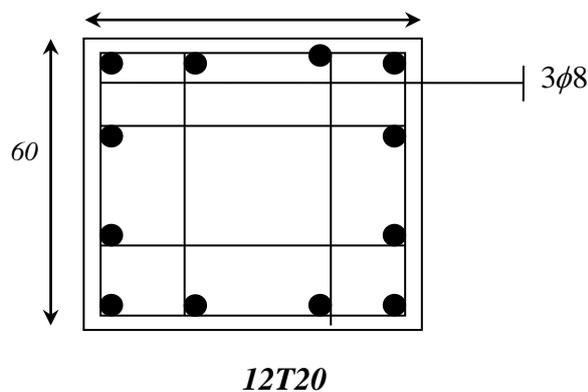


Figure.VI.2 Ferrailage des poteaux

X.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

X.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 le 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 donnée par le logiciel SAP 2000

Les poutres seront calculées on flexion simple

Les poteaux seront calculées on flexion composée

Le calcul se fait avec les combinaisons suivantes :

X.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 la moment maximum et on vérifie avec les combinaison ELS ($G + Q$)

X.2.2.1 : Exemple de calcul des poutres principales :

ELU :

En appui :

$$M_u \max = 144.56 \text{ KN.m}$$

$$b = 0,35 \text{ m} ; h = 0,50 \text{ m} ; d = 0,9h = 0,45 \text{ m} ; d' = 0,1 h = 0,05$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_{max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{144.56}{0.35 \times 0.45^2 \cdot 14.17} = 0.14$$

$$\mu < 0.186 \quad \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$A'_u = 0$$

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

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.14}) = 0.19$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - (0.4 \times 0.19) = 0.924$$

$$A_u = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{144.56 \times 10^{-3}}{0.924 \times 0.45 \times 348} = 0.000999 = 9.99 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.35 \times 0.45 \times 2.1}{400} = 0.000190 \text{ m}^2$$

$$A_s > A_{min} \quad \text{C.V}$$

En travée :

$$Mu_{max} = 181.73 \text{ KN.m}$$

$$b = 0,35 \text{ m} ; h = 0,50 \text{ m} ; d = 0,9h = 0,45 \text{ m} ; d' = 0,1 h = 0,05$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_{max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{181.73 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.45^2 \cdot 14.17} = 0.179$$

$$\mu < 0.186 \quad \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$A'_u = 0$$

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

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.179}) = 0.25$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - (0.4 \times 0.25) = 0.9$$

$$A_u = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{181.73 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.45 \times 348} = 12.8 \text{ cm}^2$$

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 :**

$$M_u \max = 181.12 \text{ KN.m}$$

$$b = 0,35 \text{ m} ; h = 0,50 \text{ m} ; d = 0,9h = 0,45 \text{ m} ; d' = 0,1 h = 0,05$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_{max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{181,12}{0,35 \times 0,45^2 \cdot 14,17} = 0,179$$

$$\mu < 0,186 \quad \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$A'_u = 0$$

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

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,179}) = 0,25$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - (0,4 \times 0,25) = 0,91$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{181,12 \times 10^{-3}}{0,91 \times 0,45 \times 348} = 12,69 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_{sELU} ; A_{sELA}) \Rightarrow (9,99 \text{ cm}^2 ; 12,7 \text{ cm}^2)$$

$$\text{Donc on adopte } 4T14 + 4T16 \Rightarrow A_s = 14,2 \text{ cm}^2$$

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:

$$M_u \max = 209.39 \text{ KN.m}$$

$$b = 0,35 \text{ m} ; h = 0,50 \text{ m} ; d = 0,9h = 0,45 \text{ m} ; d' = 0,1 h = 0,05$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_{max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{209,39}{0,35 \times 0,45^2 \cdot 14,17} = 0,21$$

$$\mu > 0,186 \quad \Rightarrow \text{Pivot B}$$

$$\varepsilon_{sl} = \frac{F_e}{\gamma_s \times E_s} = \frac{400}{1,15 \times 200000} = 0,00173$$

$$\alpha l = \frac{3.5}{3.5+1000 \times \epsilon_{sl}} = \frac{3.5}{3.5+1000 \times 0.00173} = 0.669$$

$$\beta_1 = (1 + 0.4 \times \alpha_1)$$

$$\beta_1 = (1 + 0.4 \times 0.669)$$

$$\beta_1 = 1.279$$

$$\mu l = 0.8 \times \alpha_1 \times \beta_1$$

$$\mu l = 0.8 \times 0.669 \times 1.279$$

$$\mu l = 0.685$$

$$\mu l = 0.685 > \mu = 0.21 \Rightarrow \text{on revient au Pivot A}$$

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A'u=0$

$$A'u=0$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.21}) = 0.30$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - (0.4 \times 0.30) = 0.88$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{209.39 \times 10^{-3}}{0.88 \times 0.45 \times 348} = 0.001523 \text{ m}^2 \Rightarrow A_s = 1523 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_{sELU} ; A_{sELA}) \Rightarrow (12.8 \text{ cm}^2 ; 15.23 \text{ cm}^2)$$

$$\text{Donc on adopte 8T16} \Rightarrow A_s = 16.08 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.35 \times 0.45 \times 2.1}{400} = 0.000190 \text{ m}^2$$

$$A_s > A_{min} \quad \text{C.V}$$

Vérification ELS :

En travée :

$$M_{ser} = 68.063 \text{ KN}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = \frac{15}{b} (Au + A'u)$$

$$D = \frac{15}{35} (12.69 + 0)$$

$$D = 5.44 \text{ cm}^2$$

$$E = \frac{30}{b} (Au \times d + A'u \times d')$$

$$E = \frac{30}{35} (12.69 \times 45 + 0 \times 0.05)$$

$$E = 489.47 \text{ cm}^2$$

$$y = -5.44 + \sqrt{5.44 + 489.47}$$

$$y = 16.80 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3$$

$$I = 55319.04$$

$$\sigma_{bc} = \frac{68.063 \times 10^2}{55319.04} \times 16.80$$

$$\sigma_{bc} = 2.06$$

$$\overline{\sigma_{bc}} > \sigma_{bc} \quad \text{C.V}$$

En Appui :

$$M_{ser} = 136.498 \text{ KN}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = \frac{15}{b} (Au + A'u)$$

$$D = \frac{15}{35} (12.8 + 0)$$

$$D = 5.49 \text{ cm}^2$$

$$E = \frac{30}{b} (Au \times d + Au \times d')$$

$$E = \frac{30}{35} (12.8 \times 45 + 0 \times 0.05)$$

$$E = 493.71 \text{ cm}^2$$

$$y = -5.49 + \sqrt{5.49^2 + 493.71}$$

$$y = 16.85 \text{ cm}$$

$$I = \frac{35}{3} \times y^3$$

$$I = 55814.43$$

$$\sigma_{bc} = \frac{136.498 \times 10^2}{55814.43} \times 13.45$$

$$\sigma_{bc} = 3.28$$

$$\overline{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc} \quad \text{C.V}$$

✓ **Vérification au cisaillement :**

$$Tu = 180.68 \text{ KN}$$

$$\overline{\tau}_{\max} = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma b}; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(0.2 \times \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{Tu \times 10^{-3}}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{180.68}{0.35 \times 0.45}$$

$$\tau_u = 1.14 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_{\max} > \tau_u \quad \text{C.V}$$

✓ **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 :

$$\phi t < \min \left(\frac{h}{35}; \phi L; \frac{b}{10} \right)$$

$$\begin{cases} \frac{h}{35} = \frac{50}{35} = 1.43 \\ \frac{b}{10} = \frac{35}{10} = 3.5 \\ \phi L = 1.6 \end{cases}$$

$$\phi L = 1.6$$

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 $St = 8 \text{ cm}$

✓ **Zone Courante :**

$$St \leq \frac{h}{2} = 22.5$$

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

		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		

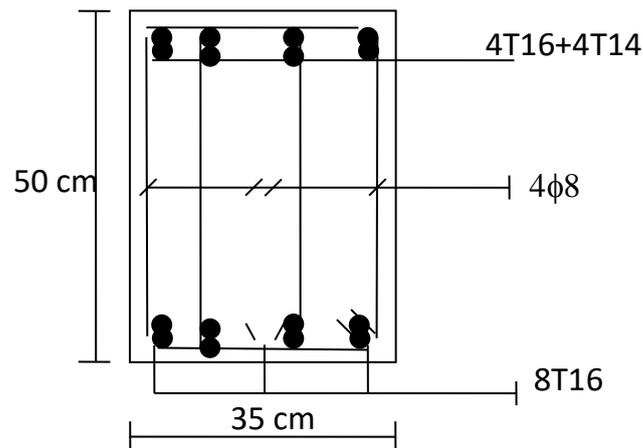


Schéma de ferrailage de la poutre principale

X.2.2.2 : Exemple de calcul des poutres secondaire :**ELU :****En appui :**

$$M_{u \max} = 139.513 \text{ KN.m}$$

$$b = 0,30 \text{ m} ; h = 0,35 \text{ m} ; d = 0,9h = 0,32 \text{ m} ; d^2 = 0,1 h = 0,035$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{139,513 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,32^2 \cdot 14,17} = 0,32$$

$$\mu > 0,186 \quad \Rightarrow \text{Pivot B}$$

$$\varepsilon_{sl} = \frac{F_e}{\gamma_s \times E_s} = \frac{400}{1,15 \times 200000} = 0,00173$$

$$\alpha l = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \times \varepsilon_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \times 0,00173} = 0,669$$

$$\beta_1 = (1 + 0,4 \times \alpha l)$$

$$\beta_1 = (1 + 0,4 \times 0,669)$$

$$\beta_1 = 1,279$$

$$\mu l = 0,8 \times \alpha l \times \beta_1$$

$$\mu l = 0,8 \times 0,669 \times 1,279$$

$$\mu l = 0.685$$

$$\mu l = 0.685 > \mu = 0.32 \Rightarrow \text{on revient au Pivot A}$$

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A'u=0$

$$A'=0$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.32}) = 0.48$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - (0.4 \times 0.48) = 0.810$$

$$A_u = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{139.513 \times 10^{-3}}{0.810 \times 0.32 \times 348} = 0.000913 m^2 \Rightarrow A_s = 9.13 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.3 \times 0.32 \times 2.1}{400} = 0.000116 m^2$$

$$A_s > A_{min} \quad \text{C.V}$$

En travée:

$$M_u \text{ max} = 142.14 \text{ KN.m}$$

$$b = 0,3 \text{ m} ; h = 0,35 \text{ m} ; d = 0,9h = 0,32 \text{ m} ; d' = 0,1 h = 0,035$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_{max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{142.14 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.32^2 \cdot 14.17} = 0.33$$

$$\mu > 0.186 \quad \Rightarrow \text{Pivot B}$$

$$\varepsilon_{sl} = \frac{F_e}{\gamma_s \times E_s} = \frac{400}{1,15 \times 200000} = 0,00173$$

$$\alpha l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times \varepsilon_{sl}} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 0.00173} = 0.669$$

$$\beta_1 = (1 + 0.4 \times \alpha l)$$

$$\beta_1 = (1 + 0.4 \times 0.669)$$

$$\beta_1 = 1.279$$

$$\mu l = 0.8 \times \alpha l \times \beta_1$$

$$\mu l = 0.8 \times 0.669 \times 1.279$$

$$\mu l = 0.685$$

$$\mu l = 0.685 > \mu = 0.33 \Rightarrow \text{on revient au Pivot A}$$

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A'u=0$

$$A'=0$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.33}) = 0.52$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - (0.4 \times 0.52) = 0.792$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{142.14 \times 10^{-3}}{0.792 \times 0.32 \times 348} = 0.000954 \text{ m}^2 \Rightarrow A_s = 9.54 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.3 \times 0.32 \times 2.1}{400} = 0.000116 \text{ m}^2$$

$$A_s > A_{\min} \quad \text{C.V}$$

ELA :

En appui:

$$M_u \text{ max} = 112.856 \text{ KN.m}$$

$$b = 0,3 \text{ m} ; h = 0,35 \text{ m} ; d = 0,9h = 0,32 \text{ m} ; d' = 0,1 h = 0.035 \text{ m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{112.856 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.32^2 \cdot 14.17} = 0.26$$

$$\mu > 0.186 \quad \Rightarrow \text{Pivot B}$$

$$\varepsilon_{sl} = \frac{F_e}{\gamma_s \times E_s} = \frac{400}{1,15 \times 200000} = 0,00173$$

$$\alpha l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times \varepsilon_{sl}} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 0.00173} = 0.669$$

$$\beta_1 = (1 + 0.4 \times \alpha_1)$$

$$\beta_1 = (1 + 0.4 \times 0.669)$$

$$\beta_1 = 1.279$$

$$\mu l = 0.8 \times \alpha_1 \times \beta_1$$

$$\mu l = 0.8 \times 0.669 \times 1.279$$

$$\mu l = 0.685$$

$$\mu l = 0.685 > \mu = 0.26 \Rightarrow \text{on revient au Pivot A}$$

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A'u=0$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.26}) = 0.38$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - (0.4 \times 0.38) = 0.848$$

$$A_u = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{112.856 \times 10^{-3}}{0.848 \times 0.32 \times 348} = 0.000703 \text{ m}^2 \Rightarrow A_s = 7.03 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_{sELU} ; A_{sELA}) \Rightarrow (9.13 \text{ cm}^2 ; 7.03 \text{ cm}^2)$$

Donc on adopte 4T16+2T12 $\Rightarrow A_s = 10.3 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.3 \times 0.32 \times 2.1}{400} = 0.000116 \text{ m}^2$$

$$A_s > A_{min} \quad \text{C.V}$$

En travée :

$$M_u \max = 125.50 \text{ KN.m}$$

$$b = 0,3 \text{ m} ; h = 0,35 \text{ m} ; d = 0,9h = 0,32 \text{ m} ; d' = 0,1 h = 0,035 \text{ m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_{max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{125.50 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.32^2 \times 14.17} = 0.30$$

$$\mu > 0.186 \quad \Rightarrow \text{Pivot B}$$

$$\varepsilon_{sl} = \frac{F_e}{\gamma_s \times E_s} = \frac{400}{1,15 \times 200000} = 0,00173$$

$$\alpha l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times \varepsilon_{sl}} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 0.00173} = 0.669$$

$$\beta_1 = (1 + 0.4 \times \alpha l)$$

$$\beta_1 = (1 + 0.4 \times 0.669)$$

$$\beta_1 = 1.279$$

$$\mu l = 0.8 \times \alpha l \times \beta l$$

$$\mu l = 0.8 \times 0.669 \times 1.279$$

$$\mu l = 0.685$$

$$\mu l = 0.685 > \mu = 0.30 \Rightarrow \text{on revient au Pivot A}$$

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A'u=0$

$$A'u=0$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.30}) = 0.46$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - (0.4 \times 0.46) = 0.816$$

$$Au = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{125.50 \times 10^{-3}}{0.816 \times 0.32 \times 348} = 0.001441 \text{ m}^2 \Rightarrow As = 14.41 \text{ cm}^2$$

$$As = \max (As_{ELU} ; As_{ELA}) \Rightarrow (9.54 \text{ cm}^2 ; 14.41 \text{ cm}^2)$$

$$\text{Donc on adopte } 6T16+2T14 \Rightarrow As = 15.12 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.3 \times 0.32 \times 2.1}{400} = 0.000116 \text{ m}^2$$

$$As > A_{min} \quad \text{C.V}$$

Vérification ELS :

En travée :

$$M_{ser} = 91.63 \text{ KN}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = \frac{15}{b} (Au + A'u)$$

$$D = \frac{15}{30} (9.13 + 0)$$

$$D = 4.57 \text{ cm}^2$$

$$E = \frac{30}{b} (Au \times d + A'u \times d')$$

$$E = \frac{30}{35} (9.13 \times 45 + 0 \times 0.05)$$

$$E = 352.16 \text{ cm}^2$$

$$y = -4.57 + \sqrt{4.57^2 + 352.16}$$

$$y = 14.31 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3$$

$$I = 29303.46$$

$$\sigma_{bc} = \frac{68.063 \times 10^2}{29303.46} \times 14.31$$

$$\sigma_{bc} = 3.28$$

$$\overline{\sigma_{bc}} > \sigma_{bc} \quad \text{C.V}$$

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 :**

$$T_u = 103.60 \text{ KN}$$

$$\overline{\tau}_{\max} = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) = \min \left(0.2 \times \frac{25}{1.5}; 5 \text{ Mpa} \right) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u \times 10^{-3}}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{103.6 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.32}$$

$$\tau_u = 1.08 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau}_{\max} > \tau_u \text{ C.V}$$

✓ **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 :

$$\phi t < \min \left(\frac{h}{35}; \phi L; \frac{b}{10} \right)$$

$$\begin{cases} \frac{h}{35} = \frac{35}{35} = 1 \\ \frac{b}{10} = \frac{30}{10} = 3 \\ \phi L = 1.2 \end{cases}$$

$$\phi L = 1.2$$

On prend $\phi t = 10 \text{ mm}$

-Calcul de l'espacement des cadres :

D'après le RPA 99 version 2003 on a :

✓ **Zone Nodale :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; \phi L; 30 \right)$$

$St \leq \min(8.75 ; 12 ; 30)$

On prend $St = 8cm$

✓ **Zone Courante :**

$St \leq \frac{h}{2} = 17.5$

On prend $St = 15cm$

		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		

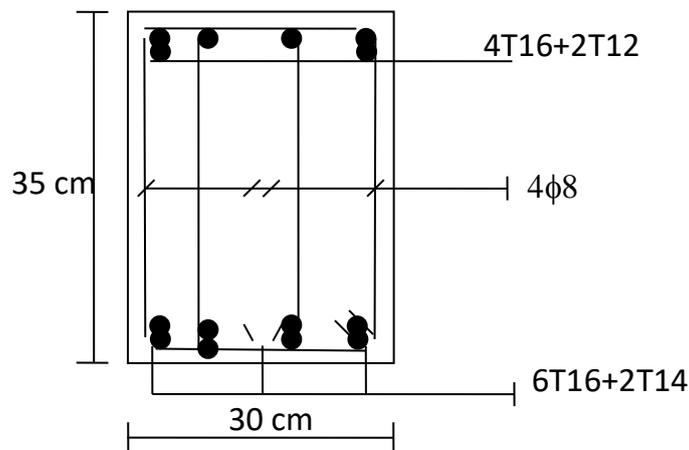


Schéma de ferrailage de la poutre secondaire

X.3 Voiles de contreventement :

X.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 $M=2.96 \text{ KN.m}$

$$N=848.26$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad b=0.2 ; h=(5-0.6)= 4.4$$

$$I = \frac{b * h^3}{12} = \frac{0.2 * 4.4^3}{12} = 1.42$$

$$A = h * b = 4.4 * 0.2 = 0.88$$

$$\delta 1 = \frac{N}{A} \pm \frac{M * V}{I} \quad v = \frac{h}{2} = \frac{4.4}{2} = 2.2$$

$$\delta 1 = \frac{1446.15 * 10^3}{0.88} \pm \frac{84.67 * 10^3 * 2.2}{1.42} = 1.63 + 1.31 = 2.93 MPa$$

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= 1m a : épaisseur du voile

$$A_{min} = 0.0015 \times 15 \times 100$$

$$A_{min} = 3 cm^2$$

On a calculé le ferrailage avec le programme **EXPERT** il nous a donné : $A_s = 4.6 cm$

$$A_s = \max (A_{stRPA} ; A_{EXPERT})$$

On adopte **5T14** $A_s = 5.65$

✓ **Diamètre des armatures vertical** :

$$\phi \leq \frac{1}{10} * a$$

$$\phi \leq \frac{1}{10} * 200$$

$\phi \leq 15 mm$ On prend $\phi = 12 mm$

✓ **Selon le RPA99 version 2003**

$$s_t \leq \min(1.5 \times a; 30cm)$$

$$s_t \leq \min(22.5; 30cm)$$

$s_t \leq 22.5 cm$ On adopte **un espacement de 15 cm** Le choix de la section des armatures verticales est de **5T12** avec un espacement de **15cm**

❖ **Armature horizontal** :

$$A_h = \frac{2}{3} * 12$$

$$A_h = 8 mm$$

On prend **Ah = 10mm** Une barre de **T10** chaque **15 cm**

❖ **Vérification au cisaillement** :

$$T = 47.61 kN \quad \tau_u = \frac{\check{T}}{a * L} \leq 0.05 f_c 28$$

a : épaisseur du voile = 15cm L : Longueur du voile = 4.4m

$$\check{T} = 1.4 \times T = 1.4 * 47.61 = 66.65$$

$$\tau_u = \frac{66.65 * 10}{0.2 * 4.4} \leq 0.05 * 25$$

$$\tau_u = 0.75 Mpa \leq 1.25 Mpa$$

XI.4 Voiles périphériques

Introduction : Notre structure comporte un voile périphérique de soutènement qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC. Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC et les fondations.

Pré dimensionnement : Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du

RPA99 version 2003. Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base, Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales :

- ✓ Epaisseur $e \geq 15\text{cm}$
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontale vertical).
- ✓ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- ✓ La longueur de recouvrement est de 40ϕ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Exemple de calcul des voiles périphériques :

ELU

en travée

$$N_{u\text{coresp}} = 1363.84 \text{ kn}$$

$$M_{u\text{max}} = 547.5015 \text{ kn}$$

$$h = 0.20\text{m} ; b = 1\text{m} ; d = 0.9h = 0.18 ; d' = 0.1h = 0.020\text{m}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u}$$

$$e = \frac{8.76 \times 100}{768.55}$$

$$e = 1.13$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d'$$

$$e_a = 1.13 + \frac{20}{2} - 0.020$$

$$e_a = 11.15$$

$$M_a = N_u \times e_a$$

$$M_a = 768.55 \times 10^{-3} \times 0.11$$

$$M_a = 0.084 \text{ MN.m}$$

$$a = (0.337h - 0.81d') \times b \times h^2 \times \delta_{bc}$$

$$a = (0.337 \times 0.2 - 0.81 \times 0.020) \times 1 \times 0.2^2 \times 14.17$$

$$a = 0.029$$

$$b = Nu \times (d - d') - Ma$$

$$b = 768.55 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.020) - 0.084$$

$$b = 0.058$$

$$a \leq b$$

$$c = (0.5 \times h - d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$c = (0.5 \times 0.20 - 0.020) \times 1 \times 0.20 \times 14.17$$

$$c = 0.23$$

$$b < c$$

$$A' = (M(d - 0.5h) - b \times h \times f_{bu})(d - d') \times \delta_s$$

$$A' = (8.76 \times 10^{-3} (0.18 - 0.1) - (1 \times 0.20 \times 14.17)(0.18 - 0.020)) \times 348$$

$$A' = -0.05 < 0 \Rightarrow A' = 0$$

$$A = N - b \times h \times f_{bu} / \delta_s \times A' \Rightarrow A = 0$$

On a calculé le ferrailage avec le programme EXPERT il nous a donné :

$$A_s = 10 \text{ cm}^2$$

en appuie

$$N_{u\text{coresp}} = 577.9 \text{ kn}$$

$$M_{u\text{max}} = 6.32 \text{ kn}$$

$$h = 0.20; b = 1 \text{ m}; d = 0.9h = 0.18; d' = 0.1h = 0.020 \text{ m}$$

$$e = \frac{Mu}{Nu}$$

$$e = \frac{6.32 \times 100}{577.9}$$

$$e = 1.09$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d'$$

$$e_a = 1.09 + \frac{20}{2} - 0.020$$

$$e_a = 11.07$$

$$Ma = Nu \times e_a$$

$$Ma = 577.9 \times 10^{-3} \times 0.11$$

$$Ma = 0.064 \text{ MN.m}$$

$$a = (0.337h - 0.81d') \times b \times h^2 \times \delta bc$$

$$a = (0.337 \times 0.2 - 0.81 \times 0.020) \times 1 \times 0.2^2 \times 14.17$$

$$a = 0.029$$

$$b = Nu \times (d - d') - Ma$$

$$b = 577.9 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.020) - 0.064$$

$$b = 0.055$$

$$a \leq b$$

$$c = (0.5 \times h - d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$c = (0.5 \times 0.20 - 0.020) \times 1 \times 0.20 \times 14.17$$

$$c = 0.23$$

$$b < c$$

$$A' = (M(d - 0.5h) - b \times h \times f_{bu})(d - d') \times \delta s$$

$$A' = (6.32 \times 10^{-3} (0.18 - 0.1) - (1 \times 0.20 \times 14.17)(0.18 - 0.020)) \times 348$$

$$A' = -0.05 < 0 \Rightarrow A' = 0$$

$$A = N - b \times h \times f_{bu} / \delta s \times A' \Rightarrow A = 0$$

On a calculé le ferrailage avec le programme EXPERT il nous a donné :

$$As = 10 \text{ cm}^2$$

✓ ELA :

en travée

$$N_{\max} = 1173.8 \text{ kn}$$

$$M_{\text{corespx}} = 2.41 \text{ kn}$$

$$h = 0.20 \text{ m} ; b = 1 \text{ m} ; d = 0.9h = 0.18 ; d' = 0.1h = 0.020 \text{ m}$$

$$e = \frac{Mu}{Nu}$$

$$e = \frac{2.41 \times 100}{1173.8}$$

$$e = 0.21$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d'$$

$$ea = 0.21 + \frac{20}{2} - 0.020$$

$$ea = 10.19$$

$$Ma = Nu \times ea$$

$$Ma = 1173.8 \times 10^{-3} \times 0.101$$

$$Ma = 0.11 \text{ MN.m}$$

$$a = (0.337h - 0.81d') \times b \times h^2 \times \delta bc$$

$$a = (0.337 \times 0.2 - 0.81 \times 0.020) \times 1 \times 0.2^2 \times 14.17$$

$$a = 0.029$$

$$b = Nu \times (d - d') - Ma$$

$$b = 1173.8 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.020) - 0.11$$

$$b = 0.07$$

$$a \leq b$$

$$c = (0.5 \times h - d') \times b \times h \times f bu$$

$$c = (0.5 \times 0.20 - 0.020) \times 1 \times 0.20 \times 14.17$$

$$c = 0.23$$

$$b < c$$

$$A' = (M(d - 0.5h) - b \times h \times f bu)(d - d') \times \delta s$$

$$A' = (2.41 \times 10^{-3} (0.18 - 0.1) - (1 \times 0.20 \times 14.17)(0.18 - 0.020)) \times 348$$

$$A' = -0.05 < 0 \Rightarrow A' = 0$$

$$A = N - b \times h \times f bu / \delta s \times A' \Rightarrow A = 0$$

On a calculé le ferrailage avec le programme EXPERT il nous a donné :

$$As = 10 \text{ cm}^2$$

en appuie

$$Nu_{\text{coresp}} = 1478.19 \text{ kn}$$

$$M_{\text{umax}} = 3.44 \text{ kn}$$

$$h = 0.20; b = 1 \text{ m}; d = 0.9h = 0.18; d' = 0.1h = 0.020 \text{ m}$$

$$e = \frac{Mu}{Nu}$$

$$e = \frac{3.44 \times 100}{1478.8}$$

$$e=0.23$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d'$$

$$e_a = 0.23 + \frac{20}{2} - 0.020$$

$$e_a = 10.21$$

$$M_a = N_u \times e_a$$

$$M_a = 1478.8 \times 10^{-3} \times 0.102$$

$$M_a = 0.15 \text{ MN.m}$$

$$a = (0.337h - 0.81d') \times b \times h^2 \times \delta_{bc}$$

$$a = (0.337 \times 0.2 - 0.81 \times 0.020) \times 1 \times 0.2^2 \times 14.17$$

$$a = 0.029$$

$$b = N_u \times (d - d') - M_a$$

$$b = 1478.8 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.020) - 0.15$$

$$b = 0.086$$

$$a \leq b$$

$$c = (0.5 \times h - d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$c = (0.5 \times 0.20 - 0.020) \times 1 \times 0.20 \times 14.17$$

$$c = 0.23$$

$$b < c$$

$$A' = (M(d - 0.5h) - b \times h \times f_{bu})(d - d') \times \delta_s$$

$$A' = (3.44 \times 10^{-3} (0.18 - 0.1) - (1 \times 0.20 \times 14.17)(0.18 - 0.020)) \times 348$$

$$A' = -0.05 < 0 \Rightarrow A' = 0$$

$$A = N - b \times h \times f_{bu} / \delta_s \times A' \Rightarrow A = 0$$

On a calculé le ferrailage avec le programme EXPERT il nous a donné :

$$A_s = 10 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b d f_{tj} / f_e =$$

$$0.23 \times 1 \times 0.18 \times 2.1 / 400 = 0.000217 \text{ m}^2$$

$$A_s \geq A_{min} \text{ C.V}$$

❖ Selon le RPA99 version 2003

$$St \leq \min(1.5 \times a; 30cm)$$

$$St \leq \min(60; 30cm)$$

$$St \leq 22.5 \text{ cm}$$

On adopte alors **un espacement de 15 cm** Le choix de la section des armatures verticales est de 7T12 avec un espacement de 15cm

❖ **Armature horizontal :**

$$Ah = 2/3 \times 14 Ah = 9.33mm$$

On prend **Ah = 10mm**

Une barre de **T10** chaque **15 cm**

❖ **Vérification au cisaillement : τ**

$$u = \bar{T} / a \times L$$

$$T = 23.77 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \bar{T} / a \times L \leq 0.05f_c$$

a : épaisseur du voile = 20cm L : Longueur du voile = 1m

$$T^- = 1.4 \times T$$

$$T^- = 33.27 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 33.27 \times 10^{-3} / 0.20$$

$$\tau_u = 0.16 \text{ Mpa} \leq 1.25 \text{ Mpa}$$

❖ **Vérification a ELS :**

✓ **En appuie :**

$$M_{ser} = 10.10 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = M_{ser} / I \times y$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_c$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = 15/b (Au + A'u)$$

$$D = 15/30 (10 + 0)$$

$$D = 5 \text{ cm}^2$$

$$E = 30/b (Au \times d + A'u \times d')$$

$$E = 30/30 (10 \times 22.5)$$

$$E = 225 \text{ cm}^2$$

$$y = -5 + \sqrt{5 + 225}$$

$$y = 10.16 \text{ cm}$$

$$I = b/3 \times y^3$$

$$I = 30/3 \times 10.16^3$$

$$I = 10487.72 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 10.10 \times 10^2 / 10487.72 \times 10.16$$

$$\sigma_{bc} = 0.97 \text{ Mpa } \sigma_{bc} > \sigma_{bc \text{ CV}}$$

✓ **En Travée :**

$$M_{ser} = 4.67 \text{ KN.m } \sigma$$

$$\sigma_{bc} = M_{ser} / I \times y$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = 15/b (A_u + A'u)$$

$$D = 15/30 (10 + 0)$$

$$D = 5 \text{ cm}$$

$$E = 30/b (A_u \times d + A'u \times d')$$

$$E = 30/30 (10 \times 22.5)$$

$$E = 225 \text{ cm}^2$$

$$y = -5 + \sqrt{5 + 225}$$

$$y = 10.16 \text{ cm}$$

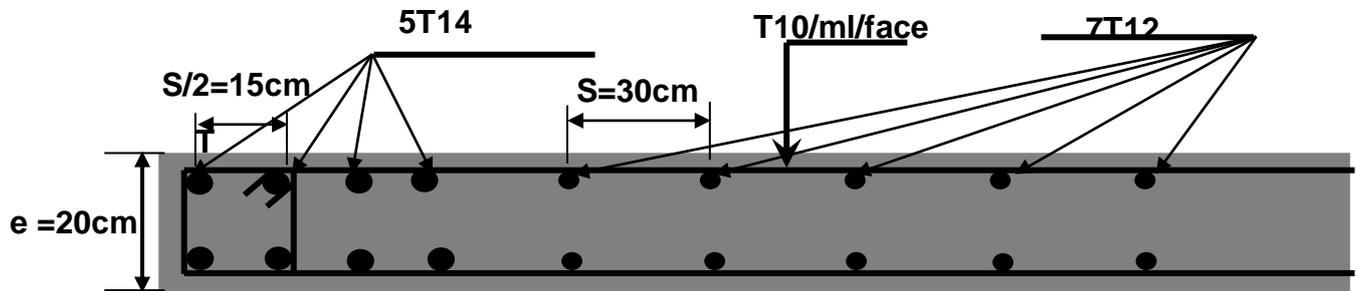
$$I = b/3 \times y^3$$

$$I = 30/3 \times 10.16^3$$

$$I = 10487.72 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 4.67 \times 10^2 / 10487.72 \times 10.16$$

$$\sigma_{bc} = 0.45 \text{ Mpa } \sigma_{bc} > \sigma_{bc \text{ CV}}$$



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

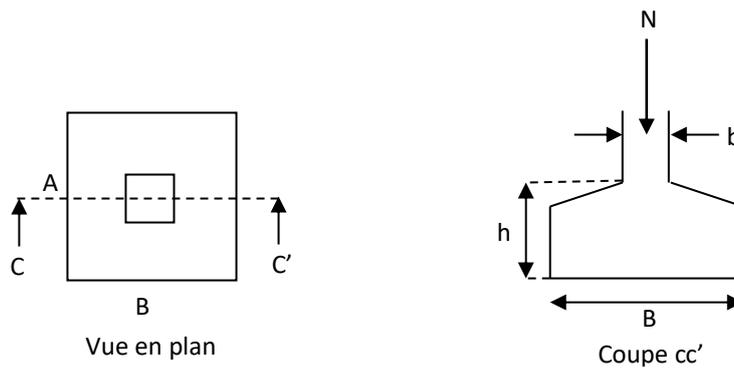


Figure.VI: 1 Vue d'une semelle isolée

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 :

$$S_s \geq \frac{N}{\delta_s} = \frac{148147.195}{300} = 493.83 \text{ m}^2$$

✓ Vérification du chevauchement:

On a : la Surface totale du bâtiment : $S_b = 348.15 \text{ m}^2$

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 « $L_{\max} = 5.5\text{m}$ »

-Condition forfaitaire :

h_r : L'épaisseur de la dalle du radier :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

D'où : $h_d \geq 27.5\text{m}$.

On prend : $h=60$ cm. pour l'épaisseur de la dalle La hauteur de nervure

- **Vérification des contraintes**

$$\delta_b \leq \bar{\delta}_{\text{sol}} = 3 \text{ bar}$$

- **On doit vérifier 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**

$$Z_{\max} = 3.2 \times 10^{-3} \text{ m.}$$

K : le coefficient de Ballast « coefficient de la raideur du sol »

K = 400 KN/cm³ (tableau du module de réaction du sol)

$$\delta_{\text{ELS}} = K \times Z_{\max} = 400 \times 3.2 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow \delta_{\text{ELS}} = 1.28 < \bar{\delta}_{\text{sol}} = 3 \dots\dots\dots \text{ CV}$$

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	663.96	639.65
	ELS	431.55	420.98
Travée	ELU	760.40	575.97
	ELS	509.79	457.77

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 Directions, 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: $d=0.9 \cdot h \quad 0.9 \cdot 60 = 54 \text{ cm}$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \mu = \frac{760.40 \times 10^{-3}}{1 \times 0.54^2 \times 14.17} \Rightarrow \mu_u = 0.184$$

$\Rightarrow \mu_u < 0.186 \Rightarrow$ donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

- $\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.25$
- $Z = d \times (1 - 0.4 \alpha) \Rightarrow Z = 0.48$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires :

$$A_{st} = \frac{M_t}{z \times \delta_{st}} = \frac{760.40 \times 10^{-3}}{0.48 \times 348} = 45.42 \text{ cm}^2$$

Ferraillage choisi est de **9T16+9T20** de section **46.35 cm²**

- ❖ **Condition de non-fragilité :**

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}, 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \quad \text{avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} \text{ et } f_e = 400 \text{ Mpa}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{1 \times 0.80}{1000}, 0.23 \times 1 \times 0.72 \times \frac{2.1}{400}\right) = \max(8 \text{ cm}^2, 8.69 \text{ cm}^2)$$

$$A_{st} = 45.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.52 \text{ cm}^2 \quad \square \text{ condition vérifiée}$$

- ❖ **Vérification à l'ELS :**

Le moment maximum en travée : **M_s=509.79 KN.m**

$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{760.40}{509.79} \rightarrow \gamma = 1.49 \rightarrow \alpha < \frac{1.49-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha = 0.5 < \gamma = 1.54 \rightarrow \text{vérifier}$$

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 :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \mu = \frac{663.96 \times 10^{-3}}{1 \times 0.54^2 \times 14.17} \Rightarrow \mu_u = 0.16$$

- $\Rightarrow \mu_u < 0.186 \Rightarrow$ donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.
- $\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.22$
- $Z = d \times (1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 0.49$
- $A_{st} = \frac{M_u}{z \cdot \delta_{st}} = \frac{663.96 \times 10^{-3}}{0.49 \times 348} = 38.30 \text{ cm}^2$

Ferraillage choisi est de **7T16+9T20** de section **42.11 cm²**

❖ **Condition de non-fragilité :**

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}, 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \quad \text{avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} \text{ et } f_e = 400 \text{ Mpa}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{100 \times 80}{1000}, 0.23 \times 1 \times 0.72 \times \frac{2.1}{400}\right) = \max(8 \text{ cm}^2, 8.69 \text{ cm}^2)$$

$$A_{st} = 38.30 \text{ cm}^2 > A_{min} = 8.69 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

❖ **Vérification à l'ELS :**

Le moment maximum en appuis : **Ms = 632 KN.m**

$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{664}{432} \rightarrow \gamma = 1.54 \rightarrow \alpha < \frac{1.54-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha = 0.52 < \gamma = 1.54 \rightarrow \text{vérifier}$$

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 :

$$\tau_b = \frac{T \times 10^{-3}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right)$$

$$T = 789.51$$

$$\tau_b = \frac{T \times 10^{-3}}{b \times d} = \frac{789.51 \times 10^{-3}}{1 \times 0.72} = 1.09 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) \rightarrow \tau_u = \min\left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}, 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\rightarrow \tau_u = \min(3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa}) \rightarrow \tau_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_b < \bar{\tau}_u \quad \text{Donc} \rightarrow \text{c'est vérifier}$$

• **Calcul de l'espacement:**

D'après le B.A.E.L 91 :

$$S_t \leq \min(0.9 \times d, 40)$$

$$S_t \leq \min(0.9 \times 72, 40)$$

$$S_t \leq \min(64.8, 40)$$

➤ Alors on adopte un espacement de : $S_t = 8 \text{ cm}$.

• **Ferraillage transversal :**

$$\Phi t < \min\left(\frac{h}{35}, \Phi l, \frac{b}{10}\right)$$

$$\text{Avec : } \Phi l = 2 \text{ cm}$$

$$\Phi t < \min(2.28, 2, 10)$$

$$\Phi t < 2$$

On adopte : $\Phi 10$

• **Vérification au poinçonnement (B.A.E.L 99 modifié 99) :**

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 ($N_u = 2890.202 \text{ kN}$)

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

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa} ; \gamma_b = 1.5$$

$$\mu_c = [(u_0 + V_0) \times 2] \times 4 = [(u + h + V + h) \times 2] = (u + h) \times 4 = (80 + 80) \times 4$$

$$\mu_c = 640 \text{ cm}$$

$$Q_u = 0,045 \times 3.20 \times 0.40 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 = 3840 \text{ KN}$$

$N_u = 2890.202 \text{ KN} < Q_u = 3840 \text{ KN}$ 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 Longrine :

$$A_s = \frac{F}{\delta_{st}}$$

$$A_s = \frac{323.99 \times 10^{-3}}{3.48} = 0.000931$$

$$A_s = 9.31 \text{ cm}^2$$

❖ 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 :**

$$A_s \geq \frac{0.23 \times b \times d \times f_{tj}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.3 \times 0.27 \times 2.1}{400} = 0.000097 \text{ m}^2$$

$$A_s \geq 0.97 \text{ cm}^2 \text{ CV}$$

Conclusion générale :

En conclusion nous sommes choisis le projet dénommé « étude d une tour R+10 avec sous sol» comme projet de fin d études dans le but d'améliorer et de développer nos connaissances dans le domaine de technique d'ingénieur de génie civil.

L'étude sera basée sur les règles de calcul et de conception comme le règlement parasismique algérienne (RPA99 version 2003) ;le béton armé aux états limites (BAEL91 modifier 99) ;ces dernières qui donnent des bonnes idées ainsi que la réflexion de conception sur le plan théorique et pratique ; l'utilisation d'outil informatique a l aide des logiciel tel que SAP2000 pour modéliser la structure et voir leur comportement sous l' effet des sollicitations courant et accidentel avec l' interprétation des résultats , l'AUTO CAD pour dessinés les plans architecturales et de génie civil.

L' ingénieur en génie civil n'est pas un calculateur seulement ; mais il faut proposer des solutions raisonnables et efficaces sur le terrain ; d une manière générale une conception justifier doit prendre en compte premièrement la sécurité pour éviter carrément les dégâts humains et matériels ; sans oublier l'économie et le temps d' exécution .

Finalement nous espérons que ce mémoire soit le premier pas vers la vie professionnelle et un guide pour ce qui s'intéresse de prés ou loin au métier de l'ingénieur en génie civil .

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 : Sommation
 ϕ : Diamètre d'armature transversale ou treillis soudés

Références Bibliographiques

[BAEL, 91] Béton Armé aux Etats Limites 91modifié 99, DTU associés, par Jean pierre mougin ,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.