

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Centre Universitaire de Ain Témouchent
Institut des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil



Mémoire pour l'Obtention du Diplôme de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Ingénierie de Structure

Thème :

ETUDE D'UNE TOUR R+9 AVEC (2SOUS-SOL) EN BETON

Présenté Le 07/06/2015 par :

M^r MANA SAID ABDEL KADER

M^r BENGOU DIFA MED SALIM

Devant le Jury composé de :

M^r DEBOUCHA

Président

M^{me} MOUSSI

Examineur

M^r AMARA

Examineur

M^r DERBAL RACHID

Encadreur

M^r HASNI BOUZIANE

Co-Encadreur

DÉDICACES

Je dédie ce modeste travail à :

- *Mes cher parant qui mon toujours soutenus et encourager durant tout ce long chemin ; pour atteindre ce stade de formation.*
- *Mon cher frère WAFI qui ma encourager durant tout mon parcours d'étudiant.*
- *Mes sœurs MALEK ; AMEL ; SARA*
- *Toute la promotion année 2015*
- *Tous les enseignant qui mon dirigé vert la porte de réussite*

MANA SAID ABDELKADER

DÉDICACES

Je dédie ce modeste travail à :

- *Mes cher parant qui mon toujours soutenus et encourager durant tout ce long chemin ; pour atteindre ce stade de formation.*
- *Ma femme qui ma encouragé à terminée mes étude.*
- *Mes cher frère ALI ; ABDELKRIM qui mon encourager durant tout mon parcours d'étudiant.*
- *Ma sœurs SETI.F ; et ma fille ALAA.*
- *Mon binôme SAID ; qui ma soutenus durant se parcours.*
- *Toute la promotion année 2015*
- *Tous les enseignant qui mon dirigé vert la porte de réussite.*

BENGOUDIFA MED SALIM

REMERCIEMENT

Tout d'abord nous remercions à ALLAH le plus puissant pour ça gratitude qui nous à était donné et le courage ; ainsi que la volanté pour atteindre notre objectif.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre encadreur Mr RACHID DERBAL pour sont soutient ; et ces conseil judicieuse durant l'élaboration de ce projet.

Nous remercions avec gratitude de reconnaissance pour l'ensemble des professeures du département du génie civil qui on contribuer à notre formation de Master 2.

Je saisi également Mr BENNACEUR.S.M ;et Mr HASNI.B ;qui nous ont beaucoup aider pour l'élaboration de ce travail .

Enfin, à tous ceux qui m'ont aidé de prés ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.

MANA.S ET BENGOU DIFA.M.S

ملخص

هذا مشروع نهاية الدراسة والذي يشمل دراسة مبنى من الخرسانة المسلحة و المستخدمة لتجمع سكني مع تسع طوابق علوية و طابقين أرضيين يستخدمان كمواقف للسيارات الخفيفة و هي تقع ضمن المنطقة الزلزالية الوسطى (IIa) حسب جدول الوائح الزلزالية RPA 99 ver 2003

في دراسة هذا المشروع عرضنا دراسة شاملة متكونة من ستة أجزاء و هم:

الجزء الأول: يبدأ بالوصف العام للمشروع مع تعريف العناصر المختلفة و اختيار المواد المستخدمة

الجزء الثاني: يعرف الحمولات لكل العناصر مع القياسات الأولية (الأعمدة, الروافد, الدعامات)

الجزء الثالث: يتمحور حول دراسة الأجزاء الثانوية من البناية

الجزء الرابع: يركز على الدراسة الديناميكية للبناية مع تحديد عمل الخصائص الزلزالية و الديناميكية معينة من الهيكل خلال

الاهتزازات مع دراسة المبنى من خلال تحليل نموذج للهيكل بواسطة برنامج ETABS

الجزء الخامس: حساب تسليح العناصر الهيكلية استنادا إلى نتائج برنامج ETABS

الجزء السادس: يتمحور حول دراسة الأساسات و يليها الاستنتاج العام

الكلمات المفتاحية :

خرسانة مبنى, ETABS ;RPA99 ver 2003 ;DTR BC .2.2

Résumé :

Le présent projet de fin d'étude, consiste à l'étude d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation de 9 étages avec commerce et deux niveaux sous-sol utilisés comme parkings pour véhicules légers. Conformément au règlement parasismique algérien RPA99 version 2003, l'ouvrage étudié est implanté dans une zone de moyenne sismicité (zone II a) et il est classé en groupe 2 selon son importance.

Le moyen de contreventement est assuré par un système de portiques auto-stables.

Dans ce projet, nous avons procédé à l'étude détaillée de six chapitres :

- *Le premier chapitre consiste à une présentation générale du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.*
- *Le deuxième chapitre présente les descentes des charges et le pré dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles).*
- *Le 3^{ème} chapitre présente le calcul des éléments secondaires.*
- *Le 4^{ème} chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera établie par l'analyse du modèle de la structure avec logiciel de calcul ETABS.*
- *Le calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ETABS est présenté dans le 5^{ème} chapitre.*
- *Pour le dernier chapitre, on présentera l'étude des fondations suivie par une conclusion générale.*

1. Mots clés : ETABS, RPA99 version 2003, DTR BC.2.2, CBA93, Bâtiment, Béton

Abstract

This final project study involves the study of a reinforced concrete building Dwelling 9 floors with two nival trade in soilless used as car parks for light it is located in a middle area sismisté Class II a Group 2 following the Algerian seismic regulations.

In this project we conducted a detailed study of six chapters:

- *The first chapter involves the full presentation the building, the definition of the different elements and the choice of materials to use.*
- *The second chapter presents the expenses raids and preliminary design elements structural (such as columns, beams and sails).*
- *The third chapter presents the calculation of secondary elements.*
- *The 4th chapter will study the dynamics of the building, determining the seismic action and dynamic characteristics own structure when its vibration, The study of the building will be done by analyzing*

of the structure model with calculation software ETABS.

The calculation of reinforcement of structural elements based on the results of the ETABS software is presented in the fifth chapter.

In the last chapter we present the study of foundations followed by a general conclusion.

Keywords: ETABS, RPA 99 er 2003, DTR BC.2.2, Building, Concrete

Chapitre 1 : Présentation du projet	1
1) Introduction	1
2) PRESENTATION DU PROJET	1
2.1) ossature et système constructif	1
2.2) ossature et système constructif	1
2.3) caractéristique géotechnique du sol	2
2.4) Caractéristique mécanique des matériaux	2
Chapitre2 : Descente de charges et pré dimensionnement des éléments	2
1) INTRODUCTION	9
2) DETERMINATION DE L'ÉPAISSEUR DU PLANCHER	9
3) DESCENTE DES CHARGES	9
3.1) Plancher terrasse inaccessible	9
3.2) Plancher étage courant	10
3.3) Plancher RDC sous -sol	11
3.3) Murs Extérieure	11
3.4) Mur Intérieure	12
3.5) L'escalier	13
3.6) Balcon	14
4) PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX	14
4.1) Introduction	14
4.2) Pré dimensionnement des poutres	14
4.3) Pré dimensionnement des poteaux	16
4.4) Pré dimensionnement des voiles	18
Chapitre3 : Etude des éléments secondaire	14
1. ETUDE DE L'ACROTÈRE	19
1.1) Définition	19
1.2) Poids propre de l'acrotère	19
1.3) Calcul des sollicitations	19
1.4) Calcul de l'excentricité	19
1.5) Calcul de ferrailage	20
2. ETUDE D'ESCALIER	22
2.1) Définition	22
2.2) Pré dimensionnement	22
2.3) Descente des charges	23
2.4) Calcul des réactions d'appui	23
2.5) Détermination du ferrailage	25
3. ÉTUDE DE LA DALLE PLEIN (BALCON)	28
3.1) Calcul des réactions d'appui	28
3.3) Calcul de ferrailage	29
3.4) Calcul des sollicitations pour les dalle pleine de 1.25 ML	31
4. ETUDE DE LA DALLE PLEIN	32
4.1) Introduction	32
4.2) Pré dimensionnement (dalle machine)	32
4.3) Détermination des charges et surcharges (dalle machine)	32
4.4) Ferrailage de la dalle machine	33
5. FERRAILAGE RECAPITULATIVE DES DALLES PLEINS	34
6. ETUDES DES PLANCHERS	35
6.1) Introduction	35
6.2) Evaluation des charges	35
6.3) Différentes types des poutrelles	35
6.4) Calcul des sollicitations des poutrelles	36
6.5) Ferrailage des poutrelles	48

Chapitre4 : ETUDE DYNAMIQUE 52

1) DETERMINATION DES PARAMETRES DU SPECTRE DE REPONSE	52
1.1) Détermination des paramètres des combinaisons d'action	54
1.2) Estimation de la période fondamentale de la structure	54
1.3) Nombre de mode a considérer	55
1.4) Les dispositions des voiles	55
1.5) Poids total de la structure	56
1.6) Centre de masse	57
1.7) Centre de torsion	58
1.8) Evaluation des excentricités	58
1.9) La vérification du rpa99 versions 2003	60

Chapitre5 : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX 61

1) INTRODUCTION	61
2) LES POTEAUX	61
2.1) Combinaisons spécifiques de calcul	61
2.2) Vérification spécifique sous sollicitations tangentés	61
2.3) Vérification des poteaux sous sollicitation normales	62
2.4) Calcul le ferrailage longitudinal	65
2.5) Calcul le ferrailage longitudinal	65
3) LES POUTRES	68
3.1) Recommandation du RPA99 ver 203(Art 7.5.2.1 page 52)	68
3.2) Exemple d'étude d'une « Poutre principale »	68
3.4) Ferrailage en appui	70
3.5) Ferrailage total des poutres principales	72
4) LES VOILES	73
4.1) Rôle de contreventement	73
4.2) Ferrailage des voiles	74

Chapitre6 : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE 77

1) INTRODUCTION	77
2) CHOIX DU TYPE DE FONDATION	77
3) PRE DIMENSIONNEMENT	77
3.1) Epaisseur du radier	77
4) VERIFICATION DE LA CONTRAINTE DU SOL	77
5) CALCUL DE FERRAILLAGE DE LA DALLE	78
5.1) Ferrailage suivant Lx	78
5.2) Ferrailage suivant Ly	78
6) ETUDE DE LA LONGRINE	80
6.1) Introduction	80
6.2) Calcul du ferrailage	80
Conclusion	

Liste des tableaux :

Liste des tableaux	Page
Chapitre 1 : Présentation du projet	
Tableau 1. Caractéristiques géométriques	1
Tableau.2 Coefficient d'application	4
Chapitre2 : Descente de charges et pré dimensionnement des éléments	
Tableaux 1 Descente des charges (terrasse inaccessible)	10
Tableau. 2 Descente des charges (Plancher étage courant)	11
Tableau. 3 Descente des charges (RDC-Sous-sol)	11
Tableau 4 Descente des charges (Murs extérieurs)	12
Tableau 5 Descente des charges (Murs Intérieure)	12
Tableau 6 Descente des charges du palier de repos	13
Tableau 7 Descente des charges du volé	13
Tableau 8 Descente des charges du balcon	14
Tableau 9.De Vérification pré-dimensionnement a l'RPA 99 version 2003	15
Tableau 10 Vérification des conditions suivant RPA 99 version 2003	17
Tableau 11 Epaisseur du voile	18
Chapitre3 : Etude des éléments secondaire	
Tableau 1.combinaison d'action	23
Tableau 2.combinaison d'action	25
Tableau 3.de ferrailage d'escalier	27
Tableau 4. De descente des charges	28
Tableau 5. Récapitulatif des moments et des efforts tranchants	29
Tableau 6. Récapitulatif des moments et des efforts tranchants	31
Tableau 7. Récapitulatif Ferrailage de la dalle pleine de type 1 étage courant	31
Tableau 8. Récapitulatif ferrailage dans le sens ly :	34
Tableau 9. Récapitulatif des ferrailages dalle plein	34
Tableau 10 : évaluation des charges sur les poutrelles	35
Tableau 11 : sollicitation à L'ELU Terrace inaccessible Type (1)	40
Tableau 12 : sollicitation à L'ELS Terrace inaccessible Type (1)	40
Tableau 13 : sollicitation à L'ELU Terrace inaccessible Type (2)	40
Tableau 14 : sollicitation à L'ELS Terrace inaccessible Type (2)	41
Tableau 15: sollicitation à L'ELU Terrace inaccessible Type (3)	41
Tableau 16 : sollicitation à L'ELS Terrace inaccessible Type (3)	41
Tableau 17: sollicitation à L'ELU Terrace inaccessible Type (4)	42
Tableau 18 : sollicitation à L'ELS Terrace inaccessible Type (4)	42
Tableau 19: sollicitation à L'ELU Etage courant Type (1)	43
Tableau 20: sollicitation à L'ELS Etage courant Type (1)	43
Tableau 21: sollicitation à L'ELU Etage courant Type (2)	43
Tableau 23: sollicitation à L'ELU Etage courant Type (3)	44
Tableau 24 : sollicitation à L'ELS Etage courant Type (3)	44
Tableau 25: sollicitation à L'ELU étage Service Type (1)	45
Tableau 26: sollicitation à L'ELS étage Service Type (1)	45
Tableau 27: sollicitation à L'ELU étage Service Type (2)	45
Tableau 28: sollicitation à L'ELS étage Service Type (2)	45
Tableau 29: sollicitation à L'ELU étage Service Type (3)	46
Tableau 30 : sollicitation à L'ELS étage Service Type (3)	46
Tableau 31 : sollicitations maximum sur poutrelles type (1),(1),(1)	47
Tableau 32 : sollicitations max sur poutrelles type (3),(2),(2)	47
Tableau 33 : sollicitations max sur poutrelles type :(4),(3),(3)	47
Tableau 34 : tableau récapitulatif du ferrailage de la poutrelle	51
Tableau 35 : tableau récapitulatif du façonnage des poutrelles	51

Chapitre4 : ETUDE DYNAMIQUE

Tableaux 1 : facteur des qualités q	53
Tableau 2 : Poids de la structure des différents niveaux	57
Tableau 3 centre de masse pour chaque niveau	57
Tableau 4 Période et facteur de participation massique	58
Tableau 5 centre de torsion pour chaque niveau	58
Tableau 6 des résultats des excentricités théoriques	59
Tableau 7 du comparaisons résultats des excentricités	59
Tableau 8 de comparaison d'effort statique et dynamique	60

Chapitre5 : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX 61

Tableau (1) de Vérification spécifique sous sollicitations tangentes	64
Tableau (2) de Vérification des poteaux sous sollicitation normales	64
Tableau (3) de Ferrailage des poteaux	65
Tableau (5) Longueur de la zone nodale	67
Tableau (6) de ferrailage transversal	67
Tableaux (7) Sollicitation de la poutre principale	68
Tableau(8) de ferrailage total des poutres principal	72

Chapitre6 : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE 77

Liste des figures

Page

Chapitre 1 : Présentation du projet

Figure 1. Brique à 8 Trous (10cm) et Brique à 12 Trous (15cm)	2
Figure 2. Diagramme parabole rectangle	4
Figure .3 diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'els	5
Figure .4 Diagramme déformation- contrainte (Article (A.2.2.2) du C.B.A 9	6
Figure.5 Diagramme des déformations limites de la section : Règle des trois pivots	7

Chapitre2 : Descente de charges et pré dimensionnement des éléments

Figure 1 Plancher corps creux y compris dalle de compression (Treille soudé +Solive)	9
Figure 2 Coupe du Plancher terrasse inaccessible	10
Figure 3 Coupe plancher étage courant (RDC+Sous-Sol)	10
Figure 4 Coupe D'un mur double parois	11
Figure 5 Coupe D'un mur simple parois	12
Figure.6. Dimension des poutres	15
Figure.7 surface supporté par le poteau le plus défavorable	16

Chapitre3 : Etude des éléments secondaire

Figure 1. Schéma d'un escalier	22
Figure 2. Schéma Statique d'escalier	23
Figure 3. Schéma Statique de réaction d'appui	23
Figure 4. Schéma Statique d'une coupe	24
Figure 5. Schéma Statique d'une coupe	24
Figure 6. Schéma Statique d'une coupe	29
Figure 7. Schéma cage d'ascenseur	32
Figure 8 la coupe de la section du plancher cors creux	35
Figure 9. Schéma statique de type 2 étage courant	37
Figure 10 : diagramme des moments fléchissant et efforts tranchant	40
Figure(11):section du calcul ferrailage	48
Figure 12 sections de calcul ferrailage poutrelle en appuis	49

Chapitre4 : ETUDE DYNAMIQUE

Figure n 01 : variante 1 de la disposition du voile	53
Figure 02 : variante 2 la disposition des voile	57
Figure 03 : variante 03 disposition des voile	57
Figure 04 : variante 04 disposition des voile	58
Figure 05 : variante 05 disposition des voile	58

LISTE DES NOTATIONS

- A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- ϕ : Diamètre des armatures.
- φ : Angle de frottement.
- C : Cohésion.
- q : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_b : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- $E.L.U$: Etat limite ultime.
- $E.L.S$: Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant, Période.
- S_t : Espacement.
- λ : Elancement.
- e : Epaisseur, Indice des vides.
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- f : Flèche admissible.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- I_p : Indice de plasticité.
- I_c : Indice de consistance.
- W : Poids total de la structure.
- d : Hauteur utile.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.

- I : Moment d'inertie.
- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
- K : Coefficient de raideur de sol.
- Y : Position de l'axe neutre.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène.

INTRODUCTION

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, à pour but d'assurer la stabilité et la résistance, des bâtiments afin d'assurer la sécurité du bâtiment.

On sait que le développement économique dans les pays industrialisés privilégie, la construction verticale dans un souci, d'économie de l'espace.

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.

Malgré tout c'est avantage, il existe un danger représenté par ce choix, à cause des dégâts qui peuvent lui occasionner les séismes et le vent.

Pour cela, on doit de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Dans le cadre de notre projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation commerce est deux niveaux sous –sol utilisée comme parkings pour voiture léger, implantée dans une zone de moyenne sismité de **classe II a groupe 2** suivant le règlement parasismique algérien RPA 99 version 2003, comportant deux sous-sol, un rdc et 9 étages n'est pas encore réaliser ain témouchent .

Dans ce projet nous avant procéder à l'étude de six chapitres :

- Le Premier chapitre consiste à la présentation complète de bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre présente les descentes des charges et le pré dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles).
- Le 3ème chapitre présente le calcul des éléments secondaire.
- Le 4ème chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure avec logiciel de calcul ETABS.
- Le calcul des ferraillages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ETABS est présenté dans le 5ème chapitre.
- Pour le dernier chapitre on présente l'étude des fondations suivie par une conclusion générale.

CHAPITRE 1 : PRESENTATION DU PROJET

1. INTRODUCTION GENERALE :

Dans le cadre ce projet nous allons procéder au pré dimensionnement des éléments structuraux d'un bâtiment **R+9 avec double sous-sol**.

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

1.1. Définition du logiciel ETABS

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique Unique.

Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

2. PRESENTATION DU PROJET

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

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

2.1. Ossature et système constructif

Tableau 1. Caractéristiques géométriques

Longueur du bâtiment	28,20 M
Largeur du bâtiment	20 ,00 M
Hauteur total du bâtiment	38 ,84 M
Hauteur de L'étage courant	3,06 M
Hauteur du RDC	3,60 M
Hauteur du sous –sol N° 1	3,60 M
Hauteur du sous –sol N° 2	3.60 M

2.2. Ossature et système constructif

C'est une ossature auto-stable réalisée avec système portique (poteau –poutre)

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

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

L'escalier :

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

Maçonnerie :

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

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

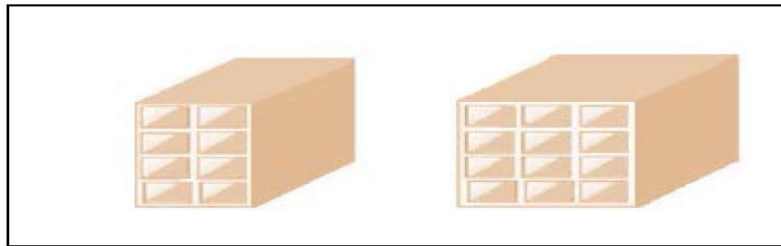


Figure 1. Brique à 8 Trous (10cm) et Brique à 12 Trous (15cm)

Revêtement :

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

L'ascenseur :

Est un dispositif mobile qui nous assure le déplacement des personnes et objets en hauteur sur des niveaux définis de notre bâtiment

Acrotères :

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

2.3. Caractéristique géotechnique du sol :

Suivant le rapport géotechnique établi par le laboratoire LNHC est après avoir effectué des sondages sur le site il a été conclu que la nature du sol est un sol meuble dont la contrainte est de 1.2 bar

2.4. Caractéristique mécanique des matériaux :

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

Composition du béton :

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

- Ciment : 350 Kg
- Gravier : 800 Kg
- Sable : 400 Kg
- Eau : 175 Kg

Caractéristique du béton et avantage :

- économie : le béton est plus économique que l'acier vis-à-vis la transmission des efforts de compression et son association avec les armatures lui permet de résister les efforts de traction.
- résistance : aux agents atmosphériques elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.
- souplesse des formes : elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages aux quels on peut donner toutes les sortes de forme.
- résistance au feu : le béton armé dans les bonnes conditions aux effets des incendies.

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

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

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

$$F_{cj} = \frac{j}{a+bj} * f_{c28} \quad (1)$$

Pour $F_{c28} \leq 40$ Mpa ————— a= 4,76 ————— b=0,83

Pour $F_{c28} \geq 40$ Mpa ————— a= 1,40 ————— b=0,95

Pour $j \geq 60$ J ————— $f_{cj} = 1,1 F_{c28}$

Pour notre étude $F_{c28} = 25$ Mpa

Résistance à la traction :

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

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

$$F_{tj} = 0,6 + 0,06 F_{cj} \quad \text{si } F_{c28} \leq 60 \text{ Mpa}$$

$$F_{tj} = 0,275 (F_{cj})^{2/3} \quad \text{si } F_{c28} > 60 \text{ Mpa}$$

Méthode de calcul :

après avoir effectué plusieurs essais pour connaître le comportement du béton armé ; ils ont arrivés à trouver la méthode de calcul avec l'état limite

les états limite sont classés en deux classes

Etat limite ultime :

Dans ce cas l'ouvrage est à la limite de la ruine il doit résister aux charges mais il subit des déformations irréversibles état limite ultime d'équilibre statique non renversement de la structure.

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

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

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

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

$$- \epsilon_{bc1} = 2 \text{ ‰}$$

$$- \epsilon_{bc2} = 3,5 \text{ ‰} \quad \text{si } F_{cj} \leq 40 \text{ Mpa.}$$

$$\text{Min } (4,5 ; 0,025 F_{cj}) \text{ ‰} \quad \text{si } F_{cj} > 40 \text{ Mpa.}$$

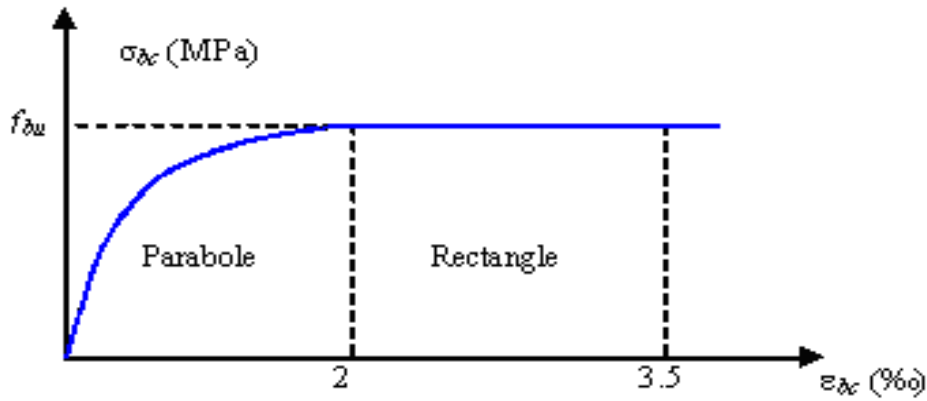


Figure 2. Diagramme parabol rectangle

ϵ_{bc} : déformation du béton en compression

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

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

γ_b : coefficient de sécurité

γ_b : 1,5 cas général

γ_b : 1,15 cas accidentel

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

$$0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\% \quad \sigma_{bc} = 0,25 F_{bc} \times 103 \epsilon_{bc} \quad (4-103 \times \epsilon_{bc})$$

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

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

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

Tableau.2 Coefficient d'application

Θ	Durée D'application
1	>24h
0,90	1h ≤ durée ≤ 24h
0,85	<1h

Etat limite de service (ELS) :

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

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

$\sigma_{bc} : 0,6f_{c28}$

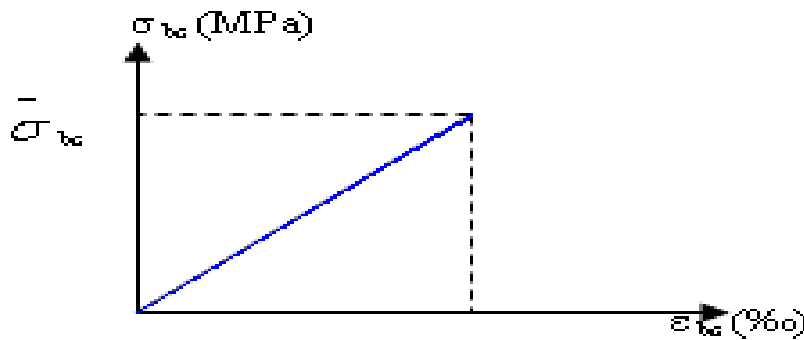


Figure .3 diagramme contrainte déformation
du béton de calcul à l'els

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

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

Contrainte admissible de cisaillement :

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

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

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

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

Avec :

b : largeur de la pièce

d : hauteur de la pièce

Module de déformation longitudinal du béton :

Module de déformation instantané :

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

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

Béton E_{ij} est égale à :

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

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

Module de déformation différée :

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

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

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

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

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

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

Module de déformation transversale :

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

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

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

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

Il est pris égale à :

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

$\nu = 0,0$ pour ELU (béton fissuré)

Acier :

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage leur rôle est de résister à l'effort de traction ; de cisaillement et de torsion

Dont le pratique on utilise les nuances d'acier suivante

- Acier naturel FeE 215 _____ FeE235
- Acier à haute adhérence FeE 400 _____ FeE500
- Treillis à soudés de maille $150 \times 150 \text{ mm}^2$ avec $\Phi = 3,5 \text{ mm}$
- Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :

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

Diagramme déformation contrainte de calcul :

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

$\gamma_s = 1,15$ cas général

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

Pour notre cas on utilise des aciers FeE400.

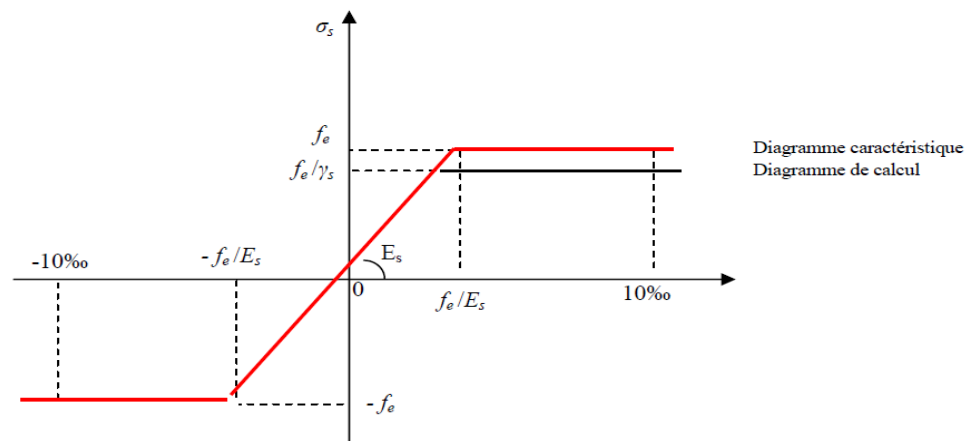


Figure .4 Diagramme déformation- contrainte

(Article (A.2.2.2) du C.B.A 93

Contrainte limite de traction des armatures :

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

Fissuration préjudiciable $\sigma_{st} = \min(2/3 f_e ; 110 \sqrt{(n \cdot F_t j)})$

Fissuration très préjudiciable $\sigma_{st} = \min(0,5 f_e ; 90 \sqrt{(n \cdot F_t j)})$

n : coefficient de fissuration

$n = 1$ pour rond lisse (RL)

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

Poids volumique :

Béton armé ————— $\gamma_b = 25 \text{KN /m}^3$
 Béton non armé ————— $\gamma_b = 22 \text{KN /m}^3$
 Acier ————— $\gamma_b = 78,5 \text{KN /m}^3$

Etats limites :

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

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

E. L. U. R :

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'action majorées et les résistances Calculées en supposant que les matériaux atteignent les limites de rupture minorées ce qui Correspond aussi aux règlements parasismiques algériens R. P. A 99 vesion2003. On doit par ailleurs vérifier qu'E. L. U. R n'est pas atteint en notant que les actions Sismiques étant des actions accidentelles.

Hypothèse de calcul :

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance du béton à la traction est négligée.
- Le raccourcissement du béton est limité à :
 $\epsilon_{bc} = 2\text{‰}$ en flexion composée.
 $\epsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$ en compression simple
- -L'allongement de l'acier est limité à $\epsilon_s = 10\text{‰}$.
- Les diagrammes déformations- contraintes sont définis pour.
- ❖ Le béton en compression.
- ❖ L'acier en traction et en compression.

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

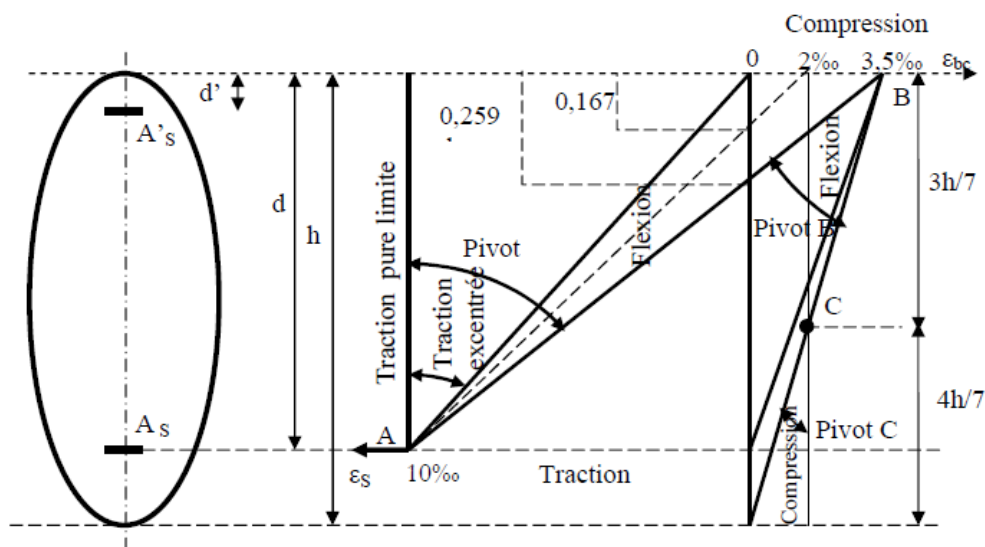


Figure.5 Diagramme des déformations limites de la section :
 Règle des trois pivots

Analyse du diagramme des trois pivots :**Pivot A**Allongement de l'acier $\epsilon_s=10\text{‰}$ **traction simple :**

limite aa'

béton entièrement tendue

flexion simple ou composé

acier tendue $\epsilon_s=10\text{‰}$

béton partiellement comprimé

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

raccourcissement du béton comprimé

 $\epsilon_{bc}=3,5\text{‰}$

flexion simple ou composé

acier tendue $\epsilon_s=10\text{‰}$

béton partiellement comprimé

Pivot C

Raccourcissement du béton comprimé

 $\epsilon_{bc}=2\text{‰}$ pour $\gamma_c 3/7h$ **Compression simple**

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

ELS

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

Hypothèse de calcul :

-les sections droites restent planes.

- il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

- le béton tendu est négligé.

- les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

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

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

 $n = E_s / E_b = 15$ « coefficient d'équivalente »**Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :**✓ • **Etat limite ultime :**

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

 $1,35 G + 1,5 Q.$ ✓ • **Etat limite de service :**Combinaison d'action suivante : $G + Q$

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques

Algériennes a prévu des combinaisons d'action suivantes

 $G+Q+E$

G : charge permanente

 $G+Q +_ - 1,2 E$

Q : charge d'exploitation

E : effort de séisme $0,8 G+E$

CHAPITRE 2 : DESCENTE DES CHARGES

1. Introduction :

L'étude des descentes des charges nous permet l'évaluation de la plus part des charges qui revienne sur chaque élément de la structure pour nous permettre une très bonne distribution qui nous permet d'assurer la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

2. Détermination de l'épaisseur du plancher :

Pour l'épaisseur du plancher ht on utilise la condition de la flèche

$$\frac{ht}{L} \leq \frac{1}{22.5}$$

L : la porté max d'une poutrelle

L : 3.30 M

$$\text{Donc } ht \geq \frac{3.30}{22.5} = 0.14667 \text{ M}$$

On adopte un plancher à corps creux de hauteur total ht = 21 cm soit un plancher de (16+5) avec 16 cm de corps creux et 5cm dalle de compression.

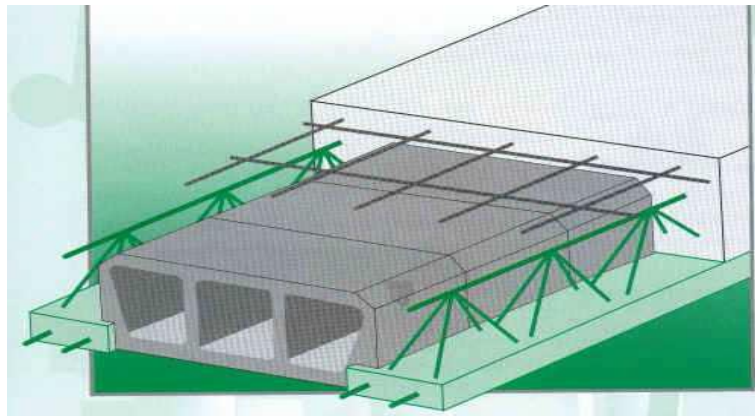


Figure 1 Plancher corps creux y compris dalle de compression
(Treille soudé +Solive)

3. Descente des charges :

3.1. Plancher terrasse inaccessible:

Notre terrasse est une terrasse inaccessible réalisé en plancher corps creux couverte par une forme de pente en béton qu'elle-même couverte par une étanchéité multicouche 36 S (feutre) ainsi que du gravillon roulé. (Article (C3 .C2.C5) du DTR)

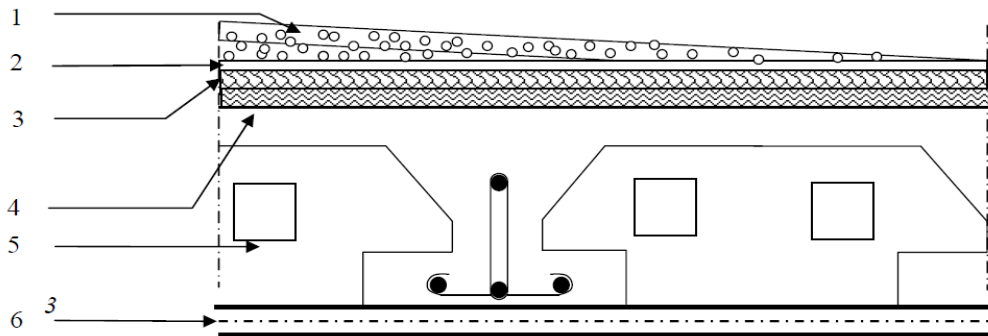


Figure 2 Coupe du Plancher terrasse inaccessible

Tableaux 1 Descente des charges (terrasse inaccessible)

(Article (C3 .C2.C5) du DTR)

N°	Désignation	Ep (M)	Mass Vol Kg / m3	Poid Kg /m²
1	Protection en gravillon roulé	0.05	2000	100
2	Etanchéité multicouche	0.02	/	12
3	Forme de pente	0.10	2200	220
4	Isolation Thermique	0.04	250	10
5	Plancher corps creux	16+5	/	320
6	Enduit en platre	0.02	1000	20
7	TOTAL			682

Charge permanente $G=682\text{Kg/m}^2$

Surcharge d'exploitation $Q= 150\text{Kg/m}^2$

3.2. Plancher étage courant :

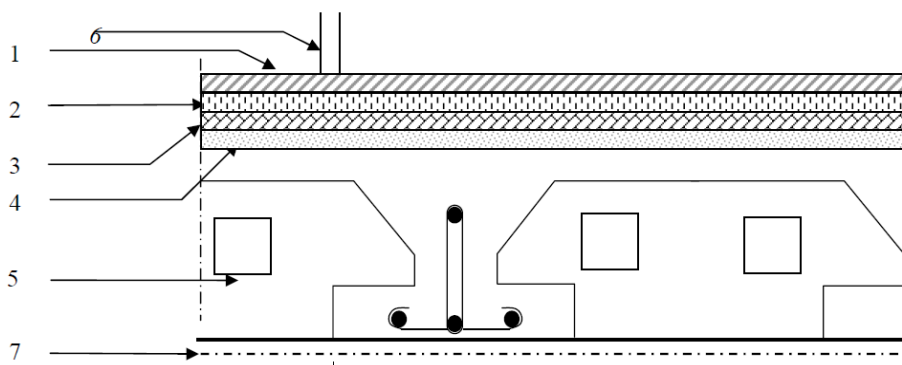


Figure 3 Coupe plancher étage courant (RDC+Sous-Sol)

Tableau. 2 Descente des charges (Plancher étage courant)
Article (C1.1 .C2.C3.C4) du DTR)

N°	Désignation	Ep (M)	Mass Vol Kg / m3	Poid Kg /m ²
1	Revêtement en Carrelage	0.02	2000	40
2	Mortier de ciment	0.02	2000	40
3	Lit de sable	0.02	1750	35
4	Plancher corps creux	16+5	/	320
5	Enduit en plâtre	0.02	1000	20
6	Cloisant	0.10	900	90
7		TOTAL		545

Charge permanente $G=545\text{Kg/m}^2$

Surcharge d'exploitation $Q= 150\text{Kg/m}^2$

3.3. Plancher RDC sous -sol :

Tableau. 3 Descente des charges (RDC-Sous-sol)
Article (7-1) du DTR)

N°	Désignation	G	Q
1	Plancher RDC (commerce)	545	500
2	Plancher Sous -Sol (parcking)	545	250

3.4. Murs Extérieure :

Les murs extérieure ont une épaisseur de 30cm et réalise brique creuse double parois

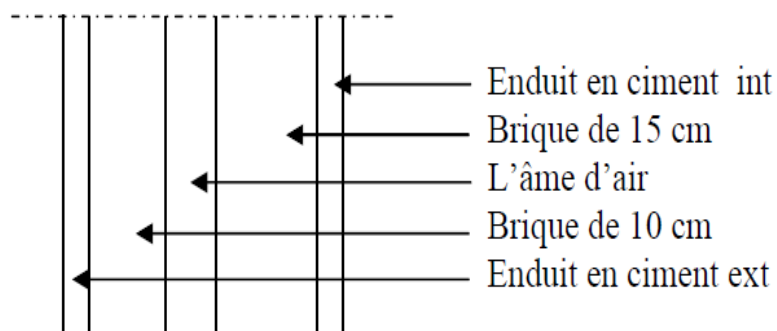


Figure 4 Coupe D'un mur double parois

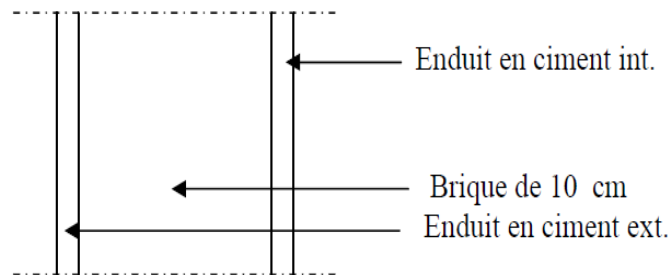
Tableau 4 Descente des charges (Murs extérieurs)

Article (C1.1 .C2.) du DTR)

N°	Désignation	Ep (M)	Mass Vol Kg / m3	Poid Kg /m ²
1	Enduit en ciment sur mur ext	0.02	2000	40
2	Brique creuse	0.15	900	135
3	Brique creuse	0.10	900	90
4	Enduit en ciment sur mur int	0.02	2000	40
	TOTAL			305

3.5. Mur Intérieure :

Les murs intérieurs sont réalisés avec brique de 10 cm

**Figure 5** Coupe D'un mur simple parois**Tableau 5** Descente des charges (Murs Intérieure)

Article (C1.1 .C2.) du DTR)

N°	Désignation	Ep (M)	Mass Vol Kg / m3	Poid Kg /m ²
1	Enduit en ciment sur mur ext	0.02	2000	40
2	Brique creuse	0.10	900	90
3	Enduit en ciment sur mur int	0.02	2000	40
4	TOTAL			170

3.6. L'escalier :

Est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marche qui nous permette d'accéder d'un niveau à un autre qui se compose de deux volés et palier de repos.

➤ **Palier de repos :**

Tableau 6 Descente des charges du palier de repos
Article (B .C2.C4) du DTR)

N°	Désignation	Ep (M)	MassVol Kg / m3	Poid Kg /m ²
1	Revêtement en Carrelage	0.02	2000	40
2	Mortier de ciment	0.02	2000	40
3	Lit de sable	0.02	1750	35
4	Dalle en béton armé	0.15	2500	375
5	Enduit en ciment	0.02	2000	40
6	TOTAL			530

Charge permanente $G=530\text{Kg/m}^2$

Surcharge d'exploitation $Q= 250 \text{ Kg/m}^2$

➤ **Volé :**

Tableau 7 Descente des charges du volé
Article (B .C2.C4) du DTR)

N°	Désignation	Ep (M)	Mass.Vol Kg / m3	Poid Kg /m ²
1	Revêtement en carrelage	0.02	2000	40
2	Mortier de pose	0.02	2000	40
3	Lit de sable	0.02	1750	35
4	Marche	0.17	2200	$2200*0.17/2= 187$
5	Paillasse	0.15	2500	$2500*0.15/\cos 32=442.19$
6	Enduit en ciment	0.02	2000	40
7	Gard du corps	/		100
8	TOTAL			884.19

Charge permanente $G=884.19\text{Kg/m}^2$

Surcharge d'exploitation $Q= 250 \text{ Kg/m}^2$

3.7. Balcon :

Tableau 8 Descente des charges du balcon
Article (B .C2.C4) du DTR)

N°	Désignation	Ep (M)	Mass.Vol Kg / m3	Poid Kg /m²
1	Revêtement en Carrelage	0.02	2000	40
2	Mortier de ciment	0.02	2000	40
3	Lit de sable	0.02	1750	35
4	Dalle en béton armé	0.15	2500	375
5	Enduit en ciment	0.02	2000	40
6	Cloison	0.10	900	90
7	TOTAL			620

Charge permanente $G= 620\text{Kg/m}^2$

Surcharge d'exploitation $Q= 350\text{Kg/m}^2$

4. PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX**4.1. Introduction :**

Pour assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure (Poteaux, Poutres) soient pré dimensionnés de telles manières à reprendre tous les sollicitations Suivantes :

- Sollicitations verticales concernant les charges permanentes et les surcharges.
- Sollicitations horizontales concernant le séisme.

Le pré dimensionnements de la structure est calculé conformément aux règles B.A.E.L91 et RPA 99 version 2003.

4.2. Pré dimensionnement des poutres :

Définition : Les poutres se sont des éléments porteurs horizontaux est on distingue deux type :

➤ **Les poutres principales :**

Elles reçoivent les charges transmise par les solives (Poutrelles) et les répartie aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

- ✓ elles relient les poteaux.
- ✓ elles Supportent la dalle.

➤ **Les poutres secondaires (Chainages) :**

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

Pré dimensionnement des poutres :

D'après les règles de **CBA 93** on à :

$$L/15 \leq h \leq L/10 \quad (1)$$

Avec L : la distance entre les axes des poteaux (en prend la porter la plus grande porté).

h : hauteur de la poutre.

Les poutres principales : $L = 4,05 \text{ m}$

$$405/15 \leq h \leq 405/10 \iff 27 \leq h \leq 40.50$$

Alors on prend $h = 35 \text{ cm}$

Pour $b \implies h/5 \leq b \leq h/2 \tag{2}$

$$35/5 \leq b \leq 35/2 \implies 7 \leq b \leq 17.5$$

NB : On prend le min suivant RPA donc **$b = 30 \text{ cm}$**

Les poutres secondaires : $L : 3.30 \text{ m}$

$$330/15 \leq h \leq 330/10 \implies 22 \leq h \leq 33$$

Alors on prend **$h = 30 \text{ cm}$**

Pour $b \implies h/5 \leq b \leq h/2$
 $\implies 30/5 \leq b \leq 30/2 \implies 6 \leq b \leq 15$

On prend **$b = 30 \text{ cm}$** Vérification d'après le RPA 99 version 2003

Tableau 9.De Vérification pré-dimensionnement a l'RPA 99 version 2003

Condition	Poutre Principale	Poutre second	
$b \geq 20 \text{ cm}$	$30 > 20 \text{ cm}$	$30 > 20 \text{ cm}$	CV
$h \geq 20 \text{ cm}$	$35 > 20 \text{ cm}$	$30 = 20 \text{ cm}$	CV
$h/b \leq 4$	$1.16 < 4$	$1 < 4$	CV

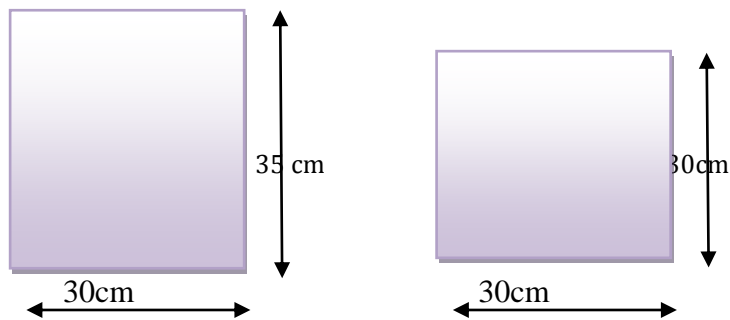


Figure.6. Dimension des poutres.

4.3. Pré dimensionnement des poteaux :

Notre pré dimensionnement va s'appliquer sur le poteau qui supporte plus de charge répartie sur une surface

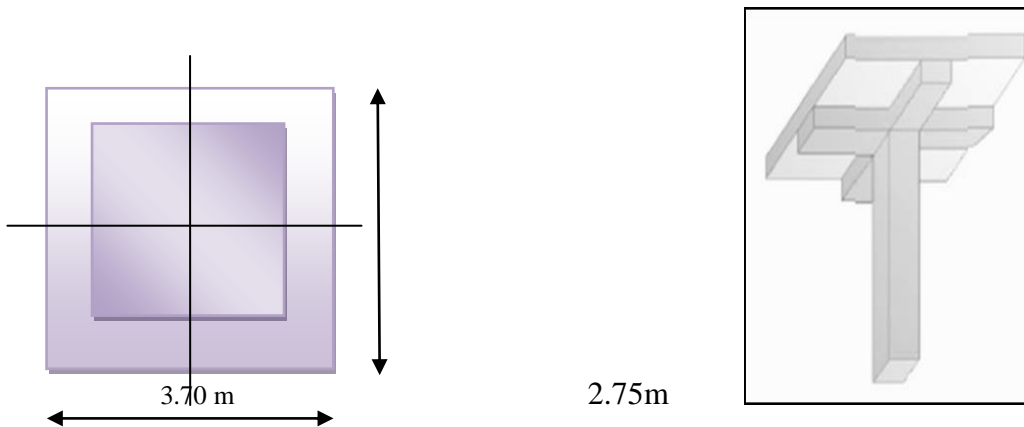


Figure.7 surface supporté par le poteau le plus défavorable

S : surface supporté par le poteau le plus défavorable.

On suppose une charge $Q=1t/m^2$.

$$Nu = Q * S * n \quad (3)$$

Q : charge répartie $1t/m^2$.

N : nombre d'étage.

S : surface supporté.

Poteau sous-sol :

$$S = 3.70 * 2.75 = 10.175 m^2$$

$$Nu = 1 * 10.175 * 12 = 122.1 t$$

$$Nu = 1.221 MN$$

Section réduite

$$Br \geq \frac{\beta * Nu}{F_{bc} / 0.9 + A_s / Br * F_e / \gamma_s} \quad (4)$$

$$\lambda = 35 \quad \implies \quad \beta = 1 + 0.02(\lambda / 35)^2 = 1.2 \quad (5)$$

Pourcentage minimal des armatures est de 0.8% en Zone Iia en peut prendre

$A_s / Br = 1\%$.

- ❖ $F_e = 400 \text{ MPa}$.
- ❖ $F_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$
- ❖ $\gamma_s = 1.15$

Donc :

$$Br \geq \frac{1.2 * 1.221}{14.17 / 0.9 + (0.85 * 0.1) / 400 / 1.15} = 783.48 \text{cm}^2 \quad (1)$$

$$Br = (a - 0.02) \geq 783.48 \text{cm}^2 \quad (2)$$

$$a \geq \sqrt{783.48 + 0.02} \quad (3)$$

$$a \geq 28.01 \text{cm} \quad (4)$$

Pour notre projet on va supposer la section du poteaux et $a=b=60 * 60 \text{ cm}$

Tableau 10 Vérification des conditions suivant RPA 99 version 2003

Condition	Poteau	
$\text{Min}(a,b) \geq 25$	$a=60 > 25$	CV
$\text{Min}(a,b) \geq h_e/20$	$a=60 > (339/20)=16.95$	CV
$1/4 \leq a/b \leq 4$	$0.25 < 1 < 4$	CV

Vérification du flambement :

Le poteau le plus défavorable et le poteau du 9ème étage parce qu'il a une faible section

➤ Calcul du moment d'inertie :

$$I_x = I_y = a * b^3 / 12 \Rightarrow 30 * 30^3 / 12 = 67500 \text{cm}^4 \quad (5)$$

➤ Rayon de giration i_x, i_y

$$i_x = i_y = \sqrt{I_x / a * b} \Rightarrow \sqrt{67500 / 30 * 30} = 8.66 \text{cm} \quad (6)$$

➤ Calcul de l'élancement :

➤ $L_f = 0.7 * L_0$ (poteau articuler aux niveaux RDC)

➤ Avec L_f : Longueur du flambement

L_0 : 3.06 m hauteur sur plafond

Donc : $L_f = 0.7 * 3.06 = 2.142 \text{m}$

$$\lambda_x = \lambda_y = L_f / i_x \quad (7)$$

$$\lambda_x = \lambda_y = 214.20 / 8.66 = 24.73 \text{cm} \quad (8)$$

$$\lambda_x = \lambda_y = 24.73 < 60 \text{ CV} \quad (9)$$

4.4. Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments qui résistent aux charges horizontales, dues au vent et au séisme.
Le RPA 99 version 2003 les voiles doit satisfaire les conditions suivante :

- ❖ $L \geq 4a$
- ❖ $a \geq h_e/20$

Avec L : Longueur du voile

- a : Epaisseur du voile (min 15 cm).
- he : Hauteur d'étage courant (2.85m).
- he : Hauteur du sous -sol (3.39m).
- $a \geq h_e/20 = 0.14\text{cm}$ d'étage courant.
- $a \geq h_e/20 = 0.17\text{cm}$ du sous -sol

Tableau 11 Epaisseur du voile

Niveau	Épaisseur a (cm)
RDC+Sous-sol	20 cm
1 ^e étage au 9eme	15 cm

NB : Le dimensionnement du voile pour notre projet et de 20 cm

CHAPITRE 3 : ÉTUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

1. ETUDE DE L'ACROTÈRE :

1.1. Définition :

L'acrotère est un élément structural contournant le sommet du bâtiment conçu pour la protection de la ligne conjunctive entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il est réalisé en béton armé, soumis à son poids propre « W_p » et à un moment dû à une force horizontale « F_p ». Il est assimilé à une console encadrée au plancher terrasse.

D'après les règles du R.P.A 99 version 2003 (6-3)

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p \quad (1)$$

A : coefficient d'accélération des zones (Zone IIa, groupe 2 $\Rightarrow A = 0.15$).

C_p : facteur de force horizontale $\Rightarrow C_p = 0.8$

1.2. Poids propre de l'acrotère:

$$W_p = 25((0.50 \cdot 0.10) + (0.10 \cdot 0.05) + 1/2(0.10 \cdot 0.05)) \quad (2)$$

$$W_p = 1.437 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 4 \cdot 0.15 \cdot 0.8 \cdot 1.437 = 0.689 \text{ KN/ml}$$

1.3. Calcul des sollicitations :

ELU :

L'effort normal : $N_u = 1.35 W_p = 1.939 \text{ KN}$

Moment fléchissant : $M_u = 1.5 \cdot F_p \cdot h = 0.516 \text{ KN.MI}$

ELS:

$N_{ser} = 1.437 \text{ KN}$

$M_{ser} = F_p \cdot h = 0.689 \cdot 0.50 = 0.344 \text{ KN.M}$

1.4. Calcul de l'excentricité :

➤ ELU

L'excentricité du 1^{er} ordre :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.516}{1.939} = 26.61 \text{ cm} \quad (1)$$

$$e_e = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{L}{250}\right) = \max(2 \text{ cm}; 0.2 \text{ cm}) \quad (2)$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

L'excentricité du 2^{ème} ordre :

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \varphi) \quad (3)$$

La longueur du flambement $L_f = 2 L_0$.

$L_f = 2 \times 0.50 = 100 \text{ cm}$.

$h = 10 \text{ cm}$.

$$e_2 = 0,00108 \frac{L_f^2}{0,1} = 1.08 \text{ cm} \quad (4)$$

$$e_0 = e_1 + e_2 + e_a \Rightarrow e_0 = 29.69 \text{ cm} \quad (5)$$

$$M_{UA} = N_U \cdot e_A \quad (6)$$

$d = 0.8 \cdot h$
 $h = 10 \text{ cm}$

$$e_A = e_0 - \left(d - \frac{h}{2} \right) = 26.69 \text{ cm} \quad (7)$$

Donc: $M_{UA} = 1.939 \cdot 0.2669 = 0.517 \text{ KN.m.}$

Els :

$$e_0 = \frac{M_{se}}{N_{ser}} = \frac{0.344}{1.437} = 23.90 \text{ cm} \quad (8)$$

$$e_A = e_0 - \left(d - \frac{h}{2} \right) = 20.90 \text{ cm} \quad (9)$$

Donc $M_{ser} = e_A N_{se} = 20.90 \cdot 1.437 = 0.30 \text{ kN.m.}$

1.5. Calcul de ferrailage :

ELU:

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \mu_{bu} = \frac{0.516 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.17} = 0.00517 \quad (10)$$

$\mu_{bu} = 0.00517 < 0.187$ (pivot A donc les aciers comprimés ne sont pas nécessaires)

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \quad (11)$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 20.00517} \right) = 0.00647 \quad (12)$$

$$Z = 0.08(1 - 0.4 \cdot 0.00647) = 0.079 \text{ m}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_{au}}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{0.517 \times 10^{-3}}{0.079 \times 348} = 1.94 \text{ cm}^2 \quad (13)$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \cdot 100 \cdot 8 \cdot \frac{2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2 \quad (14)$$

On adopte $A_{st} = 1.94 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit 5T10 = 3,14 cm²/ml. \rightarrow esp=20cm

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,78 \text{ cm}^2 \quad (15)$$

soit 5T10 cm²/ml. \rightarrow esp=20cm

Vérification des contraintes:

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{0.516}{0.344} = 1.5 \quad (16)$$

$$\alpha = 0,0064 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.5 \quad (17)$$

Donc : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$

Vérification de l'effort tranchant :

$$T_{\max} = F_p = 0.689 \text{ kN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d} = \frac{0.689}{1*0.08} = 0.00861 \text{ MPa} \quad (15)$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \\ 5 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \bar{\tau} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,2 \cdot \frac{25}{1,5} = 3,33 \text{ MPa} \\ 5 \text{ MPa} \end{array} \right\} \quad (16)$$

$$\bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.00861 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} .$$

2. Étude d'escalier :

2.1. Définition :

un escalier est une succession de gradins, il sert à relier deux niveaux différents d'une construction, l'assemblage de ces gradins donne un ensemble appelé escalier.

l'escalier est calculé à la flexion simple.

2.2. Pré dimensionnement :

les escaliers dans ce projet sont constitués de quatre volées identiques séparés par un palier de repos.

h' : C'est la partie verticale qui limite la marche « contremarche ».

h' : Est compris **entre (16 ÷ 18) cm**, On prend **h' = 17cm**

g : C'est la partie horizontale entre deux contremarches.

d'après la formule de blondel :

$$0.59 \leq 2h' + g \leq 0.66 \quad (17)$$

D'où $27 \leq g \leq 34 \text{ cm.} \Rightarrow g = 30 \text{ cm.}$

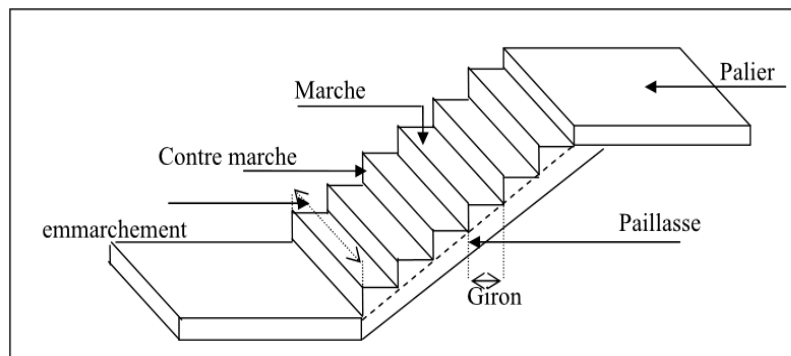


Figure 1. Schéma d'un escalier

Nombre de contremarches:

$h_1 = 3.06 \text{ m}$ (étage courant).

$h_2 = 3.60 \text{ m}$ (Rdc+sous sol).

$$n_1 = h_1 / h \quad (17)$$

$$n_2 = h_2 / h$$

$n_1 = 3.06 / 0.17 = 18$ Contremarches (9 contremarches par volée).

$n_2 = 3.60 / 0.18 = 20$ Contremarches (10 contremarches par volée).

Longueur de ligne de foulée:

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

$$L_1 = (n_1 - 1) * g \quad (18)$$

$$L_2 = (n_2 - 1) * g$$

$$L_1 = 0.30 * 9 = 2.7 \text{ m}$$

$$L_2 = 0.27 * 10 = 2.7 \text{ m}$$

L'inclinaison de la paillasse:

$$\alpha = \text{artg} \frac{0.17}{0.30} = 29.54^\circ$$

L'épaisseur du palier intermédiaire:

Généralement, il est utilisé pour un changement de direction :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad (19)$$

- Calcul des moments fléchissant et les efforts tranchants
 $0 \leq X \leq 2.70$

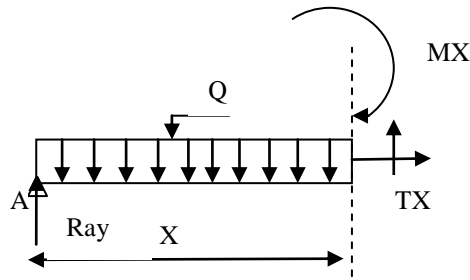


Figure 4. Schéma Statique d'une coupe

$$M(x) = Ray \cdot X - Q1X^2/2$$

$$M(x) = 28.36x - 7.84x^2 \quad \left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(2.70) = 19.41 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$T(x) = Ray - Q1X$$

$$T(x) = 28.38 - 15.68x \quad \left\{ \begin{array}{l} T(0) = 28.38 \text{ KN} \\ T(2.7) = -13.95 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$X = \frac{28.38}{15.68} = 1.81 \text{ m}$$

$$M(1.81) = 28.36 \cdot (1.81) - 7.84 \cdot (1.81)^2 = 25.64 \text{ KN.m}$$

$$0 \leq X \leq 1.00$$

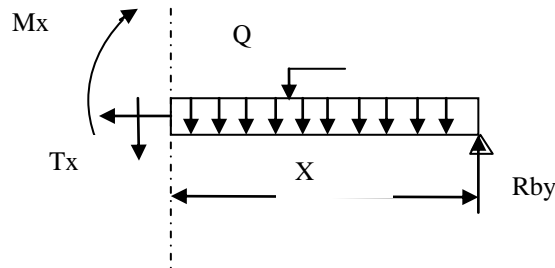


Figure 5. Schéma Statique d'une coupe

$$M(x) = Q2X^2/2 - Rby \cdot X$$

$$M(x) = 5.4x^2 - 24.87x \quad \left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.00) = -19.42 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$T(x) = Q2X - Rby$$

$$T(x) = 10.90x - 24.87 \quad \left\{ \begin{array}{l} T(0) = -24.87 \text{ KN} \\ T(1.00) = -13.97 \text{ KN} \end{array} \right.$$

NB : le même calcul ainsi que les mêmes étapes se fait pour le calcul ELS

ELU :

Moment $M_{max} = 25.64$

En travée : $M_{ut} = 0.85 M_{max} \Rightarrow 0.85 \cdot 25.64 = 21.79 \text{ KN.m}$

En appui : $M_{app} = 0.5 M_{max} \Rightarrow 0.5 * 25.64 = 12.82 \text{ KN.m}$

ELS :

moment $M_{max} = 18.54$

en travée : $M_{ut} = 0.85 M_{max} \Rightarrow 0.85 * 18.54 = 15.76 \text{ KN.m}$

en appui : $M_{app} = 0.5 M_{max} \Rightarrow 0.5 * 18.54 = 9.27 \text{ KN.m}$

Tableau 2. combinaison d'action

Type	ELU			ELS			
	$M_{app} \text{ (KN.m)}$	$M_{tra} \text{ (KN.m)}$	$T_{max} \text{ (KN.)}$	$M_{app} \text{ (KN.m)}$	$M_{tra} \text{ (KN.m)}$	$T_{max} \text{ (KN.)}$	
sollicitations	1	12.82	21.79	28.38	9.27	15.76	20.51

2.5. Détermination du ferrailage:

le calcul du ferrailage se fait suivant la méthode de la flexion simple.

Elu :**En travée**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 * f_{bc}} \quad (20)$$

$b = 1.3 \text{ m.}$

$d = 0.9 h = 0.135 \text{ m}$ avec $h = 15 \text{ cm.}$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 * f_{bc}} = 0.06 \leq 0.392$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z * \sigma_{st}} \quad (21)$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \quad (22)$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad (23)$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.06}) = 0.08$$

$$Z = 0.130 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{21.79 * 10^{-3}}{0.13 * 348} = 4.81 \text{ cm}^2$$

on prend 5T12 ; $A_{st} = 5.65 \text{ cm}^2$

armatures de répartition :

$$A_r = A_{st}/4 \Rightarrow A_r = 4.81/4 = 1,20 \text{ cm}^2$$

on prend 2T10 ; $A_r = 1.57 \text{ cm}^2$

En appuis :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 * f_{bc}} \quad (23)$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \quad (24)$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad (25)$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.06}) = 0.048$$

$$Z = d(1 - 0.4 * 0.048) = 0.130$$

$$A_{st} = \frac{12.82 * 10^{-3}}{0.13 * 348} = 2.83 \text{ cm}^2$$

on prend 3T12 ; $A_{st} = 3.39 \text{ cm}^2$

condition de non fragilité :

$$A_{st} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_c} \quad (26)$$

$$A_{st} = 0.23 * 1.30 * 0.135 * \frac{2.1}{400} = 2.11 \text{ cm}^2$$

$A_{st} > 2.11 \rightarrow$ condition vérifiée

E.L.S :

Ce type d'escalier se situe dans un local couvert, donc il soumis à des fissurations peu préjudiciables.

Sur travée:

$$\alpha_t < \frac{\gamma_t - 1}{2} + \frac{f_{t28}}{100} \quad (27)$$

$$\gamma_t = \frac{M_{ut}}{M_{st}} \quad (28)$$

$$\gamma_t = \frac{21.79 * 10^{-3}}{15.76 * 10^{-3}} = 1.38$$

$$\alpha_t = \frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

$$\alpha \text{ Travée} = 0,044$$

on compare $0,044 < 0,4 \dots$ C.V

la vérification de béton n'est pas nécessaire

Sur appuis:

$$\alpha_t < \frac{\gamma_t - 1}{2} + \frac{f_{t28}}{100} \quad (29)$$

$$\gamma_t = \frac{M_{ut}}{M_{st}} \quad (30)$$

$$\gamma_t = \frac{12.82 * 10^{-3}}{9.27 * 10^{-3}} = 1.38$$

$$\alpha_t = \frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

$$\alpha \text{ Appui} = 0,044$$

on compare $0,044 < 0,44 \dots$ C.V

la vérification de béton n'est pas nécessaire.

Vérification du cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} \quad (31)$$

$$\tau_u = \frac{20.51 * 10^{-3}}{0.17} = 0.16 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \min\left(\frac{0.15 f_{t28}}{1.5}; 4 \text{ Mpa}\right) \quad (32)$$

$2.5 \text{ Mpa} < \tau_u$ condition vérifié

Vérification de la flèche :

calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{18} * \frac{Mser}{Mu} \quad (33)$$

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{18} * 0.72$$

avec h : hauteur de la cage d'escalier = 3.06 m.

l : la distance entre appui.

En appui :

$$\frac{3.60}{3.7} \geq \frac{1}{18} * \frac{9.27}{12.82} \text{ et } \frac{3.06}{3.7} \geq \frac{1}{18} * \frac{14.03}{20.03}$$

0.97 > 0.040 et 0.82 > 0.040 (en appui)

En travée :

$$\frac{3.60}{3.7} \geq \frac{1}{18} * \frac{15.76}{21.79} \text{ et } \frac{3.06}{3.7} \geq \frac{1}{18} * \frac{15.76}{21.79}$$

0.97 > 0.040 et 0.82 > 0.040 (en travée)

Tableau 3.de ferrailage d'escalier

Type d'escalier	Armature long (cm2)				Armature de répartition (cm2)			
	Ast calculé		Ferr choisie		Ast calculé		Ferr choisie	
	travée	appuis	travée	appuis	travée	appuis	travée	appuis
1	4.81	2.83	5T12	5T12	1,20	0.52	4T12	4T12

3. Étude de la dalle pleine (balcon):

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

le calcul se fera pour une bande de **1.00m**

3.1. Descente des charges:

Tableau 4. De descente des charges

Niveau	Les différentes charges (kg/m^2)	
	Sous-sol	$G(\text{kg/m}^2)$
$Q(\text{kg/m}^2)$		350
RDC	$G(\text{kg/m}^2)$	545
	$Q(\text{kg/m}^2)$	500
Étage courant	$G(\text{kg/m}^2)$	545
	$Q(\text{kg/m}^2)$	350
Terrasse	$G(\text{kg/m}^2)$	682
	$Q(\text{kg/m}^2)$	350

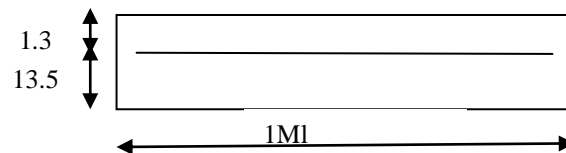
Les charges d'étage courant:

le calcul se fait par une bande de 1 ml.

$$G = 1 * 545 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow G = 545 \text{ kg/ml}$$

$$Q = 1 * 350 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow Q = 350 \text{ kg/ml}$$

$$\text{La charge } P = 250 \text{ kg/m} * 0.8 \text{ m} * 1 \text{ ml} = 200 \text{ kg}$$



3.2. Calcul des réactions d'appuis:

Combinaison d'actions

ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow q_u = 1260,75 \text{ kg/ml}$$

$$p_u = 1,35P \Rightarrow p_u = 270 \text{ kg/ml}$$

ELS :

$$q_s = G + Q \Rightarrow q_s = 895 \text{ kg/ml}$$

$$p_s = P \Rightarrow p_s = 200 \text{ kg}$$

Section 1-1: $0 \leq x \leq 0.8$

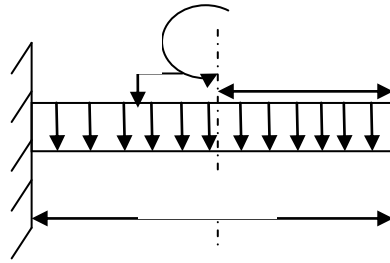


Figure 6. Schéma Statique d'une coupe

$$\begin{aligned}
 &\checkmark \\
 &\checkmark M(x) = -p_U x - q_U (x^2 / 2) \\
 &\checkmark M(x) = -270x - 1260.75 (x^2 / 2) \quad \left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \text{ kg.m} \\ M(0.8) = -619.44 \text{ kg.m} \end{array} \right.
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M(x)' &= -270 - 1260.75 x \\
 (x) &= (-270 / 1260.75) \longrightarrow x = -0.21 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &\checkmark T(x) = p_U + q_U x \\
 &\checkmark T(x) = 270 + 1260.75 x \quad \left\{ \begin{array}{l} T(0) = 270 \text{ kg} \\ T(0.8) = 1278.60 \text{ kg} \end{array} \right.
 \end{aligned}$$

Tableau 5. 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	270	0	200
0.80	-619.44	1278.6	-446.40	916

3.3. Calcul 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.

ELU :

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 * f_{bc}} \tag{34}$$

b = 1 m.

d = 0.9 h = 0.135 m avec h = 15 cm.

Mu = 619.44 KN.m

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}} = 0.023 < 0.187$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A_{st} = \frac{Mu}{z * \sigma_{st}} \tag{35}$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \tag{36}$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \tag{37}$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.023}) = 0.023$$

$$Z = d(1 - 0.4 * 0.023) = 0.133$$

$$A_{st} = \frac{6.19 * 10^{-3}}{0.133 * 348} = 1.33 \text{ cm}^2$$

On prend 2 T12 ; A_{st} = 2.26 cm²

Armatures de répartition :

$$A_r = A_{st}/4 \Rightarrow A_r = 2.26 / 4 = 0.56 \text{ cm}^2$$

on prend 3T8 ; $A_{st} = 2.36 \text{ cm}^2$ de section $1,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 * b * d \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (38)$$

$$A_{\min} = 0.23 * 1.0 * 135 * \frac{2,1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2 \text{ On a donc } A_{st} > A_{\min} \text{ (On prend } A_{st}). \text{ Cv}$$

Vérification à l'ELS :

$$M_S = 446.40 \text{ kg.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$A_{st} = 2.26 \text{ cm}^2 \quad \text{et} \quad n = 15$$

$$\frac{bx^2}{2} - n * A_{st} * (d - x) = 0 \quad (39)$$

$$50X^2 - 15 * 2.26(13.5 - X)$$

$$\Rightarrow x = 2.75 \text{ cm}$$

moment d'inertie:

$$I = \frac{bx^3}{3} + n * A_{st} (d - x)^2 \quad (40)$$

$$I = \frac{100 * (2.75)^3}{3} + 15 * 2.26(13.5 - 2.75)^2 = 4610.79 \text{ cm}^4$$

$$I = 4.61 * 10^{-5} \text{ M}^4$$

Calcul des contraintes béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s * X}{I} \quad (41)$$

$$\sigma_{bc} = \frac{446.40 * 10^{-5} * 0.0275}{4.61 * 10^{-5}} = 2.66 \text{ Mpa}$$

Calcul des contraintes d'acier :

$$\sigma_{st} = n * \frac{M_s(d - x)}{I} \quad (42)$$

$$\sigma_{st} = 15 * \frac{446.40 * 10^{-5} * (0.135 - 0.0275)}{4.61 * 10^{-5}} = 156.14 \text{ Mpa}$$

Calcul des contraintes admissibles Béton :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} \Rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa}$$

Acier :

$$\sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_{e}; 110 \sqrt{n f_{t28}}\right) \quad (43)$$

Fissuration préjudiciable, avec : $\eta = 1,6$

$$\sigma_{st} = \min(266.66; 201.63) \text{ donc } \sigma_{st} = 201.63 \text{ Mpa}$$

Vérifications :

$$\sigma_{bc} = 2.66 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{CV}$$

$$\sigma_{st} = 156.14 \text{ Mpa} < 201.63 \text{ MPa} \longrightarrow \text{CV}$$

Amin = 0,5 % b.h d'après RPA99.

$$A_{min} = 0,5 \% 100.15 = 7,5 \text{ cm}^2$$

Choix : Ast = 7 T12 = 7,92 cm

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

le choix Ar ⇒ 4T10 de section 3,14 cm²/ml.

Vérification au cisaillement:

$$T_{\text{max}} = 1278.60 \text{ kg}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{bd} \tag{44}$$

$$\tau_u = \frac{1278.60 * 10^{-3}}{1 * 0.135} = 0.0947 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \min\left(\frac{0.15f_c28}{1.5}; 4 \text{ Mpa}\right) \tag{45}$$

2.5Mpa < τu condition vérifié

Donc on a : τu < τu0.0947 Mpa < 2,5 Mpa. → CV

Vérification de la flèche:

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \frac{0.15}{1.00} > \frac{1}{16} \longrightarrow 0,15 > 0.0625 \longrightarrow \text{CV}$$

$$\frac{A_{st}}{b*d} \leq \frac{4.20}{f_e} \frac{7.92 * 10^{-4}}{1 * 0.135} \leq \frac{4.20}{400} \longrightarrow 0,0058 \leq 0,0105 \longrightarrow \text{CV}$$

3.4. Calcul des sollicitations pour les dalle pleine de 1.25 ML

Tableau 6 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	421.75	0	312.50
1.25	-1512.30	1997.81	-1089.84	1431.25

Tableau 7 Récapitulatif Ferrailage de la dalle pleine de type 1 étage courant

Dalle pleine	Armature long (Cm ²)			Armature de répartition (Cm ²)		
	Ast calculé Cm ²	Ast choisie Cm ²	Fer choisie	Ast calculé Cm ²	Ast choisie Cm ²	Ferr choisie
Type 1	1.33	7.92	7 T 12	0.56	3.14	4 T10
	3.23			0.84		

Calcul du contre poids d'un balcon :

Ce t'une dalle qui a stabiliser le balcon pour évite un renversement

$$X * 0.21 * 3.10 * 25 = 3.10 * 1.25 * 0.15 * 25$$

$$X = (3.10 * 1.25 * 0.15 * 25) / (0.21 * 3.10 * 25)$$

La longueur de contre poids X=0.90

5. Étude de la dalle plein :

5.1. 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.

5.2. Pré dimensionnement (salle machine) :

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

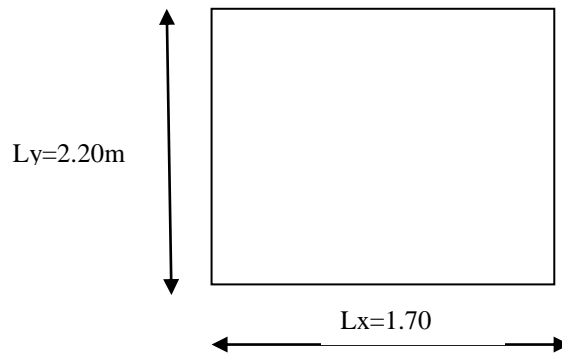


Figure 7. Schéma cage d'ascenseur

Nous avons deux conditions à vérifier :

Résistance à la flexion On prend: $e=25\text{cm}$

5.3. Détermination des charges et surcharges(salle machine):

Charges permanentes :

- Poids de la dalle machine supportée..... 22, 82 kN/m²
 - Poids propre de la dalle.....0,25x25=6,25kN/m²
- $G=29,07\text{ kN/m}^2$

Surcharge d'exploitation :

$$Q=1,5\text{ kN/m}^2\text{ (terrasse inaccessible)}$$

Combinaison de charges :

$$\text{E.L.U : } q_u=1,35G+1,5Q=41,49\text{ kN/m}^2$$

$$\text{E.L.S : } q_{ser}=G+Q=30,57\text{ kN/m}^2$$

Calcul des efforts [RPA99V2003] :

le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 côtés.

calcul de « ρ » :

$$0,4 \leq \rho = L_x/L_y = 0,77 \leq 1 \quad (46)$$

la dalle travail dans les deux sens.

$$M_x = U_x * q_u * L_x^2 \quad (47)$$

$$M_y = U_y * M_x \quad (48)$$

E.L.U :

$$U_x = 0,0490 \Rightarrow M_x = 5,8 \text{ Kn}^*\text{m}$$

$$U_y = 0,7152 \Rightarrow M_y = 4,2 \text{ Kn}^*\text{m}$$

Moments en travées : Encastrement totale

$$M_{tx} = 0,75M_x = 4,3 \text{ kN}^*\text{m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_y = 3,15 \text{ kN}^*\text{m}$$

Moments sur appuis:

$$M_{ax} = 0,5 M_x = 2,9 \text{ kNm}$$

$$M_{ay} = 0,5 M_y = 2,1 \text{ kNm}$$

$$M_a = \text{Max} (M_{ax} ; M_{ay}) = 2,90 \text{ kNm}$$

E.L.S :

$$U_x = 0,0558 \Rightarrow M_x = 4,9 \text{ Kn}^*\text{m}$$

$$U_y = 0,8046 \Rightarrow M_y = 3,9 \text{ Kn}^*\text{m}$$

Moments en travées : Encastrement totale

$$M_{tx} = 0,75M_x = 3,6 \text{ kN}^*\text{m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_y = 2,9 \text{ kN}^*\text{m}$$

Moments sur appuis:

$$M_{ax} = 0,5 M_x = 2,45 \text{ kNm}$$

$$M_{ay} = 0,5 M_y = 1,95 \text{ kNm}$$

5.4. Ferrailage de la dalle machine:

le ferrailage de la dalle machine se fait comme suit :

pour une bande de 1m, on aura une section ($b \times h$) = (100x25) cm² qui travaille en flexion simple.

Ferrailage de la dalle :

Pour le ferrailage en va prendre le moment max (en traves ; appuis)

Dans le sens « Lx »

On a: $b=100\text{cm}$; $h=25\text{cm}$; $d=0,9h=22,5\text{cm}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 * f_{bc}} \quad (49)$$

$$M_u = 4.30 \text{ Kn.M}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 * f_{bc}} = 0.059 \leq 0.187$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A_{st} = \frac{M_u}{z * \sigma_{st}} \quad (50)$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \quad (51)$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad (52)$$

$$\alpha = 0.075$$

$$Z = 0.22$$

$$A_{st} = \frac{4.30 \cdot 10^{-3}}{0.22 \cdot 348} = 0.56 \text{ cm}^2$$

on prend 5t10 ; ast = 3,93 cm²

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \text{MAX} \left(0.23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{F_e}, b \cdot h / 1000 \right) \tag{52}$$

$$A_{st} \geq \text{max} (2,71 : 2,5)$$

$$3,93 \geq 2,71 \text{ CV}$$

E.L.S :

Sur travée:

$$\alpha < \frac{\gamma_t - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \tag{53}$$

$$\gamma_t = \frac{M_{ut}}{M_{st}} \tag{54}$$

$$\gamma_t = \frac{4.3 \cdot 10^{-3}}{3.6 \cdot 10^{-3}} = 1.19$$

$$\alpha < \frac{1.19 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.34$$

On compare 0,34 < 0,445 CV

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton l'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS

Dans le sens Ly :

Tableau 8 Récapitulatif ferrailage dans le sens ly :

M _{ly} (kNm)	b (m)	h (m)	d (m)	μ	α	z	A _{cal} (cm ²)	C _{nf} (cm ²)	Choix	A _{adp} s(cm ²)
3,15	1	0,25	0,225	0,004	0,005	0,22	0,40	2,716875	5T10	3,93

6. FERRAILAGE RECAPITULATIFE DES DALLES PLEINS

- Toute l'étude ce fait par même principe des dalles plein avec ferrailage a la flexion simple

Tableau 9. Récapitulatif des ferrailages dalle plein

Niveaux	MtX (kNm)	b (m)	h (m)	d (m)	μ	α	z	A _{cal} (cm ²)	C _{nf} (cm ²)	Choix	A _{adp} (cm ²)
RDC	59,19	1	0,2	0,18	0,12	0,17	0,16	10,15	2,1	7T14	10,78
SSOL1	35.43	1	0,2	0,18	0,07	0,10	0,17	5,89	2,1	6T12	6,79
SSOL2	30,94	1	0,2	0,18	0,06	0,087	0,17	5,1	2,1	6T12	6,79
Ascenseur	4,3	1	0,25	0,225	0,005	0,007	0,22	0,55	2,71	5T10	3,93

6. ETUDES DES PLANCHERS :

6.1. Introduction :

Les planchers sont à corps creux de hauteur $h=21$ cm avec une dalle de compression.

6.2. Évaluation des charges :

Tableau 10 : Évaluation des charges sur les poutrelles

Type de plancher	G[kN/mL]	Q[kN/mL]	E.L.U	E.L.S
P. Terrasse inaccessible	4,433	0,975	7,44705	5,408
P. Etage courant	3,542	0,975	6,2442	4,517
P. étage commerciale	3,542	3,25	9,6567	6,792

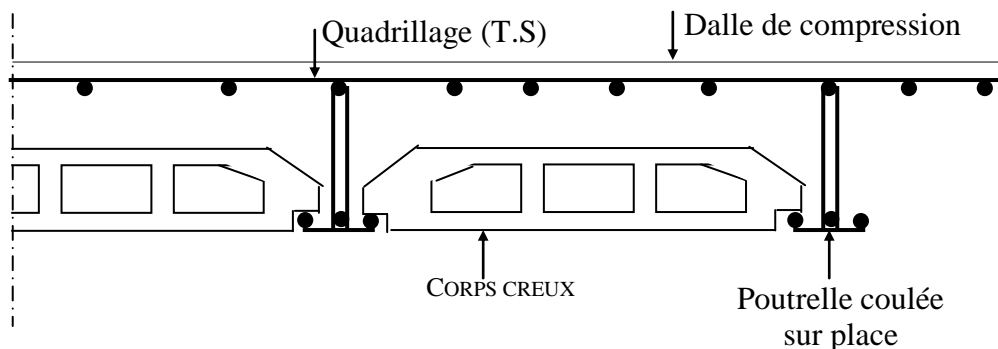
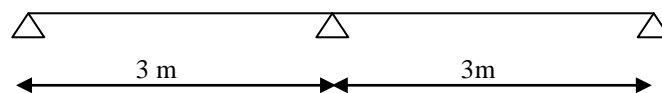


Figure 8. la coupe de la section du plancher cors creux

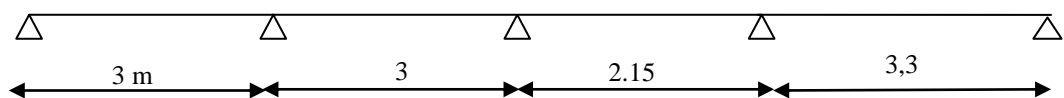
6.3. Différentes types des poutrelles :

1. Terrasse inaccessible :

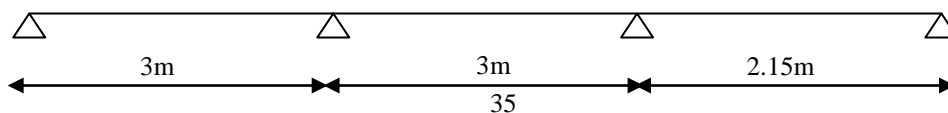
- Type (1)



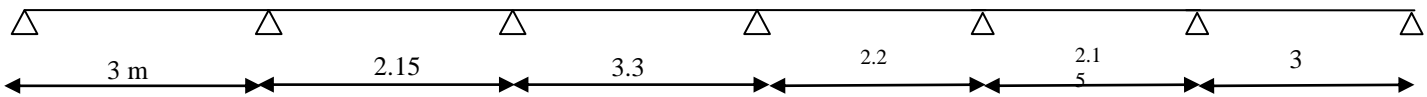
- Type (2)



- Type (3)

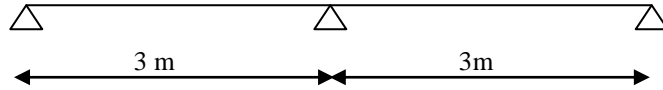


- Type (4)

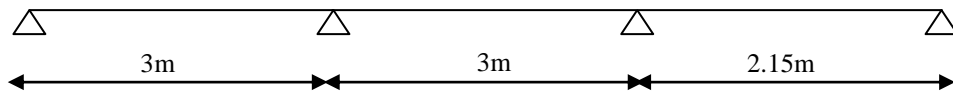


2. Étage courant :

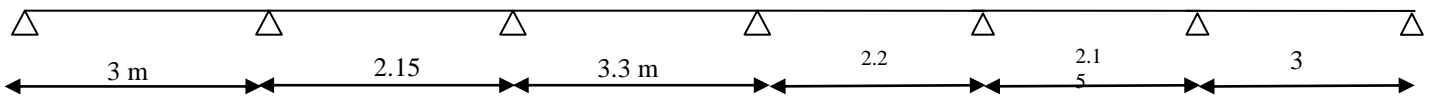
- Type (1)



- Type (2)

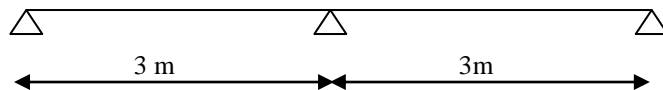


- Type (3)

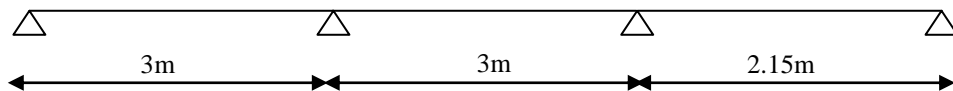


3. Étage service et sous sol :

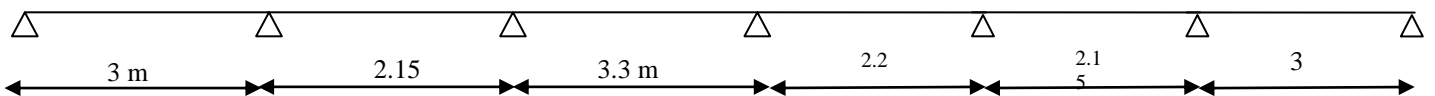
- Type (1)



- Type (2)



- Type (3)



- Type (4)

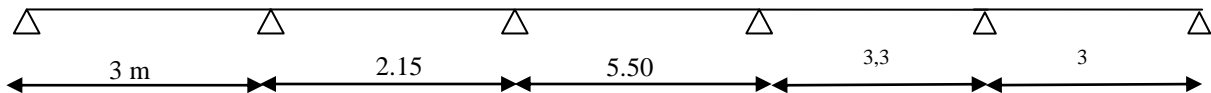


Figure 8. : Schéma statique des poutrelles

6.4. Calcul des sollicitations des poutrelles :

Méthode de calcul :

Méthode forfaitaire : pour appliquer cette méthode dans nos calculs, il faut assurer certaines conditions :

1. La charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 5 kN/m². ($Q \leq \max [2G, 5\text{kN/m}^2]$).
2. Les moments d'inerties des sections transversales sont identiques dans les différentes travées en continuité.
3. Les portées, successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25 .$$

4. La fissuration est considérée comme préjudiciable à la tenue du béton armé aussi qu'à celle de ses revêtements.

Alors les types des poutrelles sont satisfaits aux conditions de la méthode sauf une dans le rdc est les deux sous sol

Application de la méthode forfaitaire :

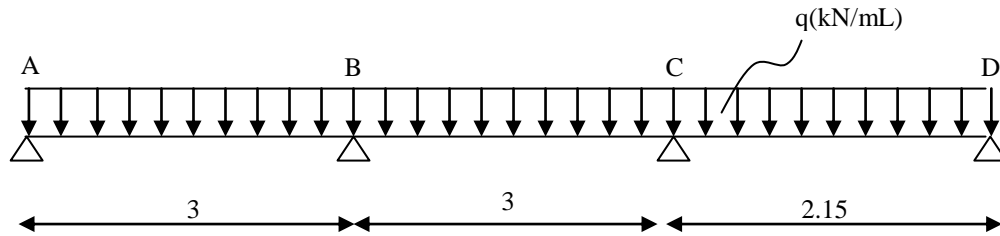


Figure 10. Schéma statique de type 2 étage courant.

Détermination des sollicitations a l'ELU :

a. Pour étage courant : $q_u = 6.24 \text{ kN/ml}$; $q_{ser} = 4,51 \text{ kN/ mL}$.

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{0,97}{3,54 + 0,97} = 0,215 \tag{1}$$

$$M_{oAB} = \frac{q_u \cdot L^2_{AB}}{8} = \frac{6.24 \times (3)^2}{8} = 7,02 \text{ kN.m} \tag{2}$$

$M_{oAB} = 7.02 \text{ kn.m}$
 $M_{oBc} = 7.02 \text{ kn.m}$
 $M_{oCD} = 3.60 \text{ kN.m.}$

Les moments en appuis

$M_A = -0,2 M_{oAB} = -1.4 \text{ kN.m.}$
 $M_B = M_C = -0,5 m_{oBC} = -3.51 \text{ kN.m.}$
 $M_D = -0,2 M_{oCD} = -0.72 \text{ kN.m}$

Les moments en travées

Les moments en travées doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha)M_o; 1,05M_o] \\ M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_o \text{ (cas d'une travée intermédiaire)} \\ M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_o \text{ (cas d'une travée de rive)} \end{array} \right. \tag{3}$$

Pour travée AB : (travée rive)

$$\begin{cases} M_{tAB} \geq \frac{1,2 + (0,3 \times 0,21)}{2} \times 7,02 = 4,43 \text{ kN.m} \\ M_{tAB} + \frac{1,4 + 3,51}{2} \geq \max[(1,065 \times 7,02); (1,05 \times 7,02)] \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tAB} \geq 4,43 \text{ kN.m} \\ M_{tAB} \geq 5,02 \text{ kN.m} \end{cases} \Rightarrow M_{tAB} = 5,02 \text{ kN.m}$$

Pour travée BC : (travée intermédiaire)

$$\begin{cases} M_{tBC} \geq \frac{1 + (0,3 \times 0,21)}{2} \times 7,02 = 3,73 \text{ kN.m} \\ M_{tBC} + \frac{3,51 + 3,51}{2} \geq \max[(1,05 \times 7,02); (1,065 \times 7,02)] \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tBC} \geq 3,73 \text{ kN.m} \\ M_{tBC} \geq 3,96 \text{ kN.m} \end{cases} \Rightarrow M_{tBC} = 3,96 \text{ kN.m}$$

Pour travée CD : (travée de rive).

$$\begin{cases} M_{tCD} \geq \frac{1,2 + (0,3 \times 0,21)}{2} \times 3,60 = 2,27 \text{ kN.m} \\ M_{tCD} + \frac{3,51 + 0,61}{2} \geq \max[(1,065 \times 3,60); (1,05 \times 3,6)] \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tCD} \geq 2,27 \text{ kN.m} \\ M_{tCD} \geq 1,77 \text{ kN.m} \end{cases} \Rightarrow M_{tCD} = 2,27 \text{ kN.m}$$

efforts tranchants :

$$a = L \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} \quad (4)$$

$$b = L \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_w + M_t}{M_e + M_t}}} \quad \text{Où : } b = L - a \quad (5)$$

$$V_w = -2 \times \frac{M_w + M_t}{a} \quad (6)$$

$$V_e = 2 \times \frac{M_e + M_t}{b} \quad (7)$$

Travée AB :

$$a = 3,00 \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{1,4 + 5,02}{3,51 + 5,02}}} = 1,60 \text{ m}$$

$$b = 3.00 \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{3.51 + 5.02}{1.4 + 5.02}}} = 1.39m$$

$$V_w = -2 \times \frac{3.51 + 5.02}{1.60} = -10.66KN$$

$$V_e = 2 \times \frac{1.4 + 5.02}{1.39} = 9.23KN$$

Travée BC :

$$a = 3.00 \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{3.51 + 3.96}{3.51 + 3.96}}} = 1.50m$$

$$b = 3.00 \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{3.51 + 5.02}{3.51 + 5.02}}} = 1.50m$$

$$V_w = -2 \times \frac{3.51 + 3.96}{1.50} = -9.96KN$$

$$V_e = 2 \times \frac{3.51 + 3.96}{1.50} = 9.96KN$$

Travée CD :

$$a = 2.15 \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{3.51 + 2.27}{0.72 + 2.27}}} = 0.88m$$

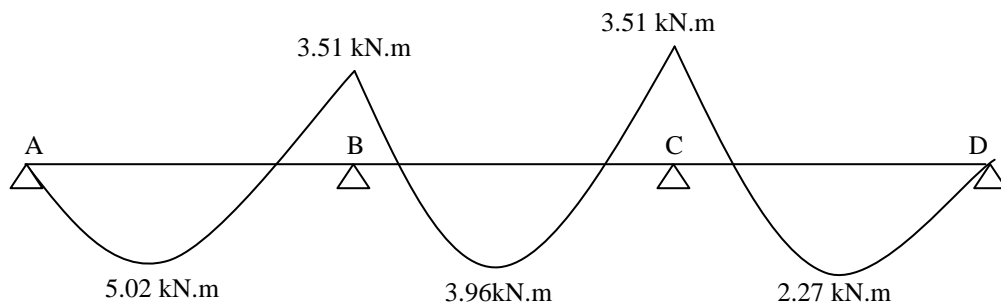
$$b = 2.15 \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{0.72 + 2.27}{3.51 + 2.27}}} = 1.26m$$

$$V_w = -2 \times \frac{0.72 + 2.27}{0.88} = -13.13KN$$

$$V_e = 2 \times \frac{3.51 + 2.27}{1.26} = 4.57KN$$

La Représentation graphique :

- Diagramme des moments fléchissant :



- Diagramme des efforts tranchants

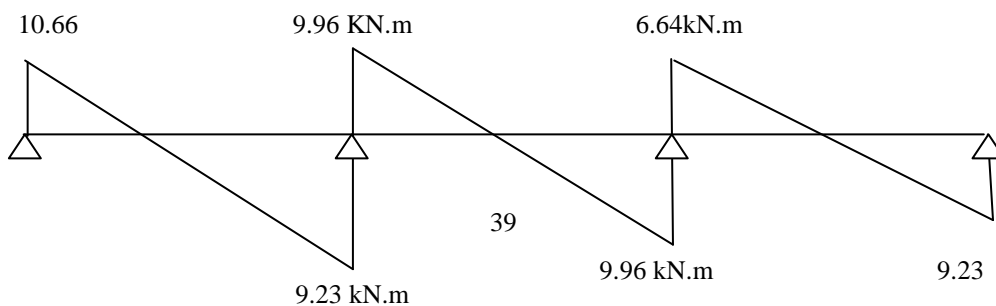


Figure 11. Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants

Terrace inaccessible

- **Type (1) :**

Tableau 11. Sollicitation à L'ELU Terrasse inaccessible Type (1)

Travée	L(m)	M _a (kN.m)	M _t (kN.m)	T[kN]
A	3.00	-1.67	5.88	-12.51
B		-4.18		+10.84
B	3.00	-4.18	5.88	-12.51
C		-1.67		+10.84

Tableau 12. Sollicitation à L'ELSTerrasse inaccessible Type (1)

Travée	L(m)	M _a (kN.m)	M _t (kN.m)	T[kN]
A	3.00	-1.01	3.62	-7.65
B		-2.53		+6.64
B	3.00	-2.53	3.62	-6.64
C		-1.01		+7.65

- **Type (2)**

Tableau 13. Sollicitation à L'ELUTerrasse inaccessible Type (2)

Travée	L(m)	M _a (kN.m)	M _t (kN.m)	T[kN]
A	3.00	-1.67	5.88	-12.51
B		-4.18		+10.84
B	3.00	-4.18	4.63	-11.74
C		-4.18		+11.74
C	2.15	-4.18	2.26	-9.044
D		-2.14		+10.94
D	3.30	-2.14	8.58	-12.88
E		-2.024		+12.95

Tableau 14. Sollicitation à L'ELSTerrasse inaccessible Type (2)

Travée	L(m)	M _a (kN.m)	M _t (kN.m)	T[kN]
A	3.00	-1.21	4.27	-12.51
B		-3.37		+10.84

B		-3.037		-11.74
C	3.00	-3.037	3.20	+11.74
C		-3.037		-9.044
D	2.15	-1.56	1.64	+10.94
D		-1.56		-12.88
E	3.30	-1.47	5.17	+12.95

- **Type (3) :**

Tableau 15. Sollicitation à L'ELUTerrasse inaccessibleType (3)

Travée	L(m)	M _a (kN.m)	M _t (kN.m)	T[kN]
A		-1.67		-12.53
B	3.00	-4.18	5.88	+10.85
B		-4.18		-11.74
C	3.00	-4.18	4.63	+11.74
C		-4.18		-8.51
D	2.15	-0.85	3.02	+11.61

Tableau 16. Sollicitation à L'ELSTerrasse inaccessibleType (3)

Travée	L(m)	M _a (kN.m)	M _t (kN.m)	T[kN]
A		-1.21		-9.10
B	3.00	-3.03	4.27	+7.8
B		-3.03		-8.31
C	3.00	-3.03	3.20	+8.31
C		-3.03		-6.17
D	2.15	-0.62	2.19	+8.42

• **Type (4) :****Tableau 17.** Sollicitation à L'ELUTerrasse inaccessibleType (4)

Travée	L(m)	M _a (kN.m)	M _t (kN.m)	T[kN]
A	3.00	-1.67	5.88	-12.53
B		-4.18		+10.85
B	2.15	-4.18	2.26	-9.065
C		-2.14		+10.95
C	3.30	-2.14	7.06	-13.75
D		-5.06		+11.98
D	2.20	-5.06	2.37	-9.52
E		-2.24		12.08
E	2.15	-2.24	2.32	-8.36
F		-2.14		8.46
F	3.00	-2.14	6.90	-11.58
G		-1.67		11.89

Tableau 18. Sollicitation à L'ELSTerrasse inaccessibleType (4)

Travée	L(m)	M _a (kN.m)	M _t (kN.m)	T[kN]
A	3.00	-1.21	4.27	-9.10
B		-3.03		+7.88
B	2.15	-3.03	1.64	-6.58
C		-1.56		+7.95
C	3.30	-1.56	3.87	-8.45
D		-3.67		+7.17
D	2.20	-3.67	1.64	-6.77
E		-1.63		+8.63
E	2.15	-1.63	3.2	-8.89
F		-1.56		+8.96
F	3.00	-1.56	2.19	-4.05
G		-0.26		+4.67

Étage courant :• **Type (1)****Tableau 19.**Sollicitation à L'ELUÉtage courant Type (1)

Travée	L(m)	M _a (kN.m)	M _t (kN.m)	T[kN]
A	3.00	-1.40	5.011	-10.60
B		-3.50		+9.20
B	3.00	-3.50	5.69	-10.11
C		-1.40		+11.52

Tableau 20.Sollicitation à L'ELSÉtage courant Type (1)

Travée	L(m)	M _a (kN.m)	M _t (kN.m)	T[kN]
A	3.00	-1.01	3.62	-7.65
B		-2.53		+6.64
B	3.00	-2.53	3.62	-6.64
C		-1.01		+7.65

• **Type (2) :****Tableau 21.**Sollicitation à L'ELUÉtage courant Type (2)

Travée	L(m)	M _a (kN.m)	M _t (kN.m)	T[kN]
A	3.00	-1.40	5.01	-10.60
B		-3.50		+9.20
B	3.00	-3.50	3.95	-9.95
C		-3.50		+9.95
C	2.15	-3.50	2.40	-6.90
D		-0.72		+9.49

Tableau 22. Sollicitation ELS Étage courant Type (2)

Travée	L(m)	M _a (kN.m)	M _t (kN.m)	T[kN]
A	3.00	-1.01	3.62	-7.67
B		-2.53		+6.65
B	3.00	-2.53	2.70	-6.98
C		-2.53		+6.98
C	2.15	-2.53	1.86	-5.22
D		-0.52		+7.09

• **Type (3) :****Tableau 23.** Sollicitation à L'ELUÉtage courant Type (3)

Travée	L(m)	M_a (kN.m)	M_t (kN.m)	T[kN]
A	3.00	-1.40	5.01	-10.60
B		-3.50		+9.20
B	2.15	-3.50	1.91	-7.63
C		-1.80		+9.22
C	3.30	-1.80	6.01	-11.63
D		-4.23		+10.15
D	2.20	-4.23	2.00	-8.02
E		-1.88		+10.16
E	2.15	-1.88	1.99	-7.56
F		-1.80		+7.32
F	3.00	-1.80	5.69	-9.96
G		-1.40		+10.28

Tableau 24. Sollicitation à L'ELSÉtage courant Type (3)

Travée	L(m)	M_a (kN.m)	M_t (kN.m)	T[kN]
A	3.00	-1.01	3.62	-7.67
B		-2.53		+6.65
B	2.15	-2.53	1.38	-5.52
C		-1.30		+6.67
C	3.30	-1.30	3.26	-7.10
D		-3.06		+6.03
D	2.20	-3.06	1.38	-5.68
E		-1.36		+7.23
E	2.15	-1.36	2.70	-7.47
F		-1.30		+7.53
F	3.00	-1.30	1.86	-3.52
G		-0.52		+3.97

Étage Service :• **Type (1) :****Tableau 25.**Sollicitation à L'ELU étage Service Type (1)

Travée	L(m)	M _a (kN.m)	M _t (kN.m)	T[kN]
A	3.00	-2.17	8.61	-17.57
B		-5.43		+15.40
B	3.00	-5.43	8.61	-15.39
C		-2.17		+17.56

Tableau 26.Sollicitation à L'ELS étage Service Type (1)

Travée	L(m)	M _a (kN.m)	M _t (kN.m)	T[kN]
A	3.00	-1.52	6.06	-12.36
B		-3.81		+10.83
B	3.00	-3.81	6.06	-6.05
C		-1.52		+8.08

• **Type (2) :****Tableau 27.**Sollicitation à L'ELU étage Service Type (2)

Travée	L(m)	M _a (kN.m)	M _t (kN.m)	T[kN]
A	3.00	-2.17	8.61	-17.57
B		-5.43		+15.40
B	3.00	-5.43	6.98	-16.56
C		-5.43		+16.56
C	2.15	-5.43	4.75	-12.63
D		-1.11		+16.65

Tableau 28.Sollicitation à L'ELS étage Service Type (2)

Travée	L(m)	M _a (kN.m)	M _t (kN.m)	T[kN]
A	3.00	-1.52	6.06	-12.36
B		-3.81		+10.83
B	3.00	-3.81	4.36	-10.91
C		-3.81		+10.91
C	2.15	-3.81	3.11	-8.44
D		-0.78		+11.27

- **Type (3) :**

Tableau 29. Sollicitation à L'ELU étage Service Type (3)

Travée	L(m)	M _a (kN.m)	M _t (kN.m)	T[kN]
A	3.00	-2.17	8.61	-17.57
B		-5.43		15.4
B	2.15	-5.43	3.18	-12.23
C		-2.78		+14.69
C	3.30	-2.78	10.34	-19.28
D		-6.57		+16.99
D	2.20	-6.57	3.33	-12.85
E		-2.90		+16.16
E	2.15	-2.90	3.52	-10.88
F		-2.78		+11.61
F	3.00	-2.78	10.26	-16.56
G		-2.17		+16.54

Tableau 30. Sollicitation à L'ELS étage Service Type (3)

Travée	L(m)	M _a (kN.m)	M _t (kN.m)	T[kN]
A	3.00	-1.52	6.06	-12.36
B		-3.81		+10.83
B	2.15	-3.81	2.24	-8.60
C		-1.96		+10.33
C	3.30	-1.96	5.28	-11.13
D		-4.62		+9.52
D	2.20	-4.62	2.24	-8.84
E		-2.05		+11.17
E	2.15	-2.05	4.36	-11.81
F		-1.96		+11.90
F	3.00	-1.96	3.11	-5.55
G		-0.78		+6.34

Type (4) :

On ne peut pas calculer ce type avec la méthode forfaitaire car la condition initiale n'est pas vérifiée.

Les portées, successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 condition non vérifiée.

A cet effet, le calcul est réalisé par ETABS en système poutres continues.

$$0,8 \leq \frac{2.15}{5.50} \leq 1,25 = 0,8 \leq 0.39 \leq 1,25$$

Les sollicitations max sur les poutrelles**Tableau 31.** Sollicitations maximum sur poutrelles type (1),(1),(1)

Sollicitations max	E.L.U			E.L.S		
	M _t [kN.m]	M _a [kN.m]	T[kN]	M _t [kN.m]	M _a [kN.m]	T[kN]
Étage terrasse inaccessible	5.88	4.18	12.51	3.62	2.53	7.65
Étage courant	5.69	3.50	11.52	3.62	2.53	7.67
Étage service	8.61	5.43	17.57	6.06	3.81	12.36

Tableau 32. Sollicitations max sur poutrelles type (3),(2),(2)

Sollicitations max	E.L.U			E.L.S		
	M _t [kN.m]	M _a [kN.m]	T[kN]	M _t [kN.m]	M _a [kN.m]	T[kN]
Étage terrasse inaccessible	5.88	4.18	12.53	4.27	3.03	9.10
Étage courant	5.01	3.50	10.60	3.62	2.53	7.67
Étage service	8.61	5.43	17.57	6.06	3.81	12.36

Tableau 33. Sollicitations max sur poutrelles type(4),(3),(3)

Sollicitations max	E.L.U			E.L.S		
	M _t [kN.m]	M _a [kN.m]	T[kN]	M _t [kN.m]	M _a [kN.m]	T[kN]
Étage terrasse inaccessible	7.06	5.06	13.75	4.27	3.67	8.96
Étage courant	5.69	4.23	11.63	3.62	3.06	7.67
Étage service	10.34	6.57	19.28	6.06	4.62	12.36

6.5. Ferrailage des poutrelles :

Exemple Ferrailage de la poutrelle type (4) :

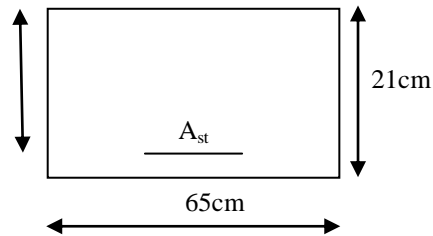


Figure12. Section du calcul ferrailage

Pour étage courant :

En travée :

$M_{tu} = 10.34$ kN.m. $F_{c28} = 25$ MPa. $F_e = 400$ MPa

le calcul se fait à la flexion simple avec une section en T.

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \cdot 25}{1,5} = 14,20 \text{ MPa} \quad (8)$$

$$M_{TR} = bh_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bu}; \text{ (Moment de référence)} \quad (9)$$

$M_{tr} = 0.65 \times 0.05 \times (0.189 - 0.025) \cdot 14,20 = 75.68$ kN.m.

Puisque $M_{tr} > M_{tu} = 6,63 \rightarrow$ Le béton, tendu est négligé et la section en T donnée est calculé comme une section rectangulaire (65×21) cm².

$$\mu_u = \frac{10.34 \cdot 10^{-3}}{(0.65) \cdot 0.189^2 \cdot 14,2} \quad (10)$$

$\mu_u = 0.031 < \mu = 0,392 \Rightarrow A'_{st} = 0.$

$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) = 0.039$

$B = 1 - 0,4 \alpha = 0.984.$

$\mu_u < \mu_{AB} = 0,186 \rightarrow$ pivot A.

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \quad (11)$$

$$\text{D'ou } A_{st} \geq \frac{10.34 \cdot 10^{-3}}{0.976 \cdot 0.189 \cdot 348} = 1.59 \text{ cm}^2 \quad (12)$$

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{tj}}{f_e} \cdot b \cdot d. \quad (13)$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,6 f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa.}$$

$$A_{\min} = 65 \times 18.9 \cdot 0,23 \cdot \frac{2,1}{400} = 1.48 \text{ cm}^2.$$

On a donc $A_{\min} < A_{st}$ (on prend A_{st}).

$$A_{st} = 1.59 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit } (3T10 = 2,36 \text{ cm}^2).$$

En appuis

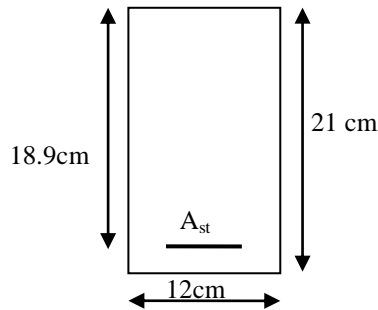


Figure 13.Section de calcul ferrailage poutrelle en appuis

$$M_{au} = 6.57 \text{ kN.m.}$$

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section rectangulaire (12 × 21) cm².

$$\mu_u = \frac{6,57 \cdot 10^{-3}}{0.12(0.189)^2 \cdot 14,2} = 0.10 \tag{14}$$

$$\alpha = 0.14 \rightarrow \beta = 0.940.$$

$$\sigma_{st} = 348 \text{ Mpa.}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_{au}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{3.53 \cdot 10^{-3}}{0.970 \cdot 0.189 \cdot 348} = 1.05 \text{ cm}^2 \tag{15}$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \cdot 12 \cdot 18.9 \cdot \frac{2,1}{400} = 0.27 \text{ cm}^2$$

On a donc $A_{st} > A_{\min}$ (On prend A_{st}).

$$A_{st} = 1.05 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } (1T10+1T10 = 1.92 \text{ cm}^2).$$

Pour le ferrailage des autres types de poutrelles, on suit le même procédé et on obtient les résultats de ferrailage classés dans le tableau ci-après :

Remarque :

Pour la simplification au niveau du plan et la réalisation, on garde le même ferrailage en travées et en appuis.

Vérification et calcul élémentaire :

- Vérification de l'effort tranchant (d'après CBA93)

$$T_{\text{umax}} = 19.28 \text{ kN.}$$

(16)

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b_0 \cdot b} = \frac{19.28 \cdot 10^{-3}}{0.12 \cdot 0.189} = 0.85 \text{ MPa}$$

- **La contrainte limite vaux**

$$\text{La fissuration est peut préjudiciable} \Rightarrow \bar{\tau} = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \quad (17)$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,5}, 5 \text{ MPa} \right\} \Rightarrow \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \quad (18)$$

Donc $\tau_u = 0.85 \text{ MPa} < \bar{\tau} \Rightarrow$ les armatures transversale ne sont pas nécessaire.

- **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l \right\} \quad \phi_t \leq \begin{cases} \phi_l = 10 \text{ mm} \\ \frac{h_t}{35} = \frac{210}{35} = 6 \text{ mm} \\ \frac{b_0}{10} = 12 \text{ mm} \end{cases} \quad \bar{\tau} = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \quad (19)$$

On admet un $\phi_t = 6 \text{ m}$

$$A_t = 2\phi^2 = 0,57 \text{ cm}^2.$$

- **L'espace des cadres :**

$$S_{t1} \leq \min \begin{cases} 0,9d = 16,2 \text{ cm} \\ 40 \text{ cm} \end{cases} \quad (19)$$

$$S_{t2} = \frac{A_t \cdot f_e}{0,4b_0} = \frac{0,57 \cdot 235}{0,4 \cdot 12} = 27,90 \text{ cm} \quad (20)$$

$$S_{t3} \leq \frac{0,8 \cdot A_t \cdot f_e}{b_0 (\tau_u - 0,3 f_{t28})} = \frac{0,8 \times 0,57 \times 235}{12(0,68 - 0,3 \times 2,1)} = 27 \text{ cm} \quad (21)$$

$S_t \leq \min (s_{t1}, s_{t2}, s_{t3}) \rightarrow$ soit $S_t = 15 \text{ cm}$.

- **Vérification des armatures tendues :**

Valeur limite de la contrainte d'adhérence :

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \Psi^2 \cdot f_{t28} \text{ avec } \Psi_s = 1,5 \text{ bar (HA).} \quad (22)$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ Mpa.} \quad (23)$$

- **Longueur de scellement droite (L_s)**

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_s} = \frac{10 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,3 \text{ cm} \quad (22)$$

$L_s = 35,3$ cm est supérieur à la largeur du poutre ($b = 35$ cm) On adoptera donc un ancrage courbe.

• **Ancrage courbure pour des barres tendues :**

Condition pour assuré l’ancrage

$$L_1 + 2.56L_3 \geq L_s - 3.92r.$$

Avec : r = rayon de courbure minimale.

Pour les H.A FeE400 : $L = 0,4.L_s = 14.12$ cm.

HA $\Rightarrow r = 5.5 \phi = 55$ mm pour $\phi = 10$ mm.

$$L_1 = L - 3.5 \phi = 14.12 - (3.5 \cdot 10) = 20.88$$
 cm

$$L_3 = 6\phi = 6$$
 cm.



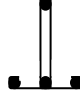


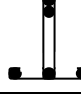
$$\begin{cases} L_1 + 2.56L_3 = 20.88 + (2.56 \times 6) = 36.24 \text{ cm} \\ L_s - 3.92r = 35.3 - 3.92 \times 5.5 = 13,74 \text{ cm} \end{cases}$$

Donc $L_1 + 2.56L_3 > L_s - 3,92r \Rightarrow$ La condition est bien vérifier donc l’encrage d’un T10 peut être réalisé par un crochet de 45° .

Tableau 34.Tableau récapitulatif du ferrailage des poutrelles

Type de poutrelle	Type de plancher	Section adoptée en appui [cm ²]	Choix	Section adoptée en travée [cm ²]	Choix
Type (1)	Terrasse inaccessible	0.65	1T10+1T12	1.48	3T10
Type (2)	Terrasse inaccessible	0.65	1T10+1T12	1.48	3T10
Type (3)	Terrasse inaccessible	0.80	1T10+1T12	1.48	3T10
Type (4)	Étage courant	0.54	1T10+1T12	1.48	3T10
Type (5)	Étage courant	0.54	1T10+1T12	1.48	3T10
Type (6)	Étage courant	0.66	1T10+1T12	1.48	3T10
Type (7)	R.D.C	0.86	1T10+1T12	1.48	3T10
Type (8)	R.D.C	0.86	1T10+1T12	1.48	3T10
Type (9)	R.D.C	1.059	1T10+1T12	1.59	3T10

Tableau 35.Tableau récapitulatif du façonnage des poutrelles

Type des poutrelles	$A_{\text{longitudinal}}$		A_t	Esp (cm)	Treillis soudées	Schéma	
	travée	appui				Travée	Appui
N01	3T10	1T10+ 1T10 (chapeau)	2Ø8	15	150×150×6		
N02	3T10	1T10+ 1T10 (chapeau)	2Ø8	15	150×150×6		
N03	3T10	1T10+ 1T10 (chapeau)	2Ø8	15	150×150×6		

CHAPITRE 5 : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

1. Introduction :

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable).

Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique d'analyse des structures (ETABS), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

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 rive. L'étude se fera manuellement sur le poteau central pour cas suivante :

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

2.1. Combinaisons spécifiques de calcul :

1^{er} Combinaisons fondamentales : « CBA93 »

$$1,35 * G + 1,5 * Q \dots \dots \dots \text{(ELU)} \quad (1)$$

$$G + Q \dots \dots \dots \text{(ELS)} \quad (2)$$

2^{ème} Combinaisons accidentelles : « RPA 99 Version 2003 »

$$G + Q * 1,2 * E \quad (5-3) \text{ page 38} \quad (3)$$

2.2. Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_u \leq \tau_{bu} \quad (4)$$

τ_u : La contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique.

$$\tau_{bu} = T / bd \quad (5)$$

$$\tau_{bu} = \rho d * f_{c28} \quad (6)$$

RPA 99V2003, (7-3) page 51

λg : est l'élançement géométrique du poteau.

$\lambda g = (L_f / a \text{ ou } L_f / b)$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_d = 0.075 \text{ si } \lambda g \geq 5 \\ \rho_d = 0.04 \text{ si } \lambda g \leq 5 \end{array} \right\} \quad (7)$$

RPA99 version 2003 page 51

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée

L_f : Longueur de flambement du poteau

2.3. Vérification des poteaux sous sollicitation normales

$$V = N_d / (B_c * f_{c28}) \leq 0.30 \quad (8)$$

RPA99 version 2003 (7-2) page 46

V : Effort normal réduit

N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c : la section du poteau (la section brut)

f_{c28} : la résistance du béton (25 MPa)

Tableau1. Vérification spécifique sous sollicitations tangentes

Poteaux	Sections cm ²	T (Kn)	τ_u (MPa)	λ_g	ρ_d	τ_{bu} (MPa)	OBS $\tau_u \leq \tau_{bu}$
S.S 1	60*60)	113,15	0,09825	4,20	0,04	1	CV
S.S 2	(60*60)	93,06	0,13	4,20	0,04	1	CV
RDC	(60*60)	91,60	0,16	4,20	0,04	1	CV
ETAGE 1	(55*55)	116,33	0,19	3,89	0,04	1	CV
ETAGE 2	(55*55)	116,84	0,19	3,89	0,04	1	CV
ETAGE 3	(50*50)	112,11	0,22	4,28	0,04	1	CV
ETAGE 4	(50*50)	105,24	0,22	4,28	0,04	1	CV
ETAGE 5	45*45)	89,11	0,2	4,76	0,04	1	CV
ETAGE 6	(45*45)	77,57	0,25	4,76	0,04	1	CV
ETAGE 7	(40*40)	59,58	0,23	5,35	0,075	1,87	CV
ETAGE 8	(40*40)	43,95	0,25	5,35	0,075	1,87	CV
ETAGE 9	(35*35)	38,83	0,30	6,12	0,075	1,87	CV

Tableau 2. Vérification des poteaux sous sollicitation normales

Poteaux	Sections (cm ²)	Nd(KN)	Bc(cm ²)	fc28	$V = Nd/Bc * f c28$	Observation (V < 0,3)
S.S 1	(60*60)	1899,56	3600	25	0,21	CV
S.S 2	(60*60)	1017,35	3600	25	0,11	CV
RDC	(60*60)	1958,65	3600	25	0,21	CV
ETAGE 1	(55*55)	1347,31	3025	25	0,17	CV
ETAGE 2	(55*55)	942,972	3025	25	0,12	CV
ETAGE 3	(50*50)	629,884	2500	25	0,10	CV
ETAGE 4	(50*50)	437,745	2500	25	0,07	CV
ETAGE 5	(45*45)	262,849	2025	25	0,05	CV
ETAGE 6	(45*45)	247,081	2025	25	0,04	CV
ETAGE 7	(40*40)	204,117	1600	25	0,05	CV
ETAGE 8	(40*40)	160,037	1600	25	0,04	CV
ETAGE 9	(35*35)	65,924	1225	25	0,02	CV

2.4. Calcul le ferrailage longitudinal :

D'après le RPA99 version 2003 (article 7.4.2)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- Leur pourcentage minimale sera de 0,8 % (zone II).
- Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone II)
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone II).
- Le ferrailage sera calculé à l'aide de logiciel ETABS et on compare avec le Minimum du RPA99 (A_{\min}).

Tableau3. Ferrailage des poteaux

Poteaux	Section (cm^2)	Amin RPA (cm^2)	Section de ETABS (cm^2)	Ferrailage longitudinale	
				Section (cm^2)	choix
S.S 1 (60*60) cm^2	3600	28,8	36	37,7	12T20
S.S 2 (60*60) cm	3600	28,8	36	37,7	12T20
RDC (60*60) cm^2	3600	28,8	36	37,7	12T20
ETAGE 1 (55*55) cm^2	3025	24,2	30,25	30,91	8T20+4T16
ETAGE 2 (55*55) cm^2	3025	24,2	30,25	30,91	8T20+4T16
ETAGE 3 (50*50) cm^2	2500	20	25	25,13	8T20
ETAGE 4 (50*50) cm^2	2500	20	25	25,13	8T20
ETAGE 5 (45*45) cm^2	2025	16,2	20,25	22,87	6T20+2T16
ETAGE 6 (45*45) cm^2	2025	16,2	20,25	22,87	6T20+2T16
ETAGE 7 (40*40) cm^2	1600	12,8	16	16,08	8T16
ETAGE 8 (40*40) cm^2	1600	12,8	16	16,08	8T16
ETAGE 9 (35*35) cm^2	1225	9,8	12,25	12,32	8T14

2.5 Calcul le ferrailage transversale :(RPA99 version 2003)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$A_t/t = \rho_a * T/h_1 f_e \quad (9)$$

RPA 99 ver 2003 (7-1) page 49-50

T : effort tranchant de calcul

h_1 : hauteur total de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

$\rho_a = 2.5$ Si l'élançement géométrique. $\lambda g \geq 5$

$\rho_a = 3.75$ Si l'élançement géométrique $\lambda g < 5$

t : espacement des armatures transversales

$f_e = 400$ Mpa

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\phi_t \leq \min (h/35, b/10, \phi_L) \quad (10)$$

Avec :

ϕ_t : le diamètre minimal des armatures longitudinal du poteau.

$$\phi_t \leq \text{Min} (8, 74, 3, 5, 1, 4 \text{ cm}) \quad (11)$$

$$\phi_t \leq 1, 4 \text{ cm} \quad (12)$$

- $t \leq \text{Min} (10, 15 \text{ cm})$ en zone nodal (zone II a). Suivant RPA 99 ver 2003
- $t \leq 15\phi$ en zone courante. (zone II a). Suivant RPA 99 ver 2003 (7-1) page 50

$$t \leq \text{Min} (10\phi_t, 15 \text{ cm})$$

$$t = 10 \text{ cm} \quad (13)$$

$$t \leq \text{Min} (15\phi_t).$$

$$t = 15 \text{ cm} \quad (14)$$

- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone IIa) RPA99 version 2003 page 49
- $\phi = 2 \text{ cm} \rightarrow L_r = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$, alors on adopte: $L_r = 80 \text{ cm}$.
- $\phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,6 \times 40 = 64 \text{ cm}$, alors on adopte: $L_r = 65 \text{ cm}$.
- $\phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,4 \times 40 = 56 \text{ cm}$, alors on adopte: $L_r = 60 \text{ cm}$

La longueur des zones nodales :

$h' = \text{Max} (h_e / 6 , b , h , 60 \text{ cm})$

Tableau5. Longueur de la zone nodale

Niveau	s.sol	Etage courant
h' (cm)	60 cm	60 cm

Les résultats de ferrailage transversal sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau6.Ferrailage transversal

Poteaux	T (Kn)	a	λg	ρa	$A_{t \text{ calculé}} (\text{cm}^2)$	FER CHOISIT
S.S 1 (60*60) cm ²	113,15	60	4,2	3.75	1,76	ϕ 8
S.S 2 (60*60) cm	93,06	60	4,2	3.75	1,45	ϕ 8
RDC (60*60) cm ²	91,60	60	4,2	3.75	1,43	ϕ 8
ETAGE 1 (55*55) cm ²	116,33	55	3,89	3.75	1,98	ϕ 8
ETAGE 2 (55*55) cm ²	116,84	55	3,89	3.75	1,9	ϕ 8
ETAGE 3 (50*50) cm ²	112,11	50	4,28	3.75	2,1	ϕ 8
ETAGE 4 (50*50) cm ²	105,24	50	4,28	3.75	1,97	ϕ 8
ETAGE 5 (45*45) cm ²	89,11	45	4,76	3.75	1,85	ϕ 8
ETAGE 6 (45*45) cm ²	77,5	45	4,76	3.75	1,616	ϕ 8
ETAGE 7 (40*40) cm ²	59,5	40	5,35	2.5	0,931	ϕ 8
ETAGE 8 (40*40) cm ²	43,95	40	5,35	2.5	0,68	ϕ 8
ETAGE 9 (35*35) cm ²	38,8	35	6,12	2.5	0,69	ϕ 8

3. Les poutres:

Le calcul des poutres a été établi en flexion simple en considérant les combinaisons d'action suivantes:

- La combinaison fondamentale :

$$1,35G + 1,5Q \text{ ELU (CBA93)} \quad (15)$$

Combinaisons accidentelles : RPA99 version 2003 page 38

$$\begin{aligned} \text{❖ } G + Q \pm E \\ \text{❖ } 0,8 \times G \pm E \end{aligned} \quad (16)$$

3.1. Recommandation du RPA99 version 2003(Art 7.5.2.1 page 52) :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section (RPA99 version 2003 Art 7.5.2.1 page 52)
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante
 - 6% en zone de recouvrement
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de :
- 40ϕ en zone IIa

3.2. Exemple d'étude d'une « Poutre principale » :

On va prendre comme un exemple de calcul : « Poutre principale intermédiaire situé au plancher haut du étage 4 axe C trame 4,05 ».

Calcul des armatures longitudinales :

Tableaux 7.Sollicitation de la poutre principale

SECTION [CM ²]	ELU		ELS		G+Q+EX		0,8G+EX	
	Mt (Kn.m)	Ma (Kn.m)	Mst (Kn.m)	Msa (Kn.m)	Mt (Kn.m)	Ma (Kn.m)	Mt (Kn.m)	Ma (Kn.m)
30*35	23,2647	36,2623	16,8739	26,2836	17,5097	54,0517	11,0099	38,9988

3.3. Ferrailage en travée : ELU (1,35G+1,5Q)

$M_u = 23,26 \text{ KN.m}$ $b = 0,3 \text{ m}$ $d = 0,9 h = 0,315 \text{ m}$ avec $h = 35 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} \quad (17)$$

$$0.052 < 0.186(\mu R) \quad (18)$$

Donc : les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A_{st} = \frac{Mu}{z * \sigma_{st}} \quad (19)$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha) \quad (20)$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,066 \quad (21)$$

$$A_{st} = \frac{23,26 * 10^{-3}}{0.30 * 348} = 2,22 \text{ cm}^2 \quad (22)$$

On prend 3T12 ; $A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \text{MAX} \left(0.23 \text{ b.d.} \frac{f_{t28}}{F_e}, \text{ b*h} / 1000 \right) \quad (23)$$

$$A_{st} \geq \max (1,14 ; 1,05) \quad (24)$$

$$3,39 \geq 1,14 \quad (25)$$

Vérification a l'ELS

$$\alpha_t < \frac{\gamma_t - 1}{2} + \frac{F_c 28}{100} \quad (26)$$

$$\gamma_t = \frac{M_{ut}}{M_{st}} = \frac{23,26 * 10^{-3}}{16,87 * 10^{-3}} = 1.37 \quad (27)$$

$$0,43 < 0,445 \text{ CV} \quad (28)$$

Donc : il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton. L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

Armatures minimales :

Selon RPA99 ver 2003 Art 7.5.2.1 page 52 :

$$A_{min} = 0,5\% (b \cdot h)$$

$$A_{min} = 0,005 * 0,3 * 0,35 = 5,25 \text{ cm}^2$$

Choix des Armatures :

Le choix des armatures en travée : « \Rightarrow 5T12 » de section 5,65 cm²/ml. Ast

3.4. Ferrailage en appuis :

$$M_u = 36,26 \text{ KN.m} \quad b = 0,3 \text{ m.} \quad d = 0,9 h = 0,315 \text{ m} \quad \text{avec } h = 35 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} \quad (30)$$

$$0,085 < 0,186 (\mu R) \quad (31)$$

Donc : les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A_{st} = \frac{M_u}{z * \sigma_{st}} \quad (32)$$

$$z = d(1 - 0,4 \alpha) \quad (33)$$

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,11 \quad (34)$$

$$A_{st} = \frac{23,26 * 10^{-3}}{0,30 * 348} = 3,47 \text{ cm}^2 \quad (35)$$

On prend 3T12 ; Ast = 5,65 cm²

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \text{MAX} \left(0,23 b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{F_e}, b \cdot h / 1000 \right) \quad (36)$$

$$A_{st} \geq \text{max} (1,14 : 1,05) \quad (37)$$

$$3.47 \geq 1,14 \quad (38)$$

Armatures minimales :

Selon RPA99 ver 2003 Art 7.5.2.1 page 52 :

$$A_{min} = 0,5\% (b \cdot h)$$

$$A_{min} = 0,005 * 0,3 * 0,3 = 5,25 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{cv}$$

Choix des Armatures :

Le choix des armatures en travée : « \Rightarrow 5T12 » de section 5,65 cm²/ml. Ast

L'espacement des armatures transversales :

D'après le RPA 99 ver 2003 Art 7.5.2.2 page 53

$$st \leq \min (h / 4, 12 \phi L \text{ min}) \Rightarrow \text{zone nodale} \quad (39)$$

$$st \leq h / 2 \quad \Rightarrow \quad \text{zone courant} \quad (40)$$

ϕ : le diamètre minimal des armatures longitudinales de la poutre considérée

$$st \leq \min (35 / 4, 12 * 1,2 \text{ min}) \Rightarrow ST = 8 \text{ (zone nodale)} \quad (41)$$

$$st \leq 35 / 2 \quad \Rightarrow \quad ST = 15 \text{ (zone courant)} \quad (42)$$

Diamètre des armatures transversales:

$$\phi t \leq \min (h / 35, b / 10, \phi / \text{min}) \quad (43)$$

$$\phi t \leq \min (35 / 35, 30 / 10, \phi / \text{min}) \quad (44)$$

$$\phi t = 8 \quad (45)$$

min pour RPA

Recouvrement:

La longueur minimale de recouvrement est de 40 ϕ (zone II a // page 52)

$$\phi = 1,2 * \phi \text{ cm} \quad (46)$$

$$L_r = 1,2 \times 40 = 48 \text{ cm} \quad (47)$$

alors on adopte: $L_r = 50 \text{ cm}$.

La jonction par recouvrement doivent être faites si possible, a l'extérieure des zones nodales.

3.5. Ferrailage total des poutres principales :

Tableau 8. Ferrailage total des poutres principal

niveau	section (cm ²)	Amin RPA cm ²	Armatures longitudinales				Armatures transversales	
			Ast cal (cm ²)	Travée		Asa choisi (cm ²)	St (RPA99)	
				Ast choisi	Ascal (cm ²)		ZN	ZC
SS1 + SS2+RDC+ETAGE (1+2+3+4+5+6+7+8+9)	30*35	4, 5	6,24	3T14 + 2T12 = (6,88)	8,02	4T14 + 2T14 = (8 ,41)	7	15

Tableau 9. Ferrailage total des poutres secondaires

niveau	section (cm ²)	Amin RPA cm ²	Armatures longitudinales				Armatures transversales	
			Travée		Appui		St (RPA99)	
			Ast cal (cm ²)	Ast choisi	Ascal (cm ²)	Asa choisi (cm ²)	ZN	ZC
SS1 + SS2+RDC+ETAGE (1+2+3+4+5+6+7+8+9)	Type1 30*30	4, 5	6,81	3T14 + 2T12 = (6,87)	7,2	5T14 = (7,69)	7	15
RDC+ETAGE (1+2+3+4+5+6+7+8+9) Axe 1 et axe 7	Type 2 30*30	4, 5	8,01	6T14 = (9,2)	10,11	6T14 + 2T12 = (11,5)	7	15
SS1 + SS2+RDC	Type 3 30*45	6,75	3,43	3T14 + 2T12 = (6,87)	4,84	5T14 = (7,69)	7	15
Poutre noyée	Type 4 21 * 20	2.1	1,05	3T12 = (3,39)	1,10	3T12 = (3,39)	7	15

4. Les voiles :

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types des structures en béton armé :

- Structures auto stables.
- Structure contreventée par voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles, dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

4.1. Rôle de contreventement :

Le contreventement a donc principalement pour objet :

- Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- De raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont source de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

4.2. Ferrailage 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.

Combinaison :

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA99 version 2003) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) est les suivants :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

Prescriptions imposées par RPA99 version 2003 :

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il puisse reprendre les contraintes induites par la flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par le RPA99 version 2003 sont décrites ci-dessous :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20%, de section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur des voiles.
- A chaque extrémité de voile, l'espacement des barres doit être réduit du dixième de la longueur de voile (L/10), cet espacement doit être inférieur ou égal à 15 cm (st £ 15cm).
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

Aciers horizontaux :

- Comme dans le cas des aciers verticaux, les aciers horizontaux doivent respecter certaines prescriptions présentées ci après :
- Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munie décroches à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

Exemple de calcul :

Le calcul se fait à la flexion composée avec une section égale à $(1m \times a)$, a : épaisseur du voile.

Déterminations des armatures : CBA 93

L'excentricité totale : $e_o = e_1 + e_a + e_2$

e_1 : est l'excentricité de l'effort normal par rapport à l'axe d'inertie du plan considéré :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{5,63}{84,98} = 0.066m \quad (48)$$

e_a : est l'excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques du poteau considéré après la réalisation.

$e_a = \max(2\text{cm} ; \frac{L}{250})$; L: la hauteur libre du Poteau : L=3.60m

Donc : $e_a = 0.02\text{m}$.

e_2 : est l'excentricité due aux effets de second ordre (flambements) prise forfaitairement :

$$\frac{Lf}{h} \leq \max\left(15; \frac{20e_1}{h}\right) \Rightarrow \frac{Lf}{h} = 12,60 \rightarrow \text{Vérfifiée} \quad (49)$$

$$e_2 = \frac{3(Lf)^2}{10^4 \cdot h} \cdot (2 + \alpha\phi)$$

$L_f = 0.7 \times l_0 \Rightarrow L_f = 2.52 \text{ m}$

$\phi = 2$; $\alpha = 0.5 \Rightarrow$ d'après le B.A.E.L 99.

Donc : $e_2 = 0.028 \text{ m}$.

D'où : $e_o = 0.114 \text{ m}$

Sollicitations ultimes corrigés pour le calcul en flexion composée.

$$M_{uG} = N_u \times e_o$$

$$84,98 \times 0,114 = 9,68 \text{KN.m.} \quad (50)$$

Avec : M_{uG} : moment du à l'effort normal ramené au centre de gravité de la section.

Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus :

$$e_A = e_o + (d-h/2) = 0.114 + (0.18 - 0.2/2) \quad e_A = 0.194 \text{ m}$$

$$M_{ua} = N_u \cdot e_A = 84,98 \times 0.194 \quad M_{ua} = 16,48 \text{KN.m}$$

ELS:

$$e_{oser} = M_{ser} / N_{ser} = 4,139 / 62,46 \Rightarrow e_{oser} = 0.066$$

Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus :

$$e_A = e_{oser} + (d-h/2) \Rightarrow e_A = 0.146$$

$$M_{ser} = N_{ser} \cdot e_A \Rightarrow M_{ser} = 9,11 \text{KN.m}$$

le ferrailage :

$$\mu_{bc} = \frac{0.8 \times h}{d} \times (1 - 0.4 \frac{h}{d}) \quad (51)$$

$$\mu_{bc} = 0.49$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} \quad (52)$$

$$\mu_{bu} = 0.012$$

$\mu_{bu} < \mu_{bc} \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée donc l'état limite ultime n'est pas atteint alors le RPA99 (2003) et CBA 93 nous donne un ferrailage minimal égal à :

Les conditions non fragilités

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (53)$$

$$A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2 \quad (54)$$

Calcul de la section minimale selon RPA99 version 2003

$$A_{\min} = 0,5\% b.h \Rightarrow A_{\min}^2 = 10,00 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

$$A_{\min} = \max(A_{\min1}; A_{\min2}) \quad \text{soit } A_s = 7T14 = 10,77 \text{ cm}^2.$$

Contraintes limites de cisaillement :

La contrainte limite de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b \times d} \quad (55)$$

Avec : \bar{V} : effort tranchant maximum : $\bar{V} = 7,3 \text{ KN}$.

b : longueur du voile /ml

d : hauteur utile $d=0.9 \times h$.

h : hauteur totale de la section brute.

$$\tau_b = \frac{7,3 \times 10^{-3}}{1,0 \times 0,18} = 0,04 \text{ Mpa} \quad \tau_b = 0,04 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_b = 1,5 \text{ Mpa CV.}$$

suivant RPA 99 ver 2003 7,7,3,1 page 71

❖ Le tableau suivant nous donne les ferrailages longitudinaux et les armatures de répartitions :

Tableau 10. Ferrailages du mur voile de contreventement.

	Ferrailage	Min RPA (cm ^{P2} P)		Armature choisie (cm ^{P2} P)		St (cm)
ep=20cm	Verticalement	0,005(b.h)	10	10,77	7T14	15
	horizontalement	Arm ver/4	2,5	5,65	5T12	20

CHAPITRE 4 : ETUDE DYNAMIQUE

Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol.

Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Ceci implique de faire une étude parasismique pour essayer de mettre en exergue le Comportement dynamique de l'ouvrage.

Objectif de l'étude dynamique:

L'objectif initial de l'étude dynamique (sismique) d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi, on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ce calcul peut être mené par trois méthodes :

1. la méthode statique équivalente.
2. la méthode d'analyse modale spectrale.
3. la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

D'après le RPA99V2003, notre structure est implantée à Ain Témouchent ce qui correspond à une zone de sismicité moyenne (zone **IIa**). La structure étudiée appartient aux ouvrages courants et d'importance moyenne (groupe **02**).

⇒ Nous avons utilisé la méthode dynamique d'analyse modale spectrale en utilisant le logiciel de calcul de structures (ETABS).

Méthode statique équivalente:

Dans cette méthode RPA propose de remplacer les forces réelles dynamique engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérées appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

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.

1. Détermination des paramètres du spectre de réponse :

Coefficient d'accélération A :

Zone II, groupe 2, (D'après la classification sismique de wilaya D'Ain Témouchent : RPA 99 Version 2003) ; alors d'après les deux critères précédents on obtient : $A=0,15$ (Voir Tableau 4.1 page 26) RPA 99 Ver 2003.

Coefficient de comportement global 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 page 28 du R.P.A99/2003.

Dans notre structure on a un système de contreventement en portique contreventés par des voiles en Béton armé. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : $R=4$

Facteur de qualité Q :

1. Conditions minimales sur les files de contreventement :

D'après le RPA99, chaque file de portique doit comporte à tous les niveaux au moins Trois travées dont le rapport des portées est $< 1,5$.

Dans notre cas nous avons des files avec deux traverses dans chaque étage donc conditions ne remplissent pas $p_q = 0.05$

2. Redondance en plan :

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

- **Sens longitudinal :**

$$L_{\max} / L_{\min} = 3.3 / 2.15 = 1,53 < 1,5 \Rightarrow \text{critère non vérifié } p_q = 0.05$$

- **Sens transversal:**

$$L_{\max} / L_{\min} = 4.05 / 2.5 = 1.62 < 1,5 \Rightarrow \text{critère non vérifié } p_q = 0.05$$

3. Régularité en plan :

- Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales.
- L'excentricité ne dépasse pas les 15 % de la dimension du bâtiment mesurée à la direction de l'action sismique considérée.
- La structure a une forme compacte, et le rapport longueur / largeur = $27.80 / 19.60 = 1.41 < 4$
- la somme des dimensions de parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée n'excède pas 25 %.
- la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de son dernier.

4. Régularité en élévation :

- Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux discontinus dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.
- La masse des différents niveaux reste diminue progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.
- la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse 20%.
- la plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

Donc : La structure est classée régulièrement en élévation $p_q = 0.00$

5. Contrôle de la qualité des matériaux :

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment sont contrôlés donc : $p_q = 0.00$

6. Contrôle de la qualité de l'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 : $p_q = 0.0$

Tableaux 1. Facteur des qualités q

Critère q	Pq	
	longitudinal	transversal
1/ conditions minimales sur les files de contreventement	0.05	0.05
2/ redondance en plan	0.05	0.05
3/ régularité en plan	0.05	0.05
4/ régularité en élévation	0	0
5/ contrôle de qualité des matériaux	0	0
6/ contrôle de qualité de l'exécution	0	0
Résultat	0.15	0.15

$$Q = 1 + \sum (p_q)$$

Sens longitudinal → $Q_x=1+0,15=1,15$

Sens transversal → $Q_y=1+0,15=1,15$

Facteur d'amplification dynamique moyen : c'est en fonction de la catégorie du site ainsi que du facteur de correction d'amortissement η et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = 2.5\eta \quad 0 \leq T \leq T_2 \quad (2)$$

$$D = 2.5\eta (T_2/T)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3.0s \quad (3)$$

$$D = 2.5\eta (T_2/3.0)^{2/3} (3.0/T)^{5/8} \quad T \geq 3.0s \quad (4)$$

T₂ : période caractéristique associée a la catégorie du site et elle donnée suivant le tableau 4.7 page 34 du RPA99 version 2003 pour notre cas nous avant cite **S3** Donc : **T₁=0.15sec** **T₂=0.50sec**

$T_2 \leq T \leq 3.0s$

$$D = 2.5\eta (T_2/T)^{2/3} = 1,84$$

Facteur de correction d'amortissement « η »

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \varepsilon)} \geq 0.7 \quad (4-3) \text{ p } 26$$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + 7)} = 0.88$$

Où ε (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau Constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. ε (%) = 7 suivant tableau 4-2 (page 26 RPA 99 version 2003) nous avant un portique en béton armé avec remplissage dance

Spectre de réponse de calcul : L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (RPA 99V2003, page 34 article 4-13)

$$(S_a/g) \begin{cases} 1,25A [1 + (T/T_1) (2,5\eta (Q/R) - 1)] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) (Q/R) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) (Q/R) (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta (1,25A) (T_2/3)^{2/3} (3/T)^{5/8} (Q/R) & T \geq 3,0 \text{ s} \end{cases} \quad (5)$$

1.1. Détermination des paramètres des combinaisons d'action :

$$ELU = 1.35 G + 1.5Q \quad (6)$$

$$ELS = G + Q \quad (7)$$

$$G + Q \mp 1.2 * E \quad (8)$$

$$G + Q \mp E \quad (9)$$

$$0.8 * G \mp E \quad (10)$$

1.2. Estimation de la période fondamentale de la structure :

- La formule empirique $T = C_T * h_N^{3/4}$
- h_N = hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au Dernier niveau (N).
- C_T = coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 page 42.

Pour notre cas, $C_T = 0.05$: Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie.

Donc :

$$T1 = 0.05 * (38.34)^{3/4} = 0.77s$$

$$T2 = 0.09 (hN / Dx) = 0.09 * 38.34 / 27.80 = 0.65$$

$$T3 = 0.09 (hN / Dy) = 0.09 * 38.34 / 19.60 = 0.77$$

$$\text{MIN} (T1 \ T2 \ T3) = T2 = 0.65$$

On obtenu la période minimale ce $T2 = 0.65$

1.3. Nombre de mode à considérer :

1. Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :
2. la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
3. ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
4. Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

1.4. Les dispositions des voiles :

Les différentes variantes sont les suivantes :

Variantes01 :

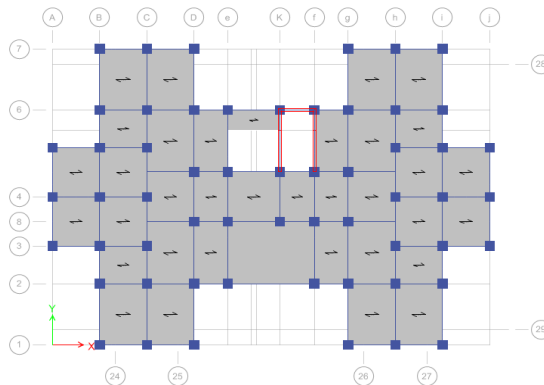


Figure1. Variante01 de la disposition des voiles

$$T=1.52s$$

Variante 02 :

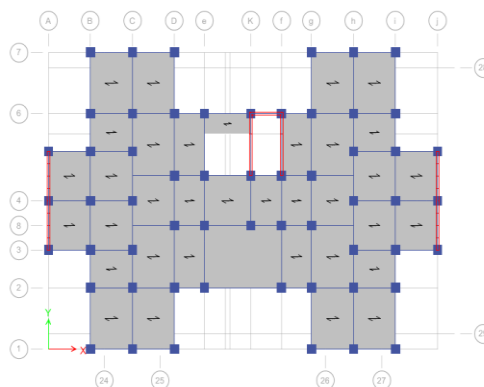


Figure 2. Variante 02 la disposition des voiles

$$T=1.34$$

Variante 03 :

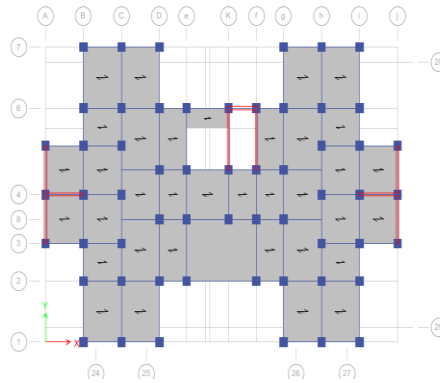


Figure 3. Variante 03 disposition des voile
 $T=1.16s$

Variante 04 :

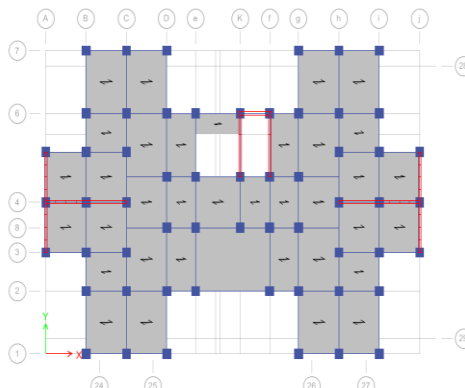


Figure 4. Variante 04 disposition des voile
 $T =0.911 s$

Variante 05 :

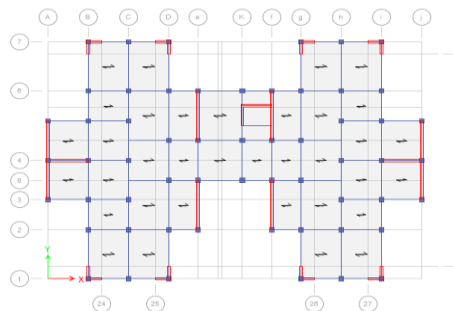


Figure 5. Variante 05 disposition des voile
 $T= 0.82$

✓ Période fondamentale de la structure =0.65 s

D'après le RPA99 version 2003, la valeur de T calculée ne doit pas dépasser **30%** de celle estimée à partir des formules empiriques. A cet effet, on a choisi la variante N°05 parce qu'elle est plus fiable et plus économique : $T=0.82$.

1.5. Poids total de la structure :

Selon le RPA99 version 2003, il faut prendre la totalité des charges permanentes avec une fraction des charges d'exploitation

W : poids total de la structure

$$W = \sum_{i=0}^n W_i \quad (11)$$

$$W_i = wG_i + \beta WQ_i \quad (12)$$

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

W_{Q_i}: charges d'exploitation

β: Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5. suivant RPA99 version 2003 Page 41, bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés avec : **β = 0.20** pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure.

Le tableau présente les masses calculées par **logiciel ETABS**

Tableau 2 : Poids de la structure des différents niveaux

LES ETAGES	MASSE (T)	POIDS KN
ETAGE 9	429,0944	4209,41606
ETAGE 8	489,5518	4802,50316
ETAGE 7	500,9821	4914,6344
ETAGE 6	535,4609	5252,87143
ETAGE 5	522,3095	5123,8562
ETAGE 4	528,3304	5182,92122
ETAGE 3	538,7436	5285,07472
ETAGE 2	549,3784	5389,4021
ETAGE 1	561,0437	5503,8387
RDC	645,9787	6337,05105
SSOL1	779,7701	7649,54468
SSOL2	1024,0366	10045,799
TOTAL	7104,6802	69696,9128

1.6. Centre de masse :

Les résultats du centre de masse des niveaux, sont regroupés dans le tableau suivant (à partir de ETABS)

Tableau 3. Centre de masse pour chaque niveau

ETAGE	X _m	Y _m
ETAGE 9	13,9368	10,0225
ETAGE 8	13,9318	9,8358
ETAGE 7	13,9385	9,8738
ETAGE 6	13,9335	9,8705
ETAGE 5	13,853	9,8486
ETAGE 4	13,9349	9,8749
ETAGE 3	13,9377	9,8754
ETAGE 2	13,9373	9,8755
ETAGE 1	13,9372	9,8759
RDC	13,937	9,8315
SSOL1	13,9203	9,7899
SSOL2	13,9568	9,8001

Résultats de calcul :**Tableau 4.**Période et facteur de participation massique

Mode	Période	UX	Uy
1	0,829	0,5556	0,0001
2	0,615	0,00004949	0,5487
3	0,583	0,006	0,0001
4	0,226	0,1363	0,000006269
5	0,147	0,000005123	0,1906
6	0,136	0,0004	0,00001697
7	0,107	0,0697	0,00000492
8	0,068	0,0001	0,1105
9	0,066	0,0602	0,0001
10	0,062	0,0002	0,00000652
11	0,048	0,0704	0,00001156
12	0,043	0,00001392	0,0792

1.7. Centre de torsion :

Les résultats du centre de torsion des niveaux, sont regroupés dans le tableau suivant (à partir de l'ETABS)

Tableau 5.Centre de torsion pour chaque niveau

ETAGE	Xm	Ym
ETAGE 9	13,92	11,00
ETAGE 8	13,92	11,00
ETAGE 7	13,91	10,98
ETAGE 6	13,91	10,96
ETAGE 5	13,91	10,92
ETAGE 4	13,91	10,87
ETAGE 3	13,90	10,79
ETAGE 2	13,89	10,68
ETAGE 1	13,88	10,51
RDC	13,88	10,23
SSOL1	13,89	9,92
SSOL2	13,90	9,96

1.8. Évaluation des excentricités :

Selon les RPA99 version 2003, on doit calculer deux types d'excentricités :

1. Excentricité théorique.
2. Excentricité accidentelle.

Excentricités théoriques :

$$E_{xt} = |X_m - X_t| \quad (13)$$

$$E_{yt} = |Y_m - Y_t| \quad (14)$$

Avec :

- ✓ $X_m ; X_t$; sont les coordonnées du centre de masse .
- ✓ $Y_t ; Y_t$; sont les coordonnées du centre de torsion .

Tableau 6.Résultats des excentricités théoriques

ETAGE	E_{xt}	E_{yt}
ETAGE 9	0,0096	0,9782
ETAGE 8	0,0085	1,1671
ETAGE 7	0,0191	1,1161
ETAGE 6	0,0157	1,0923
ETAGE 5	0,0626	1,0761
ETAGE 4	0,0239	0,9959
ETAGE 3	0,0335	0,9194
ETAGE 2	0,0399	0,8083
ETAGE 1	0,0479	0,6393
RDC	0,0514	0,4074
SSOL1	0,0295	0,1384
SSOL2	0,0508	0,1601

Excentricités accidentelles :

$$O \left\{ \begin{array}{l} \bullet e_{xa} = \max(5\% \times L_{x_{max}} ; e_{xt}) \\ \bullet e_{ya} = \max(5\% \times L_{y_{max}} ; e_{yt}) \end{array} \right\} \dots \dots \dots \text{RPA 99:formule 4.3.7} \dots \dots \dots [G] \quad (15)$$

$$L_x = 27,8 \text{ m} \quad 0,05 * L_x = 1,39$$

$$L_y = 19,60 \text{ m} \quad 0,05 * L_y = 0,98$$

Tableau7.Comparaisons des résultats des excentricités

ETAGE	EXA	EYA
ETAGE 9	1,39	0,98
ETAGE 8	1,39	1,1671
ETAGE 7	1,39	1,1161
ETAGE 6	1,39	1,0923
ETAGE 5	1,39	1,0761
ETAGE 4	1,39	0,9959
ETAGE 3	1,39	0,98
ETAGE 2	1,39	0,98
ETAGE 1	1,39	0,98
RDC	1,39	0,98
SSOL1	1,39	0,98
SSOL2	1,39	0,98

1.9. La vérification de rpa99 versions 2003

D’après le RPA 99 version 2003 (article 4.3.6, p54), la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la 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 $V_t < 0,80 V_s$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0,8 V_s/V_t$. Après analyse, on obtient les résultats suivants

Détermination de la force sismique par la méthode statique équivalente :

La force sismique totale (V) appliquée à la base de la structure est donnée selon le RPA99/2003 par la formule suivante :

$$V = \frac{A * D * Q}{R} * W \tag{16}$$

W : Poids total de la structure par (ETBAS)

$$W = 69696,9128 \text{ KN}$$

$$V_x = V_y = 0,079 * 69696,9128 = 5506,561 \text{ KN}$$

Tableau8. Comparaison d’effort statique et dynamique

V (KN)	V statique(KN)		V dynamique(KN)	
	V_x	V_y	V_x	V_y
L’effort tranchant à la base	5506,561	5506,561	3764,466	4554,576
0,80 V_s	4404,825	4404,825	/	/
La condition du RPA99 $V_t < 0,80 V_s$	/	/	CNV	CV

Nb : Suivant le RPA 99 version 2003 et le tableau en remarque que le V_t suivant l’axe des y vérifie en RPA suivant l’axe des x la condition ne vérifie pas pour cela on doit augmenter tous les paramètres de réponse (Force, déplacement, moment) avec un rapport de $0.80V_s/V_t$

$$0.80V_s/V_t = 4404,825 / 3703,9517 = 1,17$$

On doit augmenter la force dynamique par ce Coefficient = 1,17

$$V_x \text{ dynamique(KN)} = 4405,308 \text{ kN}$$

$$4405,308 \text{ kN} > 4404,82$$

La condition est vérifiée

La vérification de périodes empiriques :

$$T \text{ dynamique} < 1,3 T \text{ empirique} \tag{17}$$

$$0,829 \text{ sec} < 1,3 \times 0,65 = 0,845 \text{ sec} \dots \dots \dots \text{ La condition est vérifiée}$$

CHAPITRE 6 : L'INFRASTRUCTURE

1. Introduction :

Les éléments de fondation ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, poutres murs, voiles) cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire de d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

2. Choix du type de fondation:

Vu que l'ouvrage et les charges transmises sont très importants, on a choisi comme fondation un radier général.

3. Pré dimensionnement :

3.1. Épaisseur du radier :

h_d : l'épaisseur de la dalle.

L_{max} : Distance maximale entre deux files successives « $L_{max} = 4,10m$ ».

$h_d \geq L_{max} / 20$. (20 \longrightarrow suivant le type de voile)

D'où : $h_d \geq 20.5cm$.

$h_d = 60 cm$

4. Vérification de la contrainte du sol :

D'après le rapport géotechnique, on a un taux de travail du sol $\sigma_{sol} = 1.2 bar$

La condition qu'on doit vérifier est la suivante : $\sigma_b \leq \sigma_{sol}$

$\sigma_b = Z_{max} * K$

Avec :

z_{max} : déplacement maximum « Uz » à l'ELS obtenu par ETABS

K : le coefficient de Ballast « coefficient de la raideur du sol »

$K = 4,00 \text{ Kg/cm}^3$ (tableau du module de réaction du sol)

F_z : réaction totale de la structure à l'ELS obtenu par (ETABS)

$F_z = 109773.691 \text{ kN}$.

Donc on aura :

$\sigma_b = Z_{max} * K = 0.0021 * 400 = 0.84 bar$

$\sigma_b = 0.85 \leq \sigma_{sol} = 1.2 bar$ cv

5. Calcul de Ferrailage de la dalle :

Le calcul se fait a la flexion simple avec une section de : « 60,100 » cm² et en deux direction, l'une suivant XX' et l'autre suivant YY'.

5.1. Ferrailage suivant Lx :

- Mu = 355,18 kn .m
- b= 1m
- d = 0.60 m

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 fbc} = 0.093 \quad (1)$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) = 0.11 \quad (2)$$

$$Z = d * (1 - 0.40\alpha) = 0.51 \text{ m} \quad (3)$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{355,18 \cdot 10^{-13}}{0.51 \cdot 348} = 19.79 \text{ cm}^2 \quad (4)$$

Le choix : « **10T16** » de section 20.01 cm²/ml.

5.2. Ferrailage suivant Ly :

- Mu = 87.117 kn .m
- b = 1m
- d = 0.60 m

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 fbc} = 0.093 \quad (5)$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) = 0.12 \quad (6)$$

$$Z = d * (1 - 0.40\alpha) = 0.51 \text{ m} \quad (7)$$

$$A_{st} = \frac{Mt}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{387.1 \cdot 10^{-13}}{0.60 \cdot 348} = 21.66 \text{ cm}^2 \quad (8)$$

Le choix : « **8T20** » de section 28,14 cm²/ml.

-Vérfications de Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{b \cdot h}{1000} ; 0.23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \quad (9)$$

Donc : 28.14 > 20.01 > 6.5 cm².....C.V

-Vérification à l'ELS :

Le moment maximum $m_{tsmax} = 284.028$ KN.m.

$$\alpha t < \frac{\gamma t - 1}{2} + \frac{F_c 28}{100} \quad (10)$$

$$\gamma t = \frac{M_{ut}}{M_{st}} = \frac{23,26 * 10^{-3}}{16,87 * 10^{-3}} = 1.36 \quad (11)$$

$$\alpha t < \frac{\gamma t - 1}{2} + \frac{F_c 28}{100} = 0.43 \quad (12)$$

On compare 0,43 < 0,445 C.V

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V}{bd} = \frac{1261.299}{1 * 0.54} = 2.33 \quad (13)$$

$$\tau_{u1} = \text{Min} \left(\frac{0.15 * f_c 28}{\gamma b} ; 5 \text{Mpa} \right) \quad (14)$$

$$\tau_{u1} = \text{Min} (2.5 \text{ Mpa} ; 5 \text{ Mpa}) \quad (15)$$

$\tau_u \leq \tau_{u1} = 2.33 < 2.5$ CV

6. Étude des longrines:

6.1. Introduction :

Les points d'appuis d'un bloc doivent être solidarités par un réseau bidirectionnel de longrines qui s'opposent au déplacement relatif de ces points dans le plan horizontal.

D'après le R.P.A 99 version 2003 (10.1.1), le minimum pour les longrines est :

(25 x30) cm² \implies Site de catégorie S2, S3.

(30x30) cm² \implies Site de catégorie S4.

Donc on va adopter une longrine de (30 * 30) cm².

Les longrines doivent être calculés pour résister à un effort de traction égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} > 20 \text{ KN} \quad (16)$$

$N = 1694.65 \text{ KN}$ (effort normal maximal du poteau)

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de catégorie de site.

Zone IIa : site 3 $\implies \alpha = 12$.

$$F = \frac{1649.65}{12} > 20 \text{ KN} \quad (17)$$

$$F = 137,47 \text{ KN} > 20 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{C.V} \quad (18)$$

6.2. Calcul du ferrailage :

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{137.47 * 0.01}{347.83} \quad (19)$$

$$A_{st} = 3,9 \text{ cm}^2 \quad (20)$$

Condition de non fragilité

$$A_{st \text{ min}} \geq 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (21)$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (22)$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 0.97 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V} \quad (23)$$

Le RPA99 version 2003 exige que :

$$A_{st \min} = 0,5\% (b \times h) = 4.50 \text{ cm} \quad (24)$$

$$A_{st \min} = 4,50 \text{ cm}^2.$$

On a :

$$A_{st} = 4,01 \text{ cm}^2 < A_{st \min} = 5,25 \text{ cm}^2.$$

$$\text{D'où le ferrailage choisi : } A_{st} = \mathbf{6T12} = 6,79 \text{ cm}^2$$

Bibliographie

REGLEMENT

- Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003.
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93.
- Règles de Calcul de Béton Armé CBA.
- Règles de Calcul de Béton Armé DTR BC 2.2

LOGICIELS

- Logiciel d'ETABS 2013.
- .EXCEL 2007.
- WORD 2007.
- AUTO CAD 2009

ANNEXES

