

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITÉ IBN KHALDOUN TIARET
FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Mémoire De Fin D'études
Pour L'obtention Du Diplôme De Master

Domaine : Sciences et Technologie

Spécialité : Génie civil

Option : Structure

THÈME

Etude d'une Polyclinique en (R+5) avec sous-sol à Oran

Préparé par :

-PONA Mariam

-KOITA Alassane

Membres du jury :

Président	M. BEKKI H.
Rapporteur	M.SERBAH B.
Examinatrice	Mme.RENNAK.
Examinatrice	Mme. DRAOUI.A.

2021/2022

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Nous remercions, en premier lieu, notre Dieu (Allah) le clément et miséricordieux de nous avoir guidé vers le chemin du savoir, et de nous avoir donné la force, la santé et le courage pour effectuer le présent travail.

En second lieu, nous tenons à adresser nos remerciements à notre encadreur

M. SERBAH BOUMEDIENE et lui témoigner notre gratitude pour sa patience et son soutien qui nous ont été précieux afin de mener ce travail à bon port.

Nous remercions tous les enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation durant le parcours universitaire.

Ainsi que les membres du jury qui ont consacré de leur temps pour examiner notre travail.

Enfin, nous remercions d'une manière particulière nos parents qui ont transformé la nuit en jour afin que nous soyons ce que nous sommes aujourd'hui. Sans oublier nos familles respectives ainsi que tous ceux qui ont contribué de loin ou de prêt à notre réussite.

Alassane et Mariam

Alhamdoulillahi Rab-bil Alamine (Louange à ALLAH, Seigneur de l'univers)

J'ai toujours voulu faire ou offrir quelque chose à mes parents en signe de reconnaissance pour tout ce qu'ils ont consenti d'efforts rien que pour me voir réussir, et voilà l'occasion.

A ceux qui m'ont donné la vie, symbole de beauté, de fierté, de sagesse et de patience

- ***A ma très chère mère : Tenimba Collo Diarra***

Quoi que je fasse ou que je dise je ne saurai jamais te remercier comme il se doit. C'est grâce à ton éducation et ta persévérance que je suis arrivé à ce niveau et que je suis devenu la femme que je suis. Cette réussite est la tienne.

Merci pour tout qu'Allah te récompense

- ***A l'homme, mon précieux offre d'Allah, à qui je dois ma vie, ma réussite et tout mon respect, mon très chère père : Adama Pona***
- ***A ma très chère Sœur Fatoumata Pona , Merci pour tes conseils et tes encouragements.***
- ***A mes frères Moussa Pona et Youssouf Pona***

A ma defunte Tante Fatoumata Traoré

- ***A mes camarades d'Assia Khebir, principalement à toi***

(Astan Berthé) votre présence a redue ces cinq dernière années loin de la famille plus facile à supporter

- ***A mon infatigable Binôme, Koita Alassane qui a toujours répondu présent quand j'avais besoin de lui sans jamais se plaindre. Tu es devenu au fur des années une personne qui occupe un place importante dans ma vie.***

J'espère compter sur toi dans les années à venir.

Je dédie ce modeste travail.

PONA MARIAM



Année après année j'étais loin de vous, et pourtant vous êtes toujours restés les premiers remparts entre moi et n'importe quelle difficulté pouvant se présenter.

A vous mes chers parents qui n'avez jamais lésiné sur les moyens, les efforts et les sacrifices à consentir pour mon bien et ma réussite.

Vous qui êtes en ce monde mes premiers symboles de bonté, de fierté, de courage et surtout d'exemples à suivre, je vous dédie ce modeste travail pour ne serait-ce qu'un peu vous témoigner ma gratitude pour tous les bienfaits à mon égard depuis mon premier souffle dans ce monde.

Ainsi qu'à tout le reste de la famille, frères sœurs oncles tantes et cousines, je vous dis merci pour votre présence à mes côtés tout au long de ce voyage qui tend vers sa fin.

Et à Mlle Pona MARIAM qui, en plus d'avoir été une collègue de travail exceptionnelle, est devenue ces dernières années une amie inestimable et un soutien indéfectible pour les différents maux qui se sont présentés. Je te transmets mes remerciements les plus sincères et espère compter pour toutes les années à venir sur ta bonté et ta générosité sans faille dont tu m'as fait l'honneur jusqu'à présent.

A toutes ces personnes et à tant d'autres non citées, je ne puis vous dire que merci

Koïta ALASSANE

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'une polyclinique, constituée d'un sous sol, d'un rez de chaussé et de cinq étages, implanté à Oran

Cette région est classée en zone de sismicité moyenne (IIa) selon les règles parasismiques algériennes RPA99 version 2003.

L'objectif étant le dimensionnement des différents éléments constitutifs du bâtiment et de déterminer le ferrailage approprié pour la résistance de ce dernier aux différentes actions auxquelles il peut être soumis. Nous avons dû faire appel aux règlements en vigueur notamment le CBA93, le RPA99 /2003 et le BAEL91 /99.

Afin de déterminer les efforts internes dans les portiques, et en dynamique pour le calcul des modes de vibration, nous avons utilisé le logiciel de calcul ETABS V9.7.0.

En fin, dans la dernière partie du mémoire on a fait l'étude et le calcul des fondations.

SUMMARY

This project presents a detailed study of a polyclinic, consisting of a basement, a ground floor and five floors, deployed in Oran

This region is classified in zone of average seismicity (IIa) according to the Algerian paraseismic rules RPA99 version 2003.

The objective being the dimensioning of the various constituent elements of the building and to determine the appropriate reinforcement for the resistance of the latter to the various actions to which it may be subjected. We had to appeal to the regulations in force, in particular the CBA93, the RPA99/2003 and the BAEL91/99.

In order to determine the internal forces in the frames, and in dynamics for the calculation of the modes of vibration, we used the calculation software ETABS V9.7.0.

In the end, in the last part of the memory on a fact the study and the calculation of the foundations.

NOTATIONS ET SYMBOLE

A : coefficient d'accélération de zone

Aa : section d'armature en appui

A_l : section d'armature longitudinale

A_{min} : section d'armature minimale déterminée par les règlements

Ar : section d'armature de répartition

A_{ser} : section d'armature d'état limite de service

At : section d'armature de travée ou transversale

A_u : section d'armature d'état limite ultime de résistance

A_x : section d'armature du sens x-x

A_y : section d'armature du sens y-y

A' : section d'armature comprimée

Br : section réduite du béton

C : Cohésion.

Cs : coefficient de sécurité

D : coefficient d'amplification dynamique

E : module de déformation longitudinale

E.L.U : Etat limite ultime.

E.L.S : Etat limite service

E_{ij} : module de déformation longitudinale instantanée

E_{iv} : module de déformation longitudinale différée

G : action permanente

H : hauteur

Chapitre I : Présentation et Conception de l'ouvrage

HA : armature à haute adhérence

I : moment d'inertie

If : moment d'inertie fictif

J : action permanente avant mise en place des cloisons

L : longueur

L1 : Distance entre axes des nervures

Lp : longueur en plan

M : moment fléchissant

Ma : moment fléchissant en appui

Me : moment fléchissant à gauche

Mj : moment fléchissant sous charge permanente avant mise en place des cloisons

M_{ser} : moment fléchissant d'état limite de service

Mt : moment fléchissant de travée

M_u : moment fléchissant d'état limite ultime de résistance

Mw : moment fléchissant à gauche

M₀ : moment de flexion d'une poutre simplement appuyée

N : effort normal

Ne : effort normal au centre de la section

N_{ser} : effort normal d'état limite de service

N_u : effort normal d'état limite ultime de résistance

P_p : poids propre

Q : Charge d'exploitation ; facteur de qualité

R : rayon ; coefficient de comportement de la structure

S : surface

T : effort tranchant

Chapitre I : Présentation et Conception de l'ouvrage

T_x : période fondamentale dans le sens x-x

T_y : période fondamentale dans le sens y-y

V : action sismique ; effort horizontal

V_t : effort sismique à la base de la structure

W : poids total de la structure

W_p : poids de l'élément en considération.

a : Epaisseur des voiles ; largeur du poteau

b_0 : largeur de la nervure

b_1 : largeur de poteau

c : enrobage

d : hauteur utile ;

e : excentricité ; Epaisseur

f : flèche

f_c : contrainte caractéristique du béton à la compression

f_e : limite élastique d'acier

f_t : contrainte caractéristique du béton à la traction

g : giron de la marche

h : hauteur

h_c : hauteur du corps creux

h_d : hauteur de la dalle

h_e : Hauteur de l'étage

h_t : hauteur totale

h' : hauteur de la zone nodale

h_1 : hauteur du poteau

Chapitre I : Présentation et Conception de l'ouvrage

i : rayon de giration

j : nombre des jours

l : longueur ; distance

l_f : longueur de flambement

l_x : la petite dimension du panneau de la dalle

l_y : la grande dimension du panneau de la dalle

l' : longueur de la zone nodale

l_0 : longueur libre

q_b : charge linéaire induite par les marches

q_{eq} : charge linéaire équivalente

q_l : charge linéaire

q_{ser} : charge linéaire d'état limite de service

q_u : charge linéaire d'état limite ultime de résistance

q_p : charge linéaire du palier

st : espacement

x : abscisse

y : ordonnée

y_1 : ordonnée du centre de gravité de la section homogène

α : Angle

γ : Coefficient partiel de sécurité, rapport des moments

β : coefficient de pondération

\square : Pourcentage d'amortissement critique

η : Coefficient de fissuration relatif, facteur de correction d'amortissement

θ : Déviation angulaire, coefficient globale dépendant du type de construction

Chapitre I : Présentation et Conception de l'ouvrage

λ : Élançement mécanique d'un élément comprimé

μ : Moment réduit

ν : Coefficient de poisson

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : contrainte de béton ou d'acier

τ : Contrainte tangentielle ou de cisaillement

ψ : Coefficient de pondération

δ : Coefficient de réduction, déplacement

Σ : Sommation

ϕ : Diamètre d'armature transversale ou treillis soudés

Liste des figures

Chapitre I : présentation de l'ouvrage et des matériaux

Figure I.1: Diagramme parabole–rectangle des Contraintes–Déformations béton	6
Figure I.2 : Diagramme des contraintes	6
Figure I. 3 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS.....	15
Figure I.4: Diagramme contrainte-déformation d'acier	16
Figure I-5 : Diagramme des déformations limites de la section trois domaines ❶ ,❷,❸ et trois pivots A, B, C.....	19

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

Figure II -1 : Plancher à corps creux	14
Figure II-2 : Terrasse inaccessible.....	15
Figure II-3 : Etage courant.....	15
Figure II-4 : Dalle pleine	16
Figure II-5 : Le poteau le plus sollicité.....	19
Figure II-6 : Le voile	22

Chapitre III : Etudes des éléments secondaires

Figure III.1 : Plancher à corps creux	25
Figure III.2 : Schéma statique de la poutrelle.....	29
Figure III.3 : Schéma de l'escalier.....	33
Figure III.4 : Charge sur l'escalier.....	36
Figure III.5 : Diagramme du moment.....	36
Figure III. 6 : Ferrailage de l'escalier	41
Figure III.7 : Section de la poutre palière	41
Figure III.8:Ferrailages de la poutre palière	44
Figure III.9 : Ferrailage du balcon.....	49
Figure III.10 : L'acrotère.....	50
Figure III.11 : Ferrailage de l'acrotère	53
Figure III.12 : Ascenseur dans un bâtiment.....	54
Figure III.13 : Répartition des charges sur la dalle.....	57

Chapitre I : Présentation et Conception de l'ouvrage

Figure III.14 : Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle.....	58
Figure III.15 : Dessin montrant la concentration des charges	58
Figure III.16 : Moments de la dalle	59
Figure III.17 : Ferrailage de la dalle de la gaine de l'escalier	67

Chapitre IV : Etude sismique

Figure IV.1 : Limites des décrochements en plan	71
Figure IV.2 : Limites des décrochements en élévation.....	71
Figure IV.3 : Schémas des vérifications nécessaires pour l'étude sismique.....	84
Figure IV.4 : Vue en 3D de la structure	86
Figure IV.5 : Spectre de réponse	86
Figure IV.6 : Mode de translation suivant x.....	87
Figure IV.7 : Mode de translation suivant y.....	88
Figure IV.8 : Mode de rotation suivant z.....	88
Figure IV.9 : Disposition des voiles de contreventement.....	90

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

Figure V.1 : Schéma zone nodale.....	95
Figure V.2: Ferrailage des poutres principale	102
Figure V.3 Ferrailage Poutres secondaires	104
Figure V.4 : Ferrailage poteaux.....	111

Chapitre VI : Etude des fondations

Figure VI.1 : Disposition des semelles suivant Ly	120
Figure VI.2 : Semelle filante SF01	121
Figure VI.3 : Semelle filante SF02.....	121
Figure VI.4 : Semelle filante SF03.....	122
Figure VI.5 : Semelle filante SF04.....	123
Figure VI.6 : Exemple de Ferrailage de la semelle filante sous deux poteaux.....	123
Figure VI.7 : Ferrailage de la longrine	125
Figure VI.8 : Semelle filante sous voile	124

Liste des tableaux

Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage et des matériaux

Tableau I.1 : hypothèses de calcul.....	11
---	----

Chapitre 2 : Pré dimensionnement des éléments

Tableau II-1 : Descente des charge terrasse inaccessible.....	15
Tableau II-2 : Descente des charges étage courant, RDC et sous sol	16
Tableau II-3 : Descente des charges mur extérieur	16
Tableau II-4 : Descente des charges dalle pleine étage courant	17
Tableau II-5 : Descente des charges dalle pleine terrasse inaccessible.....	17

Chapitre III :Etude des éléments non structuraux

Tableau III.1: Dimensions de la poutrelle.....	26
Tableau III.2 : Descente de charges de la paillasse.....	30
Tableau III.3 : Descente des charges du palier.....	35
Tableau III.4: Poids mort de l'ascenseur.....	35
Tableau III.5 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles	55
Tableau III 6 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles.....	64
Tableau III 7 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles.....	64

Chapitre IV : Etude sismique

Tableau IV.1 : Condition d'utilisation de la méthode statique	72
Tableau IV.2 : Coefficient d'accélération de la zone RPA99.....	72
Tableau IV.3 : valeurs des pénalités P_q	73
Tableau IV.4 : Périodes et taux de participation massique	87
Tableau IV.5: Vérification de la période.....	89
Tableau IV.6 : Vérification de l'effort tranchant à la base	89
Tableau. IV.7 : Déplacements dans chaque diaphragme	90
Tableau. IV.8 : Périodes et taux de participation massique(2)	91
Tableau. IV.9: Vérification de la période (2).....	91
Tableau. IV.10 : Vérification de l'effort tranchant à la base (2).....	91
Tableau. IV.11 : Vérification des déplacements inter étages dans le sens x.....	92

Tableau. IV.12: Vérification des déplacements inter étages dans le sens y92

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

Tableau V.1: Ferrillages des poutres principales 30x50 (cm)	101
Tableau V.2: Ferrillages des poutres secondaire 30x45 (cm)	103
Tableau V.3 : Les sollicitations défavorables du 1er genre	105
Tableau V.4 : les sollicitations défavorables du 2eme genre	105
Tableau V.5: Sections minimales et maximales imposées par le RPA.....	107
Tableau V.6: Ferrillage des poteaux.....	107
Tableau V.7. Sollicitations des Voiles	116
Tableau V.8 : Contrainte des Voiles et Ferrillage	116

Chapitre VI : Etude de fondation

Tableau VI.1 : Dimensionnement des semelles	120
Tableau VI.2 : Vérification de la longueur élastique	120
Tableau VI.3 : Données de la SF01.....	121
Tableau VI.4 :Données de la SF02.....	122
Tableau VI.5 : Données de la SF03.....	122
Tableau VI.6: Données de la SF04.....	123
Tableau VI.7 : Dimension de la semelle sous voile	126
Tableau VI.8 : Ferrillage du voile périphérique	126
Tableau VI.9 : Moments aux appuis	128
Tableau VI.10 : Ferrillage du voile périphérique	128

Sommaire

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.....	1
I.1. Introduction	2
I.2. Présentation du projet.....	2
I.3.1. Caractéristique géométrique	2
I.3.2. Caractéristiques géotechniques du site.....	3
I.4. Conception de l'ouvrage.....	3
a. Les planchers	3
b. Les escaliers	3
c. Le revêtement	4
C'est un élément qui recouvre une surface, pour la protéger et la consolider.....	4
d. La maçonnerie	4
e. Les fondations	4
h. Gaine d'ascenseurs	4
I.5. Caractéristiques des matériaux	4
I.5.1. Béton	4
I.5.2. Acier.....	7
I.6. Les hypothèses de calcul (BAEL A.4.3,2)	9
I.7. Les combinaisons de calculs.....	11
I.8. Récapitulatif.....	11
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.....	13
II.1. Pré dimensionnement des planchers	14
II.1.1. Planchers corps creux	14
II.2. Evaluation des charges	15
II.3. Pré dimensionnement des poutres	17
II.3.1. Poutres Principales.....	18
II.3.2. Poutres secondaires.....	18
II.4. Pré dimensionnement des Poteaux	19
II.5. Pré dimensionnement des voiles.....	22

Chapitre I : Présentation et Conception de l'ouvrage

III.1.1. Méthodes de Calcul des poutrelles	26
III.1.1.2.Principe de calcul	27
III.2. Escalier	33
III.2.1. Evaluation des charges	34
III.2.2 Calcul des sollicitations aux Etats limites	35
III.2.3. Poutre palière.....	41
III.2.3.1. Calcul du ferrailage	42
III.3. Balcons.....	45
III.3.1. Calculs des charges	45
III.3.2. Calcul des sollicitations.....	45
III.4. L'acrotère.....	50
III.4.1. Calcul des sollicitations.....	50
III.4.3. Les vérifications	52
III.5. L'ascenseur.....	54
III.5.1. Etude de l'ascenseur	54
III.5.2. Calcul de la charge total □□	56
III.5.2.1. Vérification de la dalle au poinçonnement.....	57
III.5.2.2. Evaluation des moments dus aux charges concentrées	58
III.5.2.3. Distances des rectangles	58
III.5.2.4. Calcul des moments suivant les deux directions	59
III.5.2.4. Les moments dus aux charges concentrées	59
III.5.2.5. Moments dus aux charges réparties (poids propre).....	59
III.5.3. Calcul du ferrailage de la dalle.....	60
Chapitre IV : Etude dynamique	68
IV.1. Introduction.....	69
IV.2. Méthode de calcul	69
IV.3. Méthode statique équivalente	69
IV.3.1 Conditions d'application de la méthode (RPA99/2003 art 4.1.2).....	69
IV.3.2. Principe de la méthode (RPA99/4.2.1)	72
IV.4. Méthode d'analyse modale spectrale	78
IV.4.1. Principe (Article 4.3.1 RPA99/2003).....	78
IV.4.2. Modélisation (RPA99/2003 art4.3.2).....	79

Chapitre I : Présentation et Conception de l'ouvrage

IV.4.3. Spectre de réponse de calcul (RPA/2003 art4.3.3).....	79
IV.4.4. Combinaison des réponses modales	81
IV.7. Exigences du RPA99/2003.....	84
IV.8. Modélisation	85
IV.9. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique.....	86
IV.9.1. Sans voiles.....	86
IV.9.2. Avec voiles.....	90

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux93

V.1. ETUDE DES PORTIQUES	94
V.2. Les combinaisons de calcul	94
V.3. Exigence du RPA99/2003 (7.4.2).....	94
V.4. Etudes des poutres	97
V.6. ÉTUDE DES VOILES	111
V.6.2. Exigence du RPA99/2003 (7.7.4).....	113

Chapitre VI :Etude de l'infrastructure 117

VI.1. Introduction.....	118
VI.2: Choix type de fondation.....	118
VI.3: Combinaisons d'actions.....	118
VI.4: Etude des fondations	118
VI.4.1 : Semelle filante	118
VI.4.2 : Pré dimensionnement de la semelle filante	119
VI.5: Calcul des armatures	120
VI.6: Etude des longrines	124
VI.6.1: Schéma du ferrailage.....	125
VI.7: Semelle filante sous voile	126
VI.8 : Mur de soutènement.....	126
VI.8.1 : Introduction.....	126
VI.8.2 : Dimensionnement	126
VI.8.3 : Ferrailage	127
Conclusion.....	129
Références	131

Chapitre I: Présentation et Conception de L'ouvrage

I.1. Introduction :

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

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

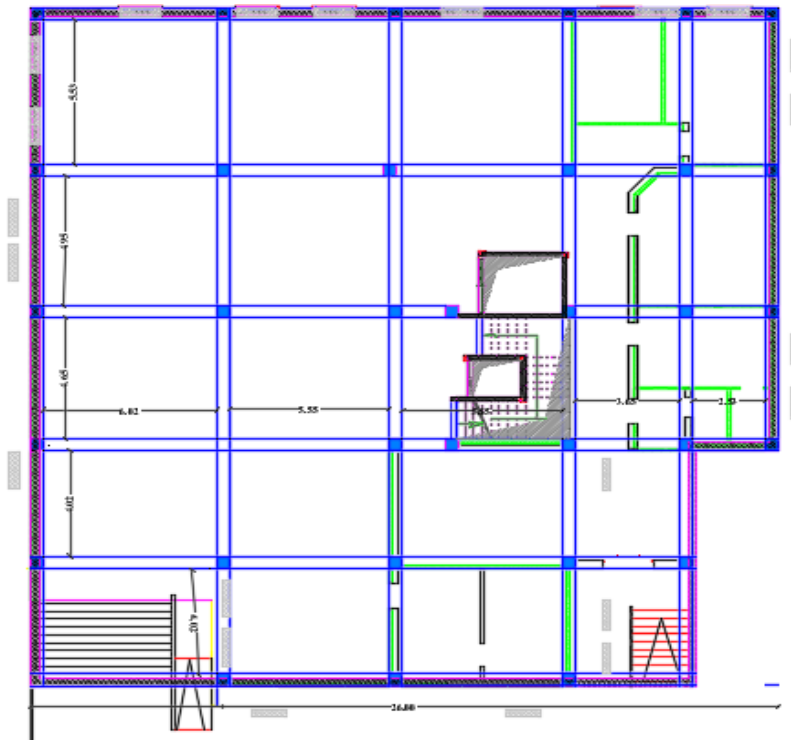
On propose dans ce projet ; le calcul et la conception des éléments structuraux et non structuraux d'une polyclinique, pour cela nous allons utilisés dans nos calculs les règles parasismiques algériennes RPA99 version 2003, et les règles de calcul en béton armé aux états limites BAEL91 et le code du béton algérien CBA91

I.2. Présentation du projet :

On propose dans ce projet, l'étude complète des éléments résistants d'une Polyclinique en (R+5) avec sous-sol implantée dans la Wilaya d'Oran qui est classée en zone de sismicité moyenne (Zone IIa) d'après le règlement parasismique Algérien (RPA99/2003).

I.3. Caractéristique de la Structure :

I.3.1. Caractéristique géométrique :



Vue en Plan du RDC

Les caractéristiques géométriques de la structure sont :

- Largeur en plan25.90m
- Longueur en plan27 m
- Hauteur du RDC3,40m
- Hauteur d'étage courant..... 3,23m
- Hauteur de sous sol 3.20m
- Hauteur totale..... 22,75m

I.3.2. Caractéristiques géotechniques du site :

Le rapport géotechnique de notre site a été fait par le laboratoire LTPO à Oran par quatre (4) points de sondages, l'étude du sol a montré la présence d'un sol :

- Meuble (S3) avec une capacité portante de : $\bar{\sigma} = 2$ bars ;
- Le poids volumique du sol $\gamma_h = 18$ KN/m³
- La cohésion $C = 10$ kPa avec un angle de frottement interne $\phi = 35^\circ$
- Un ancrage de 1,5m.
- Le sol n'est pas agressif et l'indice de plasticité entre 15 et 21

Ces paramètres seront utilisés pour dimensionner la fondation.

I.4. Conception de l'ouvrage :

a. Les planchers :

Ce sont des éléments séparant deux niveaux successifs dans une construction et recueillant les surcharges de fonctionnement du bâtiment, ils ont d'autres fonctions très importantes relatives au confort thermique et acoustique.

Planchers à corps creux :

Les poutrelles sont coulées in situ avec les poutres et la dalle de compression du plancher.

On a opté pour ce type de plancher pour les raisons suivantes :

- >>Facilité de réalisation.
- >>Les portées de notre projet sont grandes $L_{max} = 6.05$ m
- >>Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique
- >>Economie dans le coût de coffrage (coffrage perdu constitué par les corps creux).

b. Les escaliers :

Ce sont des éléments non structuraux permettant le passage d'un niveau à un autre, ils sont constitués en béton armé. Le type d'escalier de notre projet est un escalier droit.

c. Le revêtement :

C'est un élément qui recouvre une surface, pour la protéger et la consolider

- Enduit en ciment pour les murs extérieurs.
- Enduit en plâtre pour les plafonds et murs intérieurs sauf les pièces humides (la cuisine, salle de bain)
- Revêtement en carrelage pour les planchers courant.
- Revêtement par étanchéité multicouche pour les planchers terrasses.

d. La maçonnerie :

Les murs extérieurs sont constitués par une double paroi à brique creuses, avec une épaisseur de (10 et 15) cm séparés par une lame de 5 cm.

Les murs intérieurs sont constitués d'une simple paroi de 10 cm d'épaisseur.

e. Les fondations :

Le rapport de sol relatif au terrain, indique que le sol en place est un sol meuble, donc la transmission des charges par la superstructure en sol est assurée par des fondations superficielles (radier général ; une semelle filante ou une semelle isolée).

h. Gaine d'ascenseurs :

Vu la hauteur importante de ce type de bâtiment, l'ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

I.5. Caractéristiques des matériaux :

I.5.1. Béton :

Le béton est un mélange composé de ciment, eau de gâchage, granulats (Sables et gravillons) et souvent des adjuvants pour constituer un mélange homogène.

Le mélange du béton doit respecter des rapports bien définis pour la composition de 1m³ de béton.

Ce matériau résiste bien à la compression mais n'assure pas une bonne résistance à la traction ou au cisaillement.

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

- 350 kg de ciment CM1/II A 42.5.
- 400kg de sable Cg < 5mm.
- 800kg de gravillons 3/8, 8/15 et 15/25.
- 175L d'eau de gâchage.

Pour une bonne résistance à la traction, on ajoute des barres d'aciers et le béton devient armé

dont la masse volumique de béton armé est de 25 kN/m³.

➤ **Résistances mécaniques du béton :**

-Résistance à la compression

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir des essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

Pour des résistances $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$:

$$f_{cj} = \begin{cases} \frac{f_{c28}}{4.76 + 0.83 \sqrt{j-28}} & \text{si } j < 28 \\ 1.1 f_{c28} & \text{si } j > 28 \end{cases}$$

Pour des résistances $f_{c28} > 40\text{MPa}$:

$$f_{cj} = \begin{cases} \frac{f_{c28}}{1.4 + 0.95 \sqrt{j-28}} & \text{si } j < 28 \\ f_{c28} & \text{si } j > 28 \end{cases}$$

-Résistance à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations :

$$f_{tj} = \begin{cases} 0,6 + 0,06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60\text{Mpa} \\ 0,275(f_{cj})^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60 \end{cases}$$

➤ **Contrainte limite**

-État limite ultime (ELU) :

L'état limite ultime, est un état au-delà duquel, le bâtiment n'est plus exploitable, dont le déplacement entraîne la ruine de l'ouvrage.

Diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

Les déformations du béton sont :

- $\epsilon_{bc1} = 2 \text{ ‰}$

- $\epsilon_{bc2} = \begin{cases} 3,5 \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} \leq 40\text{Mpa.} \\ \text{Min } (4,5 ; 0,025f_{cj}) \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} > 40 \end{cases}$

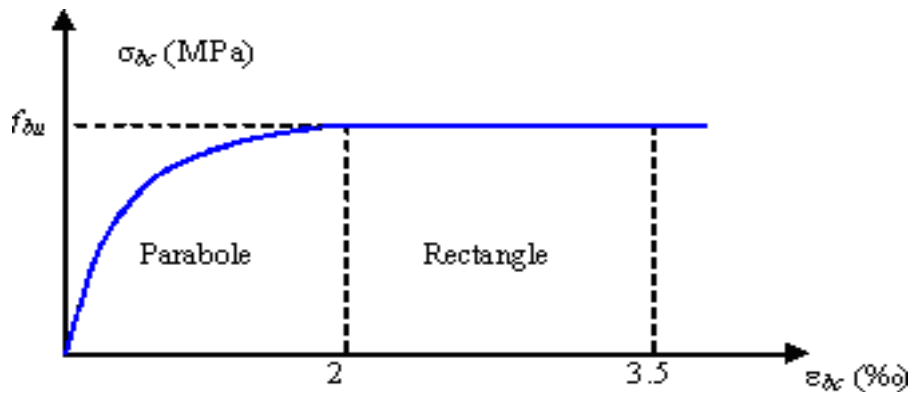


Figure I.1 : Diagramme parabole-rectangle des Contraintes-Déformations béton

Contrainte ultime du béton en compression $\sigma_{bc} = \frac{0.85 \cdot \sigma_{bc}}{\gamma_b}$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton, il vaut :

- 1.5 pour les combinaisons normales ;
- 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à :

- 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h.
- 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

Dans notre cas $\gamma_b = 14,17$

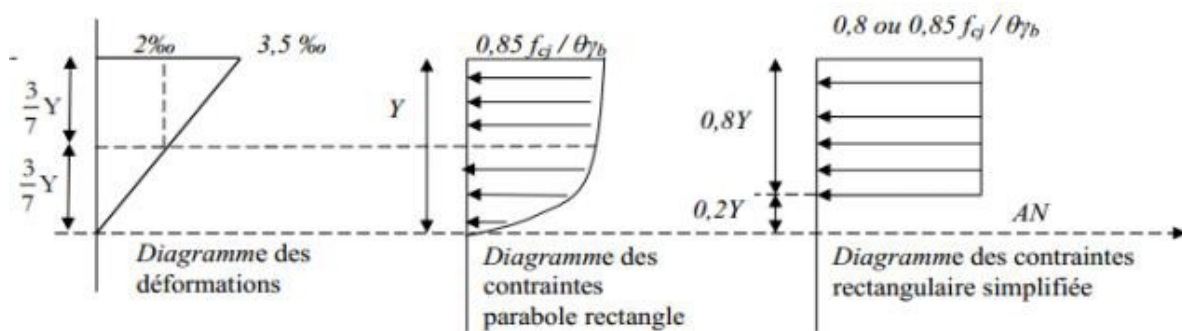


Figure I.2 : Diagramme des contraintes

➤ **Etat limite de service (ELS)**

L'état limite de service, est un état de chargement au-delà duquel la structure ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour laquelle elle a été construite.

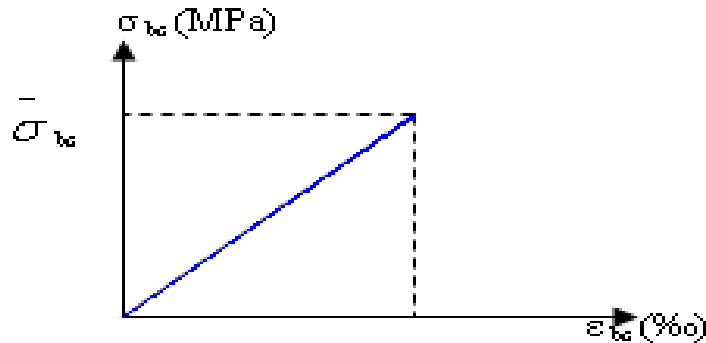


Figure I.3 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS

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

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

Avec : $\sigma_{bc} = 0.6 \sigma_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

➤ **Modules de déformation longitudinale (BAEL A 2.1,2)**

- **Module de déformation longitudinale différée** : Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton, pour des charges d'application de longue durée :

$$E_{vj} = 3700 \left(\frac{\sigma_{c28}}{10} \right)^3 \quad \text{si} \quad \sigma_{c28} \leq 60 \text{ Mpa.}$$

- **Module de déformation instantanée** : Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24h

$$E_{vg} = 11000 \times \sqrt[3]{\sigma_{c28}}$$

➤ **Coefficients de poisson**

Le coefficient de poisson est le rapport entre la déformation longitudinale et la déformation transversale.

Le coefficient de poisson selon le BAEL (A 2.1,3) :

- $\nu = 0$ pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU).
- $\nu = 0,2$ pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS).

I.5.2. Acier :

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage, il est caractérisé par sa bonne résistance à la traction, au cisaillement et à la torsion.

Les aciers pour béton armé sont ceux de :

- Nuance douce pour 0,15 à 0,25% de carbone.
- Nuance mi- dure et dure pour 0,25 à 0,40% de carbone.
- Acier naturel FeE 215, FeE 235 (pour les cadres).
- Acier à haute adhérence FeE 400, FeE 500 (pour les armatures principales)
- Treillis soudés de maille 150 x 150 mm² avec $\Phi = 3,5\text{mm}$.

➤ **Contrainte limite**

-Etat limite ultime

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte–déformation

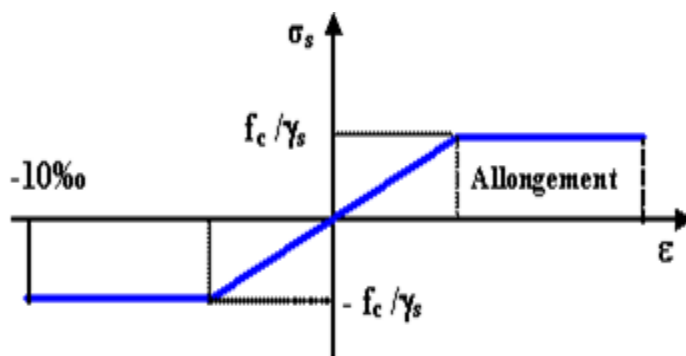


Figure I.4 : Diagramme contrainte-déformation d'acier

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$ → Cas de situations accidentelles.

$\gamma_s = 1.15$ → Cas de situations durable ou transitoire. Rond lisse ($f_e=235\text{ MPa}$)

- $\sigma_s = 204,34\text{ MPa}$ Situation durable ou transitoire
- $\sigma_s = 235\text{ MPa}$ Situation accidentelle

A haute adhérence ($f_e=400\text{MPa}$)

- $\sigma_s = 348\text{ MPa}$ Situation durable et transitoire
- $\sigma_s = 400\text{ MPa}$ Situation accidentelle

L'allongement relatif de l'acier $\epsilon_s = \frac{\Delta L}{L_0}$

-Etat limite de service

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures, la vérification de la contrainte se fait :

- Fissuration peu préjudiciable : pas de vérification.

- Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_{\text{max}} \leq \sigma_{\text{lim}} \quad \bar{\sigma}_{\text{max}} = \sigma_{\text{lim}} \left(\sigma_{\text{max}} \times \frac{2}{3}, 110 \sqrt{\sigma_{\text{max}}}. \sigma_{\text{lim}} 28 \right)$$

- Fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_{\text{max}} \leq \bar{\sigma}_{\text{lim}} \quad \bar{\sigma}_{\text{max}} = \frac{\sigma_{\text{max}}}{2} \left(\frac{2}{3}; 90 \sqrt{\sigma_{\text{max}}}. \sigma_{\text{lim}} 28 \right)$$

Avec :

σ : Coefficient de fissuration

$\sigma = 1$ Pour les ronds lisses (RL).

$\sigma = 1.6$ Pour les armatures à hautes adhérence (HA).

$$\sigma_{\text{lim}} = \frac{\sigma_{\text{max}}}{\sigma}$$

Dans notre cas $\sigma_{\text{lim}} = 348 \text{ MPa}$

I.6. Les hypothèses de calcul (BAEL A.4.3.2)

a. Les actions permanentes (G)

Les actions permanentes ont une charge constante ou très peu dans le temps, elles comprennent :

- Le poids propre de la Structure
- Le poids de cloison, revêtements, superstructure
- La déformation imposée par la structure

b. Les actions variables (O) :

Les actions variables ont une charge qui varie fréquemment d'une façon importante dans le temps, elles comprennent :

- Les charges d'exploitation
- Les charges climatiques (Neige et Vent)
- Les effets thermiques

c. Les actions accidentelles (Fa) :

Elles sont des phénomènes qui se produisent rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer :

- Les séismes ,Les explosions , Les feux ,Les chocs
- A l'état limite ultime (L'ELU) :

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation (hypothèse de Bernoulli).
- Pas de glissement relatif entre les armatures de l'acier et le béton.
- La résistance du béton à la traction est négligée à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement du béton est limité à : 3,5‰ en flexion simple et composée. 2‰ en compression simple.
- L'allongement de l'acier est limité à 10‰.
- Le diagramme de déformation d'une section à l'ELU représenté par une droite, doit obligatoirement passer par l'un des pivots A, B, C (règle des trois pivots). Cette règle se fixe comme objectif d'utiliser au mieux le béton et l'acier

Règle des trois pivots

- En fonction des sollicitations normales, la rupture d'une section en béton armé peut intervenir :
 - Par écrasement du béton comprimé.
 - Par épuisement de la résistance de l'armature tendue.
- Les positions limite que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminés à partir des déformations limites du béton et de l'acier.
- La déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B, C appelés pivots

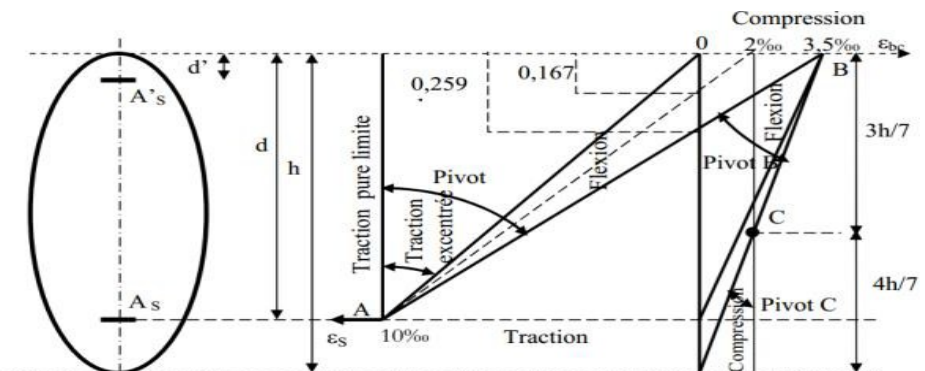


Figure I.5 : Diagramme des déformations limites de la section trois domaines $\square, \square, \square$ et trois pivots A, B, C

En résumé :

- **Le pivot A** : Ce domaine correspond aux sollicitations traction, flexion simple et composé. L'état limite atteint dans l'acier (Allongement unitaire de l'acier : 10 ‰)
- **Le pivot B** : Ce domaine correspond à la sollicitation de flexion avec l'état limite ultime atteint dans le béton (Raccourcissement unitaire du béton : 3.5 ‰)
- **Le pivot C** : Ce domaine correspond à la sollicitation compression simple ou composée (Raccourcissement unitaire du béton : 2 ‰)

I.7. Les combinaisons de calculs :

Les combinaisons de calculs à considérer pour la détermination des sollicitations et de déformations sont :

Sollicitation durable :

- E.L.U : $1,35G + 1,5Q$
- E.L.S : $G + Q$

Sollicitation accidentelle :

- $G + Q \pm E$
- $0,8.G \pm E$
- $G+Q \pm 1,2E$

I.8. Récapitulatif :

Tableau I.1 : hypothèses de calcul adoptés pour cette étude

La résistance à la compression du béton à 28 jours	$f_{c,28} = 25 \text{ MPa}$
La résistance à la traction du béton	$f_{t,28} = 2.1 \text{ MPa}$
Contrainte ultime du béton en compression	$\sigma_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$
Le module d'élasticité différé de béton	$E_{c,28} = 10818.865 \text{ MPa}$
Le module d'élasticité instantané de béton	$E_{ci,28} = 32164.195 \text{ MPa}$
Contrainte limite de l'acier	$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$
Armatures longitudinales	« $f_{e,400}$ » $f_{yk} = 400 \text{ MPa}$
Armatures transversales	« $f_{e,235}$ » $f_{yk} = 235 \text{ MPa}$

Les logiciels utilisés

- ETABS V 9.7: Pour la modélisation de la structure.
- AUTOCAD 2022.
- Applications (RPA, Fondations...)
- DTU ; Socotec (pour calculer les ferrailages des armatures)

Chapitre II :

Pré-

dimensionnement

des éléments

II.1. Pré dimensionnement des planchers :

L'objectif du pré dimensionnement est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis. Le pré dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le **RPA99/2003, le BAEL91, CBA93.**

II.1.1. Planchers corps creux :

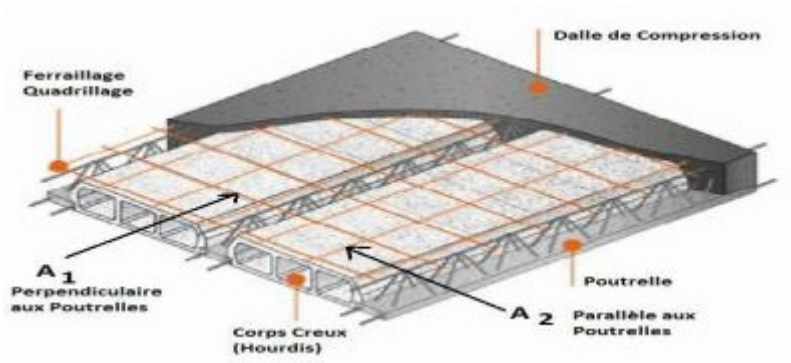


Figure II -1 : Plancher à corps creux

➤ **Détermination de l'épaisseur du plancher :**

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

$$h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

Avec : L = La portée maximale entre nu des poutrelles ($L = 600$ cm)

h_t : Epaisseur du plancher

$$h_t \geq \frac{600 - 45}{22.5} = 24.66 \text{ cm}$$

Soit $\square\square = \square\square \square\square$

On adopte un plancher en corps creux d'épaisseur 30 cm

$\left\{ \begin{array}{l} 25 \text{ cm: Epaisseur du corps creux} \\ 5 \text{ cm: Epaisseur de la dalle de compression} \end{array} \right.$

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

II.2. Evaluation des charges :

a- Plancher à corps creux :

✚ Terrasse inaccessible

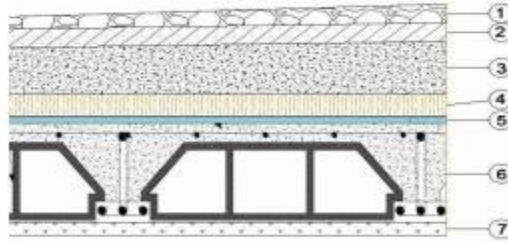


Figure II-2 : Terrasse inaccessible

Tableau II-1 : Descente des charge terrasse inaccessible

N	Désignation des éléments	e (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Protection en gravillon roulé	0.05	15	0.75
2	Étanchéité multicouche	0.01	1	0.10
3	Forme de pente en béton léger	0.01	22	2.20
4	Isolation thermique	0.04	4	0.16
6	Plancher en corps creux + dalle de compression	25 + 5	3.60-4.00	3.80
7	Enduit en plâtre/ en ciment	0.02	12	0.24
				G = 7.25KN/m ²
				Q= 1 KN/m ²

✚ Etage courant

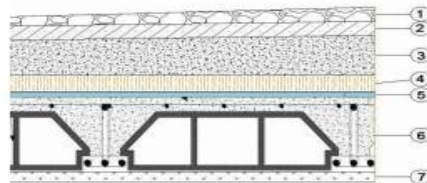


Figure II-3 : Etage courant

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

Tableau II-2 : Charges étages courant, RDC et SOUS SOL

N	Désignation des éléments	e (m)	Poids Volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche de Sable	0.02	18	0.36
4	Plancher en corps creux + dalle de compression	25+ 5	3.60-4.00	3.80
5	Enduit en plâtre	0.02	12	0.24
6	Cloison en briques creuses	0.10	9	0.90
				G = 6.14 KN/m²

Charge d'exploitation : Le plancher étages Courant : **Q=1.50KN/m²** ; le RDC et le Sous-sol **Q=3.5KN/m²**

b - Maçonnerie :

Mur extérieur :

Tableau II-3 : Charges mur extérieur

N ⁰	Désignations	Epaisseur(m)	Densité(kN/m ³)	Poids(kN/m ²)
1	Enduit en ciment sur les deux faces	0.02	0.18	0.36
2	Paroi extérieure en briques creuses	0.15	8.66	1.30
3	Paroi intérieure en briques creuses	0.10	9	0.90
4	Enduit intérieur en plâtre	0.02	0.10	0.2
				G_m= 2.76kN/m²

c-Dalle pleine :

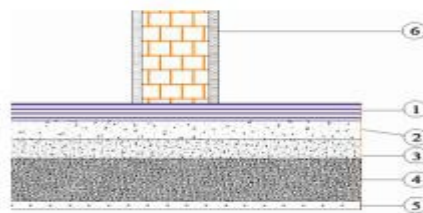


Figure II-4 : Coupe verticale du planchers dalle pleine

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

Tableau II-4 : Descente des charges dalle étage courant

N	Désignation des éléments	e (m)	Poids Volumique(KN/m ²)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22.00	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de Sable	0.02	18	0.36
4	Poids dalle pleine	0.12	25	3
5	Enduit de plâtre	0.02	0.18	0.36
				G = 4.56 KN/m ² Q= 3.5 KN/m ²

Tableau II-5 : Descente des charges dalle de terrasse inaccessible

N	Désignation des éléments	e (m)	Poids Volumique(KN/m ²)	Poids (KN/m ²)
1	Protection en gravillon roulé	0.04	0.20	0.80
2	Étanchéité multicouche	/	0.12	0.12
3	Forme de pente en béton léger	/	0.90	0.90
4	Isolation thermique+ polystyrène	0.04	2.5	0.1
5	Poids propre de la dalle pleine	0.15	25	3
6	Enduit en ciment	0.02	0.18	0.36
				G = 5.28 KN/m ² Q=1KN/m ²

II.3. Pré dimensionnement des poutres :

On distingue les poutres principales et secondaires

Selon le B.A.E.L.91, le critère de rigidité pour les poutres principales et secondaires est défini comme suit :

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

$$0.3l \leq l \leq 0.4l \quad \text{ou} \quad l = 0.9h$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{l}{h} \leq 4 \end{array} \right.$$

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

- La vérification des conditions du RPA 99/2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

II.3.1. Poutres Principales :

Elle supporte des poutres secondaires ou des poutrelles et reposants elle-même sur des porteurs verticaux (Poteaux, voiles).

- h: hauteur totale de la poutre
- b: largeur de la poutre
- L: portée maximale entre nu des poutres principales (L= 605 cm)
- d: hauteur utile (d = 0.9xh)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{605}{15} \leq h \leq \frac{605}{10} \Rightarrow 40.33 \leq h \leq 60.5 \Rightarrow h = 50 \text{ cm} \\ 16.2 \leq b \leq 21.6 \text{ cm} \Rightarrow b = 45 \text{ cm} \text{ ou } b = 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1.66 \leq 4 \end{array} \right.$$

Vérification du RPA

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20$$

$$h = 50 \text{ cm} \geq 30$$

$$\frac{h}{b} = 1.66 < 4$$

$$\frac{h}{b} = 1.66 < 4$$

Toutes les conditions sont vérifiées

Donc la poutre secondaire a la section : **(30 x 50) cm²**

II.3.2. Poutres secondaires

Ce sont des poutres qui sont perpendiculaires aux poutres principales, elles ont un rôle de chaînage.

- h : hauteur totale de la poutre
- b : largeur de la poutre
- L : portée maximale entre nu des poutres secondaires (L_{max}= 600 cm)
- d : hauteur utile (d = 0.9xh)

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

$$\frac{555}{15} \leq h \leq \frac{555}{10} \Rightarrow 37 \leq h \leq 55 \Rightarrow h = 45 \text{ cm}$$

$$9.45 \leq \square \leq 12.6 \Rightarrow \square = 40.5 \text{ cm} \Rightarrow \square = 30 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{45}{30} = 1.5 \leq 4 \end{array} \right.$$

Vérification du RPA

$$\square = 30 \text{ cm} \geq 20$$

$$\square \square$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 40 \text{ cm} \geq 30 \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{\square} = 1.33 < 4$$

Toutes les conditions sont vérifiées

Donc la poutre secondaire a la section : **(30 x 45) cm²**

II.4. Pré dimensionnement des Poteaux :

Ce sont des éléments verticaux qui supportent les poutres principales et transmettent les efforts de la super structure à l'infrastructure.

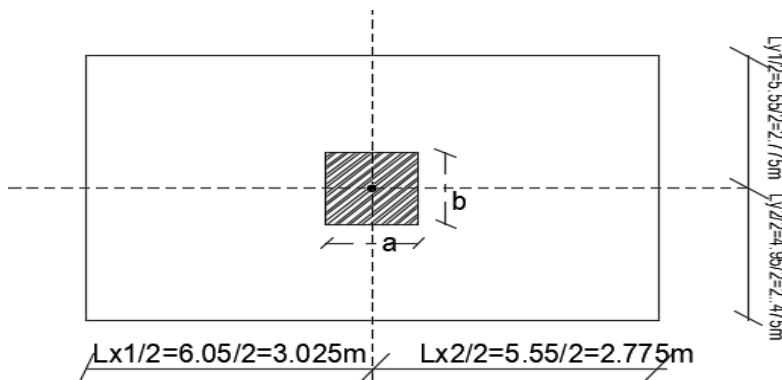


Figure II-5 : Surface du poteau le plus sollicité

$$S = \left(\frac{6.05 + 5.55}{2} \right) \times \left(\frac{5.55 + 4.95}{2} \right) = 30.45 \text{ m}^2$$

a. Détermination de Nu

$$N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q$$

Les efforts de compression dus aux charges permanentes N_G :

Plancher Terrasse

$$N_{GT} = G_T \times S = 7.25 \times 30.45 = \mathbf{220.76KN}$$

Planchers Etage + RDC+ Sous sol

$$N_{GE} = 6 \times G_{EC} \times S = 6 \times 6.14 \times 30.45 = \mathbf{1121.78KN}$$

On majore les efforts à 10% :

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

$$N_G = 1.1 \times (N_{GT} + N_{EC+RDC+SS}) = 1.1 \times (220.76 + 1121.78) = \mathbf{1476.79KN}$$

Les efforts de compression dus à la surcharge N_Q :

Plancher Terrasse $N_Q = Q \times S = 1 \times 30.45 = 30.45KN$

Planchers Etages $N_Q = 4 \times Q \times S = 4 \times 1.5 \times 30.45 = 182.70KN$

RDC+SOUS SOL $N_Q = 2 \times Q \times S = 2 \times 3.5 \times 30.45 = 213.15KN$

$$N_Q = 1.1 \times (N_{QT} + N_{RDC+Sous\ sol} + N_{QEC}) = 1.1 \times (30.45 + 182.70 + 213.15) = \mathbf{468.93KN}$$

$$N_U = 1.35N_G + 1.5N_Q = 1.35 \times 1476.79 + 1.5 \times 468.93 = \mathbf{2692.56KN}$$

b. Détermination de la section du poteau (axb)cm²

➤ Calcul de a :

- λ : Elancement d'EULER ($\lambda = \frac{l_0}{r}$)
- l_0 : Longueur de flambement.
- r : Rayon de giration ($r = \sqrt{\frac{I}{A}}$).
- I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement ($I = \frac{bh^3}{12}$).
- A : Surface de la section du béton ($B=axb$).

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{0.7l_0}{r} \leq 50$$

Avec $l_0 = 3.23$ m

$B = b \cdot a$

$$I = \frac{b \cdot a^3}{12}$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

$$\lambda = \frac{0.7l_0}{r} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{b \cdot a^3}{12 \cdot b \cdot a}}} = \sqrt{\frac{2}{12}} \cdot \frac{0.7l_0}{a} = 0.289 \frac{l_0}{a}$$

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

$$\left(\sigma = \frac{N}{S} = \frac{0.7 \cdot 226.1}{0.289 \cdot 5} \leq 50 \right) \rightarrow \left(\frac{226.1}{0.289 \cdot 5} = 15.64 \right)$$

On prend : $a=30cm$

$$\left(\sigma = \frac{0.7 \cdot 285.5}{11.56} \Rightarrow \sigma = \frac{285.5}{11.56} = 21.95 < 50 \dots \dots \dots \right)$$

➤ Calcul de b :

$$\sigma = \frac{N}{S} = \frac{N}{b \cdot \left[\frac{a_{28}}{0.9} + \frac{a_s}{1.15} \right]}$$

Avec :

- N : Effort normal ultime (compression)
- α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha=f(\lambda)$).

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{N}{35} \right)^2} \quad \alpha < 50$$

$$\left\{ \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{N} \right) \quad 50 < N < 70 \right.$$

- γ_c : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_c = 1.5$).....situation durable.
- γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1.15$).....situation durable.
- f_{yk} : Limite élastique de l'acier ($f_{yk} = 400$).
- $f_{ck,28}$: Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{ck,28} = 25$).
- ρ_s : Section de l'acier comprimée zone IIa : $\rho_s = 0.8\%$
- S : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie ($S = (a-2)(b-2)$ cm²).

$$S = (30-2)(b-2) = 43(b-2)$$

$$A_s = 0.008(b-2)$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{2692.56}{35} \right)^2} \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{76.93}{35} \right)^2} = 0.765$$

$$\sigma \leq \frac{N}{b \cdot \left[\frac{f_{ck,28}}{0.9 \cdot \gamma_c} + \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \right]}$$

$$2692.56 \leq 0.765 \cdot \frac{43(b-2) \cdot 25}{0.9 \cdot 1.5 \cdot 10} + \frac{0.008(b-2) \cdot 400}{1.15 \cdot 10}$$

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

$$2692.56 \geq 45.62 \times (b-2)$$

$$\Leftrightarrow b-2 \geq 59.02 \Rightarrow b > 61.02 \text{ cm}$$

On prend $b = 65 \text{ cm}$ et on augmente a en prenant $a=45\text{cm}$

Vérification des conditions du RPA 99 /2003 :

$$\rho_{\min}(\rho, \rho) > 25 \rho_{\min}; \rho_{\min}(45; 65) = 45 \rho_{\min} > 25 \rho_{\min} \dots \dots \dots$$

$$\rho_{\min}(\rho, \rho) \geq \frac{h}{30}; \rho_{\min}(45; 65) = \frac{323}{20} = 16.15 \rho_{\min} \dots \dots \dots$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{4} < \frac{\rho}{\rho_{\min}} < 4 \\ 0.25 < 0.66 < 4 \dots \dots \dots \end{array} \right.$$

La section de poteau est de **(45x65) cm²**

II.5. Pré dimensionnement des voiles

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (charges et surcharges) et les transmettent aux fondations. D'après le (RPA99 version 2003) sont considérés comme voiles, les éléments satisfaisant à la condition : $L \geq 4e$. Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec : L : Longueur du voile, e : Epaisseur du voile

L'épaisseur des murs voile (voile périphérique ou de contreventement) se fait selon les règles parasismiques algériennes (version 2003). D'où leur l'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

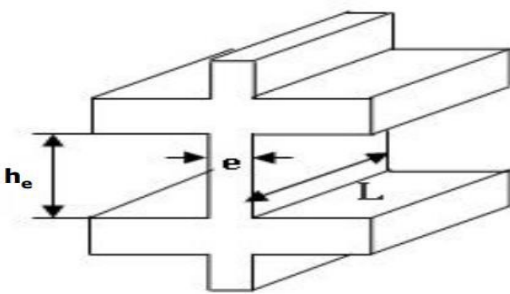


Figure II-6 : Le voile

Niveau RDC : **$h_e = 340 \text{ cm}$**

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

$$\begin{aligned}
 & l \geq \frac{h}{22} ; 15 \rightarrow l \geq \max \left(\frac{340}{22} ; 15 \right) \rightarrow l \geq \max(15.45 ; 15) = 15.45 \\
 & \left\{ \begin{array}{l} l \geq \frac{h}{22} \\ l \geq 4e = 15 \end{array} \right.
 \end{aligned}$$

Niveau étage : $h_e = 323 \text{ cm}$

$$\begin{aligned}
 & l \geq \frac{h}{22} ; 15 \rightarrow l \geq \max \left(\frac{323}{22} ; 15 \right) \rightarrow l \geq \max(14.66 ; 15) = 15 \\
 & \left\{ \begin{array}{l} l \geq \frac{h}{22} \\ l \geq 4e \end{array} \right.
 \end{aligned}$$

On adopte des voiles d'épaisseur $e = 20 \text{ cm}$ $L \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$,

donc $L \geq 80 \text{ cm}$

Chapitre III: Calcul des éléments secondaires

III.1. Calcul des planchers en corps creux :

Notre plancher est en corps creux d'épaisseur 30cm (25+5) cm (voir le pré dimensionnement dans le chapitre 2) :

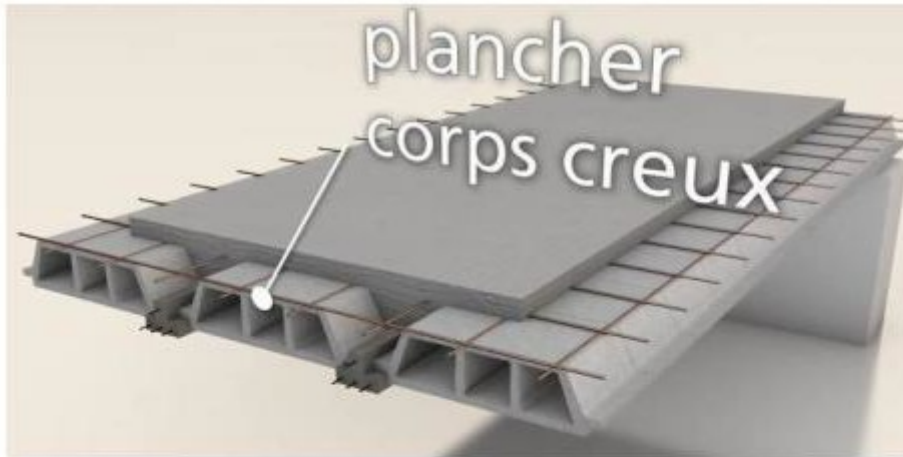


Figure 3.1 : Les éléments principaux d'un plancher à corps creux.

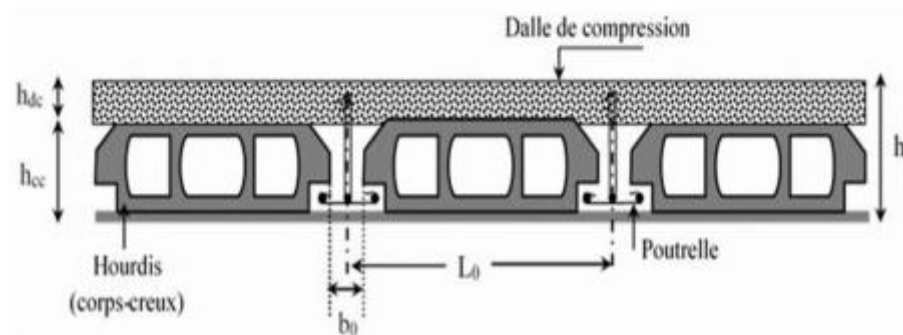


Figure III.1 : Plancher à corps creux

✚ Dimensionnement des poutrelles :

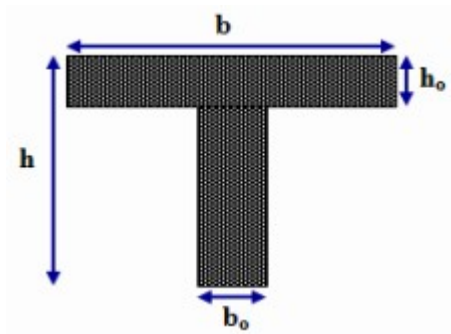
Ce sont des petites poutres en béton armé formant l'ossature d'un plancher (figure 3.4) ; elles se calculent à la flexion simple (solidaires avec la dalle de compression)

h : Hauteur totale de la poutrelle (hauteur du plancher) ;

h_o : Hauteur de la dalle de compression ;

b_o : Largeur de la nervure, $b_o = (0,4 \text{ à } 0,6) \times h$;

b : Largeur efficace.



L: Portée entre nus d'appui de la travée considérée

L1 : Distance entre nus des nervures

L1 est généralement prise égale 65 cm.

H_t : Hauteur totale du plancher

$$\begin{aligned}
 & \square 1 \leq \frac{(\square 1 - \square 0)}{2} & \square 1 \leq \frac{(65 - 12)}{2} = 26,5 \\
 b_1 = & \square 1 \leq & \Rightarrow \square \square \square \square 1 \leq \frac{375}{10} = 37,5 \Rightarrow \square 1 = 26,5 \text{ cm} \\
 \square \square \square \{ & \square & \{ \\
 & \frac{\square}{10} & \\
 6h \square \leq \square 1 \leq 8h \square & & 30 \leq \square 1 \leq 40
 \end{aligned}$$

$$b = 2 \times b_1 + b_0 = 65 \text{ cm}$$

Tableau III.1: Dimensions de la poutrelle

H _t	30 cm	□ o	12 cm
h	5cm	□	26,5 cm
o		1	
H	25 cm	b	65 cm

III.1.1. Méthodes de Calcul des poutrelles :

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, Le règlement BAEL 91 propose une méthode simplifiée dite "méthode forfaitaire", pour le calcul des moments, cette méthode s'applique pour les conditions courantes.

III.1.1.1. Les conditions d'application de la méthode forfaitaire :

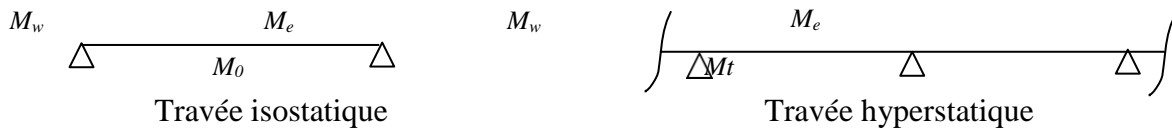
Cette méthode est applicable si les 4 conditions suivantes sont remplies :

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

$$0,8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1,25$$
- d- la fissuration est considérée comme non préjudiciable.

III.1.1.2. Principe de calcul :

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



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

- $M_t \geq \max[1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0] - \frac{M_w + M_e}{2}$
- $M_t \geq M_0 \frac{(1+0,3\alpha)}{2}$ dans une travée intermédiaire
- $M_t \geq M_0 \frac{(1,2+0,3\alpha)}{2}$ dans une travée de rive

M₀ : moment maximal dans la travée indépendante

M_t : moment maximal dans la travée étudiée

M_w : moment sur l'appui gauche de la travée

M_e : moment sur l'appui droit de la travée

α : Q / (G+Q) rapport des charges d'exploitation à la somme des G et Q.

🔧 Valeurs des moments aux appuis :

Les valeurs absolues des moments sur appuis doivent être comme suit :

- Cas de deux travées : $0,2M_0$ $0,6M_0$ $0,2M_0$
- Cas de trois travées : $0,2M_0$ $0,5M_0$ $0,5M_0$ $0,2M_0$
- Cas de plus de trois travées : $0,15M_0$ $0,5M_0$ $0,4M_0$ $0,15M_0$

III.1.1.3. Effort tranchant :

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

$$T_{max} = \frac{M_w - M_t}{l} + \frac{Q}{2}$$

$$T_{min} = \frac{M_t - M_e}{l} - \frac{Q}{2}$$

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

La charge d'exploitation $Q \leq \max(2G, 5\text{KN/m}^2)$:

- ✓ Plancher R.D.C SOUS SOL : $Q=3,5\text{KN/m}^2$, $G=6,14\text{KN/m}^2$

✓ Planchers 1^{ère} 2^{ème} au 4^{ème} étages : $G = 6.14 \text{ KN/m}^2$, $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$
 $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 < 2G = 12,50 \text{ KN/m}^2$ condition vérifiée

✓ Plancher terrasse : $G = 7,25 \text{ KN/m}^2$,
 $Q = 1 \text{ KN/m}^2$
 $Q = 1 \text{ KN/m}^2 < 2G = 12,50 \text{ KN/m}^2$ condition vérifiée

Poutrelle à inertie constante : (I = Cte) condition vérifiée

Fissuration peu préjudiciable.

Plancher du 1^{er} au 4^{ème} étage, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

Pour le plancher terrasse la fissuration est peu préjudiciable (l'étanchéité)... Condition vérifiée.

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

Puisque le rapport $0,8 \leq \square\square / \square\square + 1 \leq 1,25$ satisfait ; on utilisera la méthode forfaitaire pour le calcul des planchers.

III.1.1.4. Calcul des sollicitations :

a -charge par mètre linéaire:

✓ Plancher terrasse :

$$\left. \begin{array}{l} G = 7,25 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right\} \begin{array}{l} q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = 7,33 \text{ KN/m.} \\ q_{er} = (G + Q) \times 0,65 = 5,36 \text{ KN/m.} \end{array}$$

Planchers Etage courant , RDC et Sous sol :

RDC et SOUS SOL :

$$G = 6.14 \text{ KN/m}^2$$

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

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65 = \mathbf{8.80 \text{ KN/m}^2}$$

$$q_{er} = (G + Q) \times 0.65 = \mathbf{6.26 \text{ KN/m}^2}$$

ETAGE COURANT :

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65 = \mathbf{6.85 \text{ KN/m}^2}$$

b-Moments maximaux des différentes travées isostatiques :

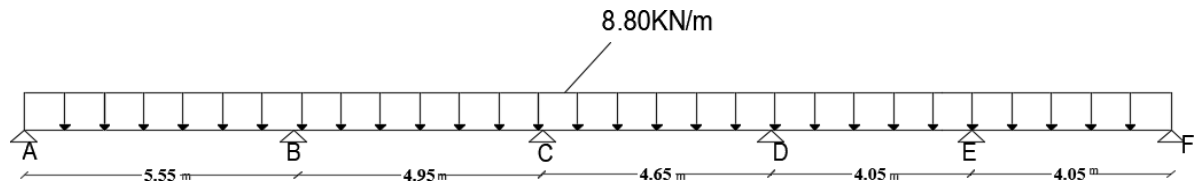


Figure III.2 Schéma statique de la poutre

- $q = 8,80 \text{ kN/m}$

$$M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{8,80 \times 5,55^2}{8} = 33,88$$

$M_{0AB} = 33,27 \text{ kN.m}$

$$M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{8,80 \times 4,95^2}{8} = 26,95$$

$M_{0BC} = 26,95 \text{ kN.m}$

$$M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{8,80 \times 4,65^2}{8} = 23,78$$

$M_{0CD} = 23,78 \text{ kN.m}$

$$M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{8,80 \times 4,05^2}{8} = 18,04 \quad \mathbf{M_{0DE} = 18,04 \text{ kN.m}}$$

$$M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{8,80 \times 4,05^2}{8} = 18,04 \quad \mathbf{M_{0EF} = 18,04 \text{ kN.m}}$$

- $\alpha = \frac{l}{l_0 + l} = \frac{3,5}{6,14 + 3,5} = 0,36$

- $(1 + 0,3\alpha) = 1,108$

Travée de rive : AB et EF :

- $(1,2 + 0,3\alpha) / 2 = 0,654$ (travée de rive).

- $(1 + 0,3\alpha) / 2 = 0,554$ (travée intermédiaire).

- $\{ \text{Max} [1,05 M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_0] \}$

Donc $M_{\text{max}} = 1,108 M_0$

Travée de rive : $M_t \geq (1,108 - 0,35) M_0 \geq 0,75 M_0$

$M_t \geq 0,75 M_0$

$M_{AB} = 0,75 \times 33,88 = 24,95 \quad \mathbf{M_{AB} = 25,41 \text{ kN.m}}$

$M_{EF} = 0,75 \times 18,04 = 13,53 \quad \mathbf{M_{EF} = 13,53 \text{ kN.m}}$

✚ En travées intermédiaires ; BC, CD et DE :

Travée B-C :

$$M_t = (1.108 - 0.45)M_{BC}$$

$$M_t \geq 0.65 M_{BC}$$

$$M_{BC} = 0.65 \times 26.95 = 17.51$$

$$M_{BC} = 17.51 \text{ KN.m}$$

Travée C-D :

$$M_t = (1.108 - 0.4)M_{CD}$$

$$M_t = 0.70 M_{CD}$$

$$M_{CD} = 0.70 \times 23.78 = 16.64$$

$$M_{CD} = 16.64 \text{ KN.m}$$

Travée D-E:

$$M_t = (1.108 - 0.45)M_{DE}$$

$$M_t = 0.65 M_{DE}$$

$$M_{DE} = 0.65 \times 18.04 \quad M_{DE} = 11.72 \text{ KN.m}$$

✚ Moment aux appuis :

- $M_A = 0.2 M_{oAB} = 0.2 \times 33.88 = 6.776 \text{ KN.m}$
- $M_B = \max (0.5 M_{oAB}, 0.5 M_{oBC}) = 0.5 M_{oAB} = 0.5 \times 26.95 = 16.940 \text{ KN.m}$
- $M_C = \max (0.4 M_{oBC}, 0.4 M_{oCD}) = 0.4 M_{oBC} = 0.4 \times 23.78 = 10.780 \text{ KN.m}$
- $M_D = \max (0.4 M_{oCD}, 0.4 M_{oDE}) = 0.4 M_{oCD} = 0.4 \times 18.04 = 9.510 \text{ KN.m}$
- $M_E = \max (0.5 M_{oDE}, 0.5 M_{oEF}) = 0.5 M_{oDB} = 0.5 \times 18.04 = 9.020 \text{ KN.m}$
- $M_F = 0.2 M_{oEF} = 0.2 \times 18.04 = 3.600 \text{ KN.m}$

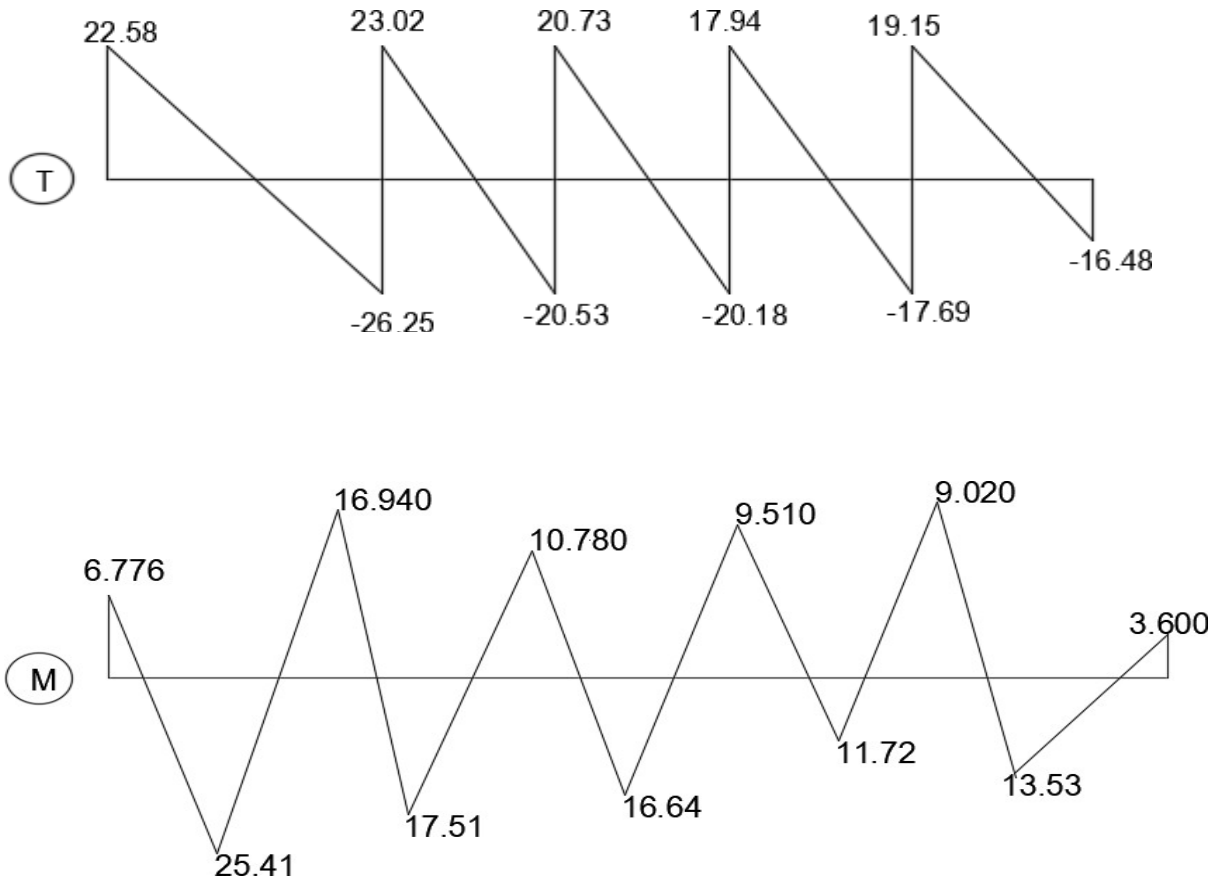
➤ Effort Tranchant :

$$T_x = \frac{M_{i+1} - M_i}{L} + T_{i+1}$$

$$T_x = \frac{M_i - M_{i+1}}{L} - T_i$$

Tableau III.2 : Moment et effort tranchant des Poutrelle

Travée	AB	BC	CD	DE	EF
Moment	25.41	17.51	16.64	11.72	13.53
Tw	22.58	23.02	20.73	17.94	19.15
Te	-26.25	-20.53	-20.18	-17.69	-16.48



III.1.1.5. Ferrailage :

- Travée :

$$M_{\text{tmax}} = 25.41 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{table}} = b \times h_0 \times f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 25 = 22.5, \quad h_0 = 5 \text{ cm}$$

$$f_{bc} = 14 \text{ MPA} = 14.20$$

$$M_{\text{table}} = 0.65 \times 0.05 \times 14.20 \times 10^3 \times (0.225 - 25.10^2) = 92.105$$

$$M_{\text{table}} = 92.105 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{tmax}} < M_{\text{table}}$$

Alors la section à étudier étant rectangulaire ($b \times h_t = 65 \times 20 \text{ cm}^2$) du fait que l'axe neutre tombe dans la table de compression et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, nous conduisons comme si la section était rectangulaire, de longueur constante égale à la largeur de la table « b » et de hauteur « H » soumise à un moment max égal à $M_{\text{tmax}} = 25.41$

Calculs

$$\mu = \frac{M_t}{\beta d^2 \rho_s f_{ct}} = \frac{25.41}{0.65 \cdot 0.225^2 \cdot 14.20 \cdot 10^3} = 0.0540$$

$\mu < \mu_1$ donc $A'_s = 0$ et $A_s \neq 0$

$\mu = 0.054 < 0.186$ donc Pivots A, $\epsilon_s = 10\text{‰}$

$d = 22.5 \text{ cm}$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0540}) = 0,0694$$

$$\alpha = 1 - 0,4\alpha = 0,972$$

$$Z = d \cdot \alpha = 21,87 \text{ cm}$$

$$\rho_s = \frac{M_t}{\beta d \alpha^2} = \frac{25.41 \cdot 10^3}{0,972 \cdot 22.5 \cdot 348} = 3,33 \text{ cm}^2 \quad \text{On opte 3T12 : } A = 3,39 \text{ cm}^2$$

- Appuis de rive : $(12 \times 25) \text{ cm}^2$

$M_{\text{amax}} = 6.776 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{\beta d^2 \rho_s f_{ct}} = \frac{6.776}{0.12 \cdot 0.225^2 \cdot 14.20 \cdot 10^3} = 0.0780$$

$\mu < \mu_1$ donc $A'_s = 0$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0780}) = 0,100$$

$$\alpha = 1 - 0,4\alpha = 0,959$$

$$Z = d \cdot \alpha = 21,58 \text{ cm}$$

$$\rho_s = \frac{M_t}{\beta d \alpha^2} = \frac{6.776 \cdot 10^3}{0,959 \cdot 22.5 \cdot 348} = 0.90 \text{ cm}^2 \quad \text{On opte pour 2T10 : } A = 1,57 \text{ cm}^2$$

- Appuis centraux : (12×25)

$M_{\text{amax}} = 16.940 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{\beta d^2 \rho_s f_{ct}} = \frac{16.940}{0.12 \cdot 0.225^2 \cdot 14.20 \cdot 10^3} = 0.196$$

$\mu < \mu_1$ donc $A'_s = 0$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,196}) = 0,270$$

$$\alpha = 1 - 0,4\alpha = 0,890$$

$$Z = d \cdot \alpha = 20,02 \text{ cm}$$

$$\rho_s = \frac{M_t}{\beta d \alpha^2} = \frac{16.940 \cdot 10^3}{0,890 \cdot 22.5 \cdot 348} = 2.43 \text{ cm}^2 \quad \text{On opte pour 2T10 : } A = 1,57 \text{ cm}^2$$

III.2. Escalier

L'escalier est un Ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant, dans une construction, de passer à pied d'un étage à un autre.

- **L'emmarchement E** : largeur utile de l'escalier, mesurée entre murs ou entre limons.
- **La hauteur de marche h** : distance verticale qui sépare le dessus d'une marche du dessus de la marche suivante.
- **Le giron g** : distance horizontale mesurée entre les nez de deux marches consécutives.
- **La contremarche** : désigne soit la face verticale située entre deux marches consécutives, soit la pièce de bois ou de métal obturant l'espace entre ces deux marches.
- **La marche** : surface plane horizontale de l'escalier sur laquelle on pose le pied pour monter ou descendre.
- **La Paillasse** : dalle inclinée supportant les marches et les contremarches d'un escalier.
- **Le palier** : plate-forme en béton, en bois ou en métal située en extrémité d'une volée. On

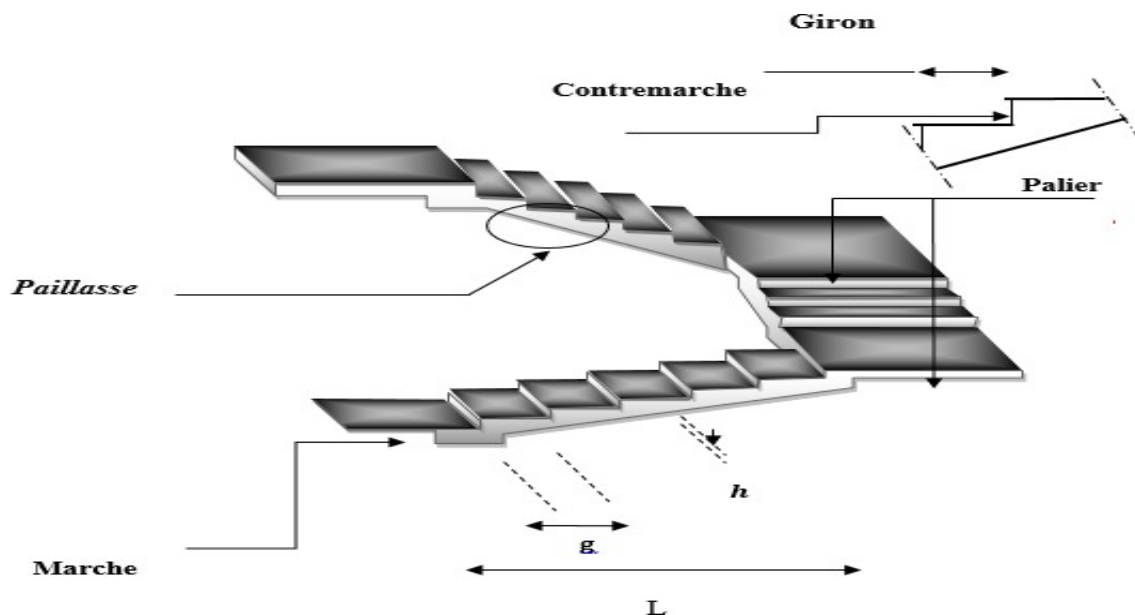
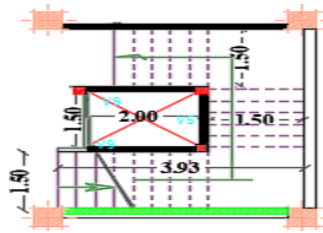


Figure III.3 : Schéma d'escalier

Dans ce projet on a deux types d'escalier :

Un escalier à 3 volées qui relie le RDC jusqu'au 5^{er} étage



Vue en plan de l'escalier

a. Dimensionnement des marches et contre marches :

$$h = \frac{2.00}{3.93} = \frac{1}{1.965}$$

Donc d'après Blondel on a :

$$59 \leq 2.h + g \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 2.h + g = 64 \text{ cm}$$

$$n = \left(\frac{64}{h} + 2 \right) \times \frac{1}{2} \Rightarrow mn^2 - (2.H + L + m).n + 2.H$$

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

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

$$h = 17 \text{ cm} \quad g = 30 \text{ cm}$$

$g = 30 \text{ cm}$ On vérifie avec la

formule de Blondel :

$$59 \leq (2 \times 17) + 30 \leq 66 \quad 59 \leq 64 \leq 66$$

L'angle d'inclinaison est :

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29.53^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,87$$

Epaisseur de la paillasse : e_v

$$\frac{13,50}{\cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{20,25}{\cos \alpha} \Rightarrow 13,50 \leq e_v \leq 20,25 \Rightarrow \text{on prend: } e_v = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Epaisseur du palier : } e_p = \frac{e_p}{\cos \alpha} \Rightarrow e_p = 17,24 \Rightarrow e_p = 17 \text{ cm}$$

III.2.1. Evaluation des charges :

Tableau III.3 : Descente de charges de la paillasse

N°	Désignation	Ep (cm)	Densité KN/m ²	Poids KN/m ²
1	Revêtement en carrelage horizontal	2	0,20	0,4
2	Mortier de ciment horizontal	2	0,20	0,4
3	Lit de sable	2	0,18	0,36
4	Revêtement en carrelage vertical ex0,20x h/g	2	0,20	0,23
5	Mortier de ciment vertical ex0,20x h/g	2	0,20	0,23
6	Poids propre des marches $h_{eq} \times \square_b \times /2$	-	22,00	1,87
7	Poids propre de la paillasse $e_v \times \square_{\square} / \cos \square$	15	25	4,31
8	Garde- corps	-	0,10	0,10
9	Enduit en plâtre $e \times 0,1 / \cos \square$	2	0,1	0,23
			Q = 4 KN/m²	G = 8,13 KN/m²

Sollicitation aux Etats limites

$$-q_u = (1,35. G + 1,5. Q) \times 1ml = 16,97 \text{ KN/m} , -q_{ser} = (G + Q) \times 1ml = 12,13 \text{ kN/m}$$

Tableau III.4 : Descente des charges du palier

N=°	Désignation	Ep(cm)	Densité KN/m ²	Poids KN/m ²
1	Revêtement en carrelage horizontal	2	0,20	0,4
2	Mortier de ciment horizontal	2	0,20	0,4
3	Lit de sable	2	0,18	0,36
4	Poids propre du palier $\square_{\square} \times e_p$	17	25,00	4,25
5	Enduit en plâtre	2	0,10	0,2
			Q = 4 KN/m²	G = 5,61KN/m²

III.2.2 Calculs des sollicitation aux Etats limites :

$$q_u = (1,35.G + 1,5.Q) \times 1ml = 13,57 \text{ KN/m}$$

$$q_{ser} = (G + Q) \times 1ml = 9,61 \text{ kN/m}$$

✚ Déterminations du moment et l'effort tranchant :

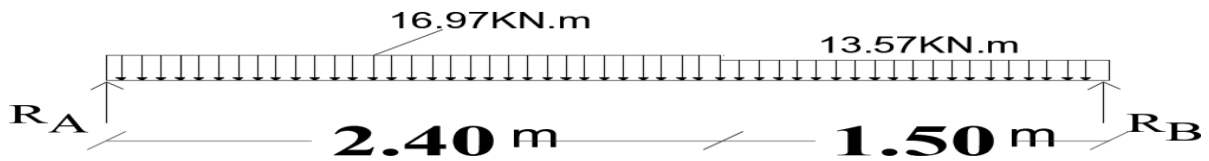


Figure III.4. Charge sur l'escalier

$$M_0 = 32.26 \text{ kN.m}$$

Diagramme du moment et l'effort tranchant

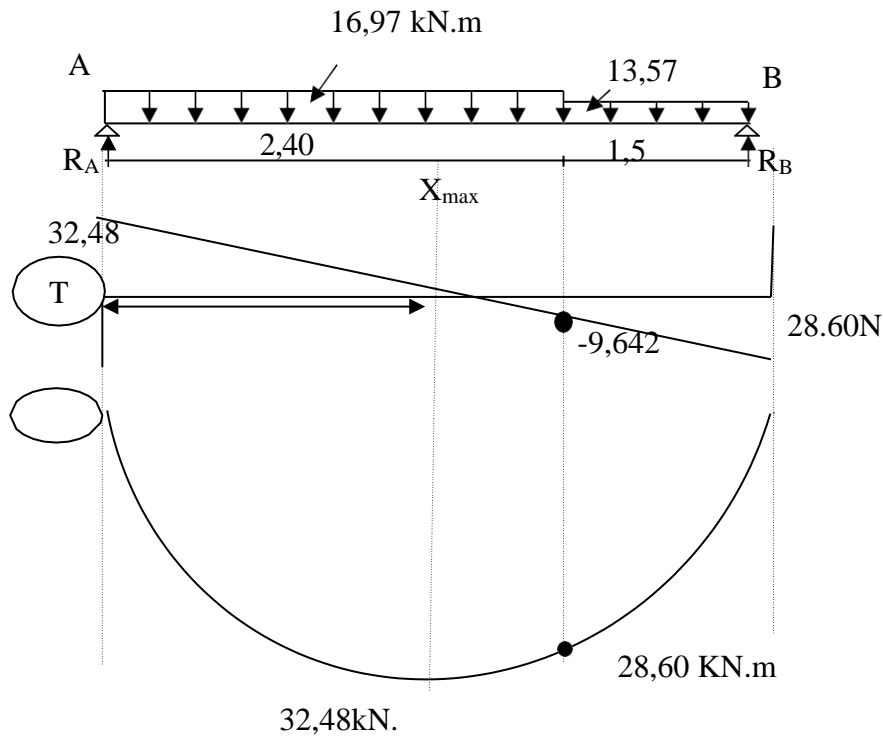


Figure III.5 : Diagramme des Moments

➤ On utilise la méthode de RDM

$$R_A + R_B = 61,08 \text{ kN} \dots\dots\dots$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times 3,90 - 16,97 \times 2,40 \times 1,2 - 13,57 \times 1,5 \times 3,15 = 0$$

On aura : $R_B = 28,60 \text{ kN}$ et $R_A = 32,48 \text{ kN}$

$$0 \leq X \leq 2,5 \text{ m}$$

$$\begin{cases} M_A(x) = R_A x - q_1 \frac{x^2}{2} \\ q_1(x) = q_1 - q_1 \end{cases}$$

Pour $X=0$ { $\begin{cases} t(0) = 0 \\ (0) = RA = 32,48 \end{cases}$

Ferrailage :

$M_o = M_{max} = 32,26 \text{ kN.m}$

Moment en travée : $M_t = 0,85 M_o = 27,42 \text{ kN.m}$

Moment sur appuis : $M_a = 0,4 M_o = 12,90 \text{ kN.m}$

Le calcul se fait pour une bande de 1m

➤ **En travée (paillasse) :** $(100 \times 15) \text{ cm}^2$

$M_t = 23,8 \text{ kN.m}$

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

$$\sigma = \frac{\sigma_{st}}{\sigma(\sigma)^2} = \frac{27,42 \cdot 10^3}{100 \cdot 13,5^2 \cdot 14,2} = 0,105$$

$\sigma = 0,105 < \sigma_{st} = 0,392 \Rightarrow A_s = 0$

$\sigma = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\sigma}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0919}) = 0,138$

$\sigma = 1 - 0,4\sigma = 0,944$

$Z = d \times (1 - 0,4\sigma) = 12,74 \text{ cm}$

$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma} = \frac{32,26 \cdot 10^3}{0,944 \cdot 13,5 \cdot 348} = 7,27 \text{ cm}^2$ On opte pour **7T12 : A = 7,92 cm²** avec $S_t = 15 \text{ cm}$

• **Armature de répartition :**

$A_r = \frac{\sigma_{st}}{4} = 1,98 \text{ cm}^2$ On opte pour **4T10 : A = 3,14 cm²**

➤ **Sur appuis (palier) :** $(100 \times 17) \text{ cm}^2$

$M_a = 12,90 \text{ kN.m}$

$d \approx 0,9 h = 0,9 \times 17 = 15,3 \text{ cm}$

$$\sigma = \frac{\sigma_{st}}{\sigma(\sigma)^2} = \frac{12,90 \cdot 10^3}{100 \cdot 15,3^2 \cdot 14,20} = 0,0388$$

$\sigma = 0,0388 < \sigma_{st} = 0,392 \Rightarrow A_s = 0$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\beta}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0336}) = 0,0494$$

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

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 15,03 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta d \alpha} = \frac{12,90 \times 10^3}{0,980 \times 15,3 \times 0,0494} = 2,47 \text{ cm}^2 \quad \text{On opte pour 4T10 : } A_s = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

• **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{b d}{4} = 0,78 \text{ cm}^2 \quad \text{On opte pour 4T8 : } A_r = 2,01 \text{ cm}^2$$

Les vérifications

• **Condition de non-fragilité**

$$A_{\min} \geq 0,23 b d \frac{f_{ct28}}{f_{yk}} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \frac{2,1}{400} = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 7,92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,6 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérfié.}$$

$$A_s = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,6 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérfié.}$$

• **Contrainte de cisaillement : $\tau_u < \bar{\tau}_u$**

$$\tau_u = \frac{T}{b d} \quad \text{avec : } T = 27,74 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{27,74 \times 10^3}{100 \times 13,5} = 0,21 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}, 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,21 < 3,25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérfiée}$$

Vérification de la flèche

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{390} = 0,038 < \frac{1}{16} = 0,063. \quad \text{non vérfiée}$$

$$\frac{100}{5,65} \left[\frac{(7,25)^3}{3} + \frac{(7,75)^3}{3} + \frac{100}{3} \times 15 \times 4,71(7,25 - 2) \right] \Rightarrow \dots = 0,0042 < 0,0105$$

vérfiée.

$$\rightarrow \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_o} \Rightarrow \frac{27,42}{390} = 0,038 \times \frac{27,42}{10 \times 32,26} = 0,084 \dots \dots \dots \text{non vérfié.}$$

Centre de gravité = $\frac{\dots}{\dots}$

$$V_i = \frac{b \times h \times \frac{h}{2} + n \times A_s \times d}{b \times h + n \times A_s} = \frac{100 \times 15 \times \frac{15}{2} + 15 \times 7,92 \times 13,5}{100 \times 15 + 15 \times 7,92} = 7,94$$

$$V_s = 15 - 7,94 = 7,06$$

$$I = \frac{b V_s^3}{3} + \frac{b V_i^3}{3} + n \cdot A_s (V_s - c)$$

$$I = \frac{100}{3} \times (7,06)^3 + \frac{(7,94)^3}{3} + \frac{100}{3} \times 15 \times 7,92(7,06 - 2)$$

$$I = 32266,02 \text{ cm}^4$$

Charges prises en comptes :

- Charges avant mise de revêtement = $6,3 \times 1,00 = 6,3 \text{ kN/ml}$
- Charge après mise de revêtement. $G = 8,13 \times 1,00 = 8,13$
- Charges permanente + charge d'exploitation.

$$P = G + Q = 8,13 + 4 = 12,13 \text{ KN/ml}$$

Calcul des moments correspondants : $M_J = \frac{0,85 \times \square \cdot (\square)^2}{8}$

$$J \rightarrow M_J = \frac{0,85 \times 6,3 \times (3,90)^2}{8} = 10,18$$

$$G \rightarrow M_G = \frac{0,85 \times 8,13 \times (3,90)^2}{8} = 13,13$$

$$P \rightarrow M_P = \frac{0,85 \times 12,13 \times (3,90)^2}{8} = 19,60$$

Calcul des contraintes $= \frac{M_t}{A_s Z}$ avec : $Z = 12,74 \text{ cm}$ $A_s = 7,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$
 $:\sigma_s$

$$J \rightarrow \sigma_s = \frac{10,18 \cdot 10^3}{7,92 \cdot 12,74} = 100,89 \text{ Mpa}$$

$$G \rightarrow \sigma_s = \frac{13,13 \cdot 10^3}{7,92 \cdot 12,74} = 130,12$$

$$P \rightarrow \sigma_s = \frac{19,60 \cdot 10^3}{7,92 \cdot 12,74} = 194,25$$

Calcul des coefficients (λ_i ; λ_v ; μ_i)

- Coefficient λ_i : $\lambda_i = \frac{7,92}{100 \cdot 13,5} = 0,00586$

- Coefficient instantané: $\lambda_i = \frac{0,05}{(2+3 \cdot \frac{100}{100}) \cdot 0,00586} = 3,58$

- Coefficient différenciel: $\lambda_v = 0,4\lambda_i = 0,4 \times 3,58 = 1,43$
- Coefficient correspondant à j:
$$K_j = 1 - \frac{1,75 \times 10^5 \times 28}{4 \times 10^5 + 10^5 \times 28} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00586 \times 100,12 + 2,1} = 0,173$$
- Coefficient correspondant à G:
$$K_G = 1 - \frac{1,75 \times 10^5 \times 28}{4 \times 10^5 + 10^5 \times 28} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00586 \times 130,12 + 2,1} = 0,286$$
- Coefficient correspondant à P:
$$K_P = 1 - \frac{1,75 \times 10^5 \times 28}{4 \times 10^5 + 10^5 \times 28} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00586 \times 194,25 + 2,1} = 0,447$$

Calcul des moments d'inertie :

- Moment d'inertie correspondant à j:
$$I_{ji} = \frac{1,1 \times 10^8}{(1 + 10^5 \times 28)} = 21918,15 \text{ cm}^4$$
- Moment d'inertie correspondant à G:
$$I_{Gi} = \frac{1,1 \times 10^8}{1,1} = 17537,08 \text{ cm}^4$$
- Moment d'inertie correspondant à P:
$$I_{Pi} = \frac{1,1 \times 10^8}{(1 + 10^5 \times 28)} = 13649,64 \text{ m}^4$$
- Moment d'inertie correspondant à v:
$$I_{vi} = \frac{1,1 \times 10^8}{(1 + 10^5 \times 28)} = 28453,77 \text{ cm}^4$$

Calcul de la flèche : $f_i = \frac{M_i \times L^2}{10 E_i I_{fi}}$

- La flèche correspondante à j :
$$F_{ji} = \frac{10,18 \times 10^5 \times 390^2}{10 \times 32164,20 \times 21918,15} = 0,21 \text{ cm}$$
- La flèche correspondante à G :
$$F_{Gi} = \frac{13,13 \times 10^5 \times 390^2}{10 \times 32164,20 \times 17537,08} = 0,35 \text{ cm}$$
- La flèche correspondante à P :
$$F_{Pi} = \frac{19,60 \times 10^5 \times 390^2}{10 \times 32164,20 \times 13649,6} = 0,67 \text{ cm}$$
- La flèche correspondante à v :
$$F_{v} = \frac{13,13 \times 10^5 \times 390^2}{10 \times 1081886 \times 28453,77} = 0,64 \text{ cm}$$

Avec : $E = 10818.865$
 cm^2

$E = 32164,20 \text{ Mpa}$

$$F_{\text{totale}} = F_{Gv} + F_{Pi} - F_{ji} - F_{Gi} = 0,67 + 0,64 - 0,21 - 0,35 = 0,75 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{390}{500} = 0,78 \Rightarrow f_{\text{total}} = 0,75 \text{ cm} < f_{adm} = 0,78 \text{ cm} \quad \text{Vériefie}$$

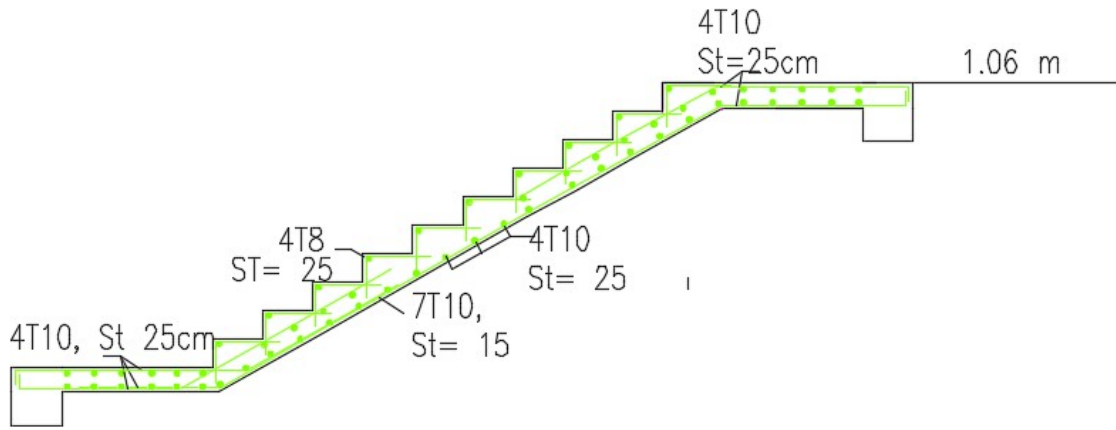


Figure III.6 : Ferrailage de l'escalier

III.2.3. Poutre palière :

Après le pré dimensionnement de la poutre palière nous avons opté pour la section : $(bxh) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

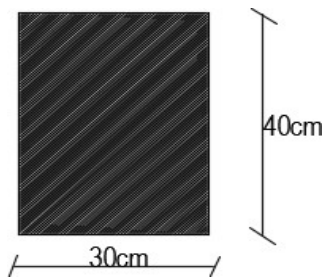


Figure.III.7 : section de poutre de palier

🚦 Charge supportée par la poutre

- Le poids propre de la poutre : $G_p = 0.3 \times 0.3 \times 25 = 2,25 \text{ kN/m}$
- La réaction du palier : $R_B = 24.60 \text{ kN/m}$
- Poids du mur : $P_m = 9 \times 0.15 \times 1.53 = 2,07 \text{ kN/m}$

$$q_u = (1.35 \times (G_p + P_m) + R_B) = 30,43 \text{ kN/m}$$

$$q_{ser} = G_p + P_m + R_B + Q = 31,42 \text{ kN/m}$$

➤ **Calcul des sollicitations à l'E.L. U**

$$M_0 = \frac{\square \square \square^2}{8} = 82.24, \text{ kN. m}$$

$$T = \frac{\square \square \square}{2} = 71.74 \text{ kN}$$

Moment en travée : $M_t = 0,85 M_0 = 69,90 \text{ kN.m}$

Moment sur appuis : $M_a = 0,4 M_o = 32,89 \text{ kN.m}$

III.2.3.1. Calcul du ferrailage :

 **En travée (bxh) = (30x40) cm²**

$M_t = 69,90 \text{ kN.m}$

$d \approx 0,9 h = 0,9 \times 40 = 36 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_t}{b(d)^2 f_{bc}} = \frac{69,90 \cdot 10^3}{30 \times 36^2 \times 14,20} = 0,126$$

$$\mu = 0,126 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,126}) = 0,168$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,932$$


$$A_s = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{69,90 \cdot 10^3}{0,932 \times 36 \times 348} = 5,98 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{\min} \geq 0,23 \text{ bd} \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times \frac{36}{400} \cdot 2,1 = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4,31 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,30 \text{ cm}^2 \text{ vérifiée}$$

On opte pour **3T14 : A = 4,62 cm²**

 **Sur appuis : (30x40) cm²**

$M_t = 17,86 \text{ kN.m}$

$d \approx 0,9 h = 0,9 \times 40 = 36 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_a}{b(d)^2 f_{bc}} = \frac{32,89 \cdot 10^3}{30 \times 36^2 \times 14,20} = 0,059$$

$$\mu = 0,059 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,059}) = 0,076$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,969$$

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{32,89 \cdot 10^3}{0,969 \times 36 \times 348} = 2,70 \text{ cm}^2 \quad \text{On opte pour } \mathbf{3T12 : A = 3,39 \text{ cm}^2}$$

Condition de non fragilité

$$A_{min} \geq 0,23 bd \frac{f_{ct28}}{f_{ct28}} = 0,23 \times 30 \times \frac{36}{400} \cdot 2,1 = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1,95 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,30 \text{ cm}^2$$

➤ Détermination des armatures transversales :

Détermination du diamètre

$$\phi \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi \right) = \min \left(\frac{400}{35}; \frac{300}{10}; 12 \right) = \min(11,42; 30; 12) = 11,42$$

$$\Rightarrow \phi = 11$$

Espacement des cadres

$$St \leq \min(0,9xd; 40\text{cm}) = \min(0,9 \times 36; 40\text{cm}) = \min(32,40; 40\text{cm}) = 32,40 \text{ cm}$$

D'après le R.P.A 99/2003

Zone nodale : $St \leq \min(15\text{cm}; 10\phi) = \min(15\text{cm}; 12\text{cm}) = 12 \text{ cm}$ On prend $St = 12 \text{ cm}$

Zone courante : $St \leq 15\phi = 15 \times 12 = 18 \text{ cm}$ On prend $St = 15 \text{ cm}$

➤ Les vérifications:

 **Contrainte de cisaillement :** $\tau_u < \tau_u$

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \quad \text{avec : } T = 71,74 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{71,74 \times 10^3}{300 \times 360} = 0,66 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \min(0,13 f_{c28}, 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,66 < 3,25 \text{ Mpa} \quad \text{vérifiée}$$

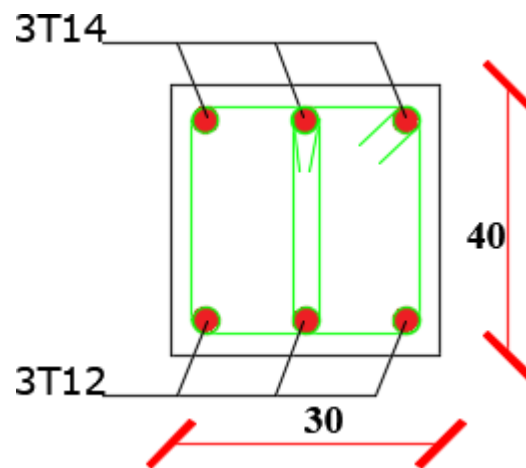


Figure III.8 : Ferrailages de poutre palière

III.3. Balcons

➤ **Épaisseur de la dalle** : On prend $e = 15\text{cm}$

III.3.1. Calculs des charges :

✚ Etage courant

- Charges permanentes : $G = 6,45 \text{ kN/m}^2$
- Charge d'exploitation $Q = 3,5 \text{ kN/m}^2$

Garde-corps mur d'épaisseur $e = 10 \text{ cm}$

- Poids du mur = $\rho \times b \times h \times 1\text{ml} = 9 \times 0,1 \times 1,2 = 1,08 \text{ kN}$
- Enduit sur les deux faces :

$$P_{\text{ex}} = 0,18 \times 2 \times 0,1 = 0,036 \text{ kN}$$

$$P_{\text{in}} = 0,18 \times 1,5 \times 2 \times 1 = 0,55 \text{ kN}$$

$$P_T = 1,08 + 0,036 + 0,55 = 1,66 \text{ kN}$$

- **E.L.U** : $q_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 1\text{ml} = 1,35 \times 6,45 + 1,5 \times 3,5 = 14 \text{ kN/ml}$

$$P_u = 1,35 P_T = 1,35 \times 1,66 = 2,24 \text{ kN}$$

- **E.L.S** : $q_{\text{ser}} = (G + Q) \times 1\text{ml} = 6,45 + 3,5 = 10 \text{ kN/ml}$

✚ Terrasse

- Charges permanentes : $G = 6,45 \text{ kN/m}^2$
- Charge d'exploitation $Q = 1 \text{ kN/m}^2$
- Poids due à l'acrotère $P = 1,725 \text{ kN}$

- **E.L.U** : $q_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 1\text{ml} = 1,35 \times 6,45 + 1,5 \times 1 = 10,20 \text{ kN/ml}$

$$P_u = 1,35$$

$$P = 1,35 \times 1,725 = 2,32 \text{ kN}$$

- **E.L.S** : $q_{\text{ser}} = (G + Q) \times 1\text{ml} = 6,45 + 1 = 7,45 \text{ kN/ml}$

$$P_{\text{ser}} = 1,725 \text{ kN}$$

$$\alpha = \frac{\alpha_{\text{ex}}}{\alpha_{\text{in}}} = \frac{1,6}{3,6} = 0,44 > 0,4 \text{ la dalle travaille dans les deux sens et le calcul se fait pour une}$$

bande de 1ml

III.3.2. Calcul des sollicitations :

✚ Etage courant

- **E.L.U** : $q_u = 14 \text{ kN/ml}$

$$P_u = 1,543 \text{ kN}$$

$$L_x = 1,6 \text{ m} \quad L_y = 3,6 \text{ m} \quad \alpha = 0,44 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \rho_x = 0.1049 \\ \rho_y = 0.2500 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ox} = \rho_x \cdot \rho_y \cdot P_u \cdot L_x^2 \quad M_{ox} = 0.1049 \cdot 0.2500 \cdot 14(1,6)^2 = 3,759 \\ M_{oy} = \rho_y \cdot \rho_x \cdot P_u \cdot L_y^2 \quad M_{oy} = 0.2500 \cdot 0.1049 \cdot 3,752 = 0,94 \end{array} \right.$$

En travée

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ox} = 0,85 \cdot M_{ox} = 0,85 \cdot 3,759 = 3,195 \text{ kN.m} \\ M_{oy} = 0,85 \cdot M_{oy} = 0,85 \cdot 0,94 = 0,80 \text{ kN.m} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{ox} = 3,195 \text{ kN.m} \\ M_{oy} = 0,80 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

$$\text{Sur appuis } M_{ax} = M_{ay} = 0,3 \cdot M_{ox} = 0,3 \cdot 3,759 = 1,12 \text{ kN.m}$$

- **E.L.S** : $q_{ser} = 10 \text{ kN/ml}$

$$P_{ser} = 1,143 \text{ kN}$$

$$L_x = 1,6 \text{ m} \quad L_y = 3,6 \text{ m} \quad \alpha = 0,44 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \rho_x = 0.1075 \\ \rho_y = 0.3155 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ox} = \rho_x \cdot \rho_y \cdot P_{ser} \cdot L_x^2 \quad M_{ox} = 0.1075 \cdot 0.3155 \cdot 10(1,6)^2 = 2,75 \\ M_{oy} = \rho_y \cdot \rho_x \cdot P_{ser} \cdot L_y^2 \quad M_{oy} = 0.3155 \cdot 0.1075 \cdot 2,75 = 0,867 \end{array} \right.$$

En travée

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ox} = 0,85 \cdot M_{ox} = 0,85 \cdot 2,75 = 2,33 \text{ kN.m} \Rightarrow M_{ox} = 0,79 \text{ kN.m} \\ M_{oy} = 0,85 \cdot M_{oy} = 0,85 \cdot 0,867 = 0,736 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

$$\text{Sur appuis } M_{ax} = M_{ay} = 0,3 \cdot M_{ox} = 0,3 \cdot 2,75 = 0,825 \text{ kN.m}$$

- Calcul du ferrailage : $(b \times h) = (100 \times 12) \text{ cm}^2$

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

En travée

– Sens x $M_{tx} = 3,19 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b(d)^2 f_{bc}} = \frac{3,19 \cdot 10^3}{100 \cdot 13,5^2 \cdot 14,20} = 0,012$$

$$\mu = 0,012 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,015 \beta$$

$$= 1 - 0,4\alpha = 0,940$$

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{3,195 \cdot 10^3}{0,940 \cdot 13,5 \cdot 348} = 0,72 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4T10** ($\square\square = \square, \square\square \square\square^\square$)

- Sens y $\square\square\square = 0,80 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b(d)^2 f_{bc}} = \frac{0,80 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,20} = 0,003$$


$$\mu = 0,003 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,003}) = 0,0037$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,998$$

$$\square\square = \frac{M}{\beta d \square} = \frac{0,80 \cdot 10^3}{0,998 \square 13,5 \square 348} = 0,170 \square\square^2$$

On adopte : **4T10** ($\square\square = \square, \square\square \square\square^\square$)

 **Sur appuis**

$$\mu = \frac{M_a}{b(d)^2 f_{bc}} = \frac{1,12 \cdot 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,20} = 0,0043$$

$$\mu = 0,0043 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0043}) = 0,0053$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,997$$

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{1,12 \cdot 10^3}{0,997 \times 13,5 \times 348} = 0,24 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4T8** ($\square\square = \square, \square\square \square\square^\square$)

- **Les espacements**

- Sens Lx $S_{tx} \leq \min(3h_0, 33\text{cm}) = \min(36, 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow$ on choisit : $S_{tx} = 25 \text{ cm}$
- Sens Ly $S_{ty} \leq \min(4h_0, 45\text{cm}) = \min(48, 45\text{cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow$ on choisit : $S_{ty} = 25 \text{ cm}$

- a. **Les vérifications**

Vérification du diamètre des barres

$$\text{Sens } \phi \leq \frac{h_0}{10} = \frac{120}{10} = 12 \square\square \qquad 10\square\square < 12\square\square$$

➤ **E.L.U**

Condition de non fragilité

Pour $h_0 \geq 12$ et $\lambda \geq 0,4$ les vérifications sont :

Sens Y :

Pour des aciers FeE400

$$A_{ymin} = 8xh_0 = 8 \times 0,15 = 1,20 < 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Sens X :

$$A_{xmin} = A_{ymin} \cdot \frac{3-\lambda}{2} = 1,22 < 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Contrainte de cisaillement : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$T = \frac{14 \times 3,6}{2} + \frac{1}{1+2} = \frac{14 \times 3,6}{2} \cdot \frac{1}{1+\frac{0,44}{2}} = 26,01 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T}{A_{xmin}} \quad \text{avec : } T = 21,21 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{21,21 \times 10^3}{1000 \times 135} = 1,92 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}, 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 1,96 < 3,25 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

➤ **Les vérifications des contraintes à l'E.L. S**

$$\begin{cases} \sigma_{0x} = 2,75 \text{ MPa} \\ \sigma_{0y} = 0,867 \text{ MPa} \end{cases}$$

En travée

$$\begin{cases} \sigma_{xx} = 2,33 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{xx} = 3,14 \text{ MPa}^2 \\ \sigma_{yy} = 0,736 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{yy} = 3,14 \text{ MPa}^2 \end{cases}$$

$$\text{Sur appuis } M_{ax} = M_{ay} = 0,3 \times 2,75 = 0,825 \text{ kN.m} \quad \sigma_{xx} = 0,85 \text{ MPa}^2$$

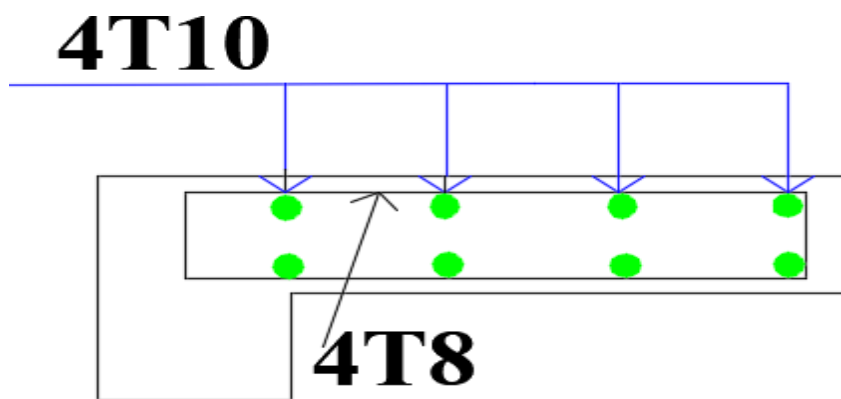


Figure III.9 : Ferrailages de balcon

III.4. L'acrotère

L'acrotère est un muret situé en périphérie des toits terrasses, dans le prolongement des façades. Il forme un rebord suffisamment haut ou s'équipe d'un garde-corps, dans le cas d'une terrasse accessible. Il assure la sécurité en formant un écran pour toute chute.

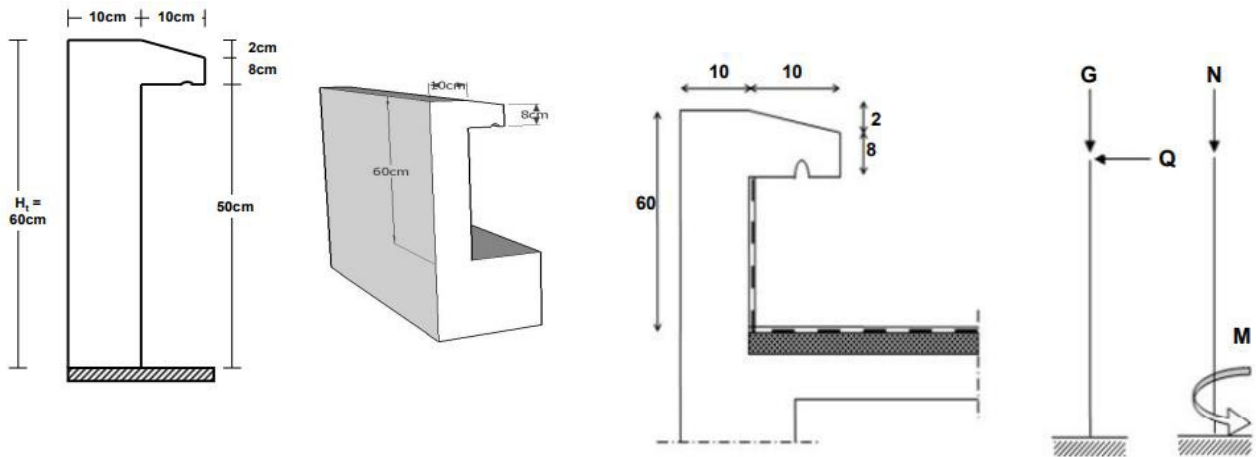


Figure III.10 : Acrotère

III.4.1. Calcul des sollicitations :

Le poids propre

$$S = [0.6 \times 0.1 + 0.08 \times 0.1 + \frac{0.02 \times 0.1}{2}] = 0.069 \text{ m}^2$$

$$G = S \times \rho_{BA} = 25 \times 0.069 = 1.725 \text{ KN / ml}$$

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

➤ **Charge aux états limites**

-E.L. U :

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

$$\begin{aligned} \sigma_{\square} &= 1.35 \times \square = 1.35 \times 1.72 = 2.33 \text{ MN/m}^2 \\ \{ \sigma_{\square} &= 1.5 \times h = 1.5 \times 1 \times 0.6 = 0.9 \text{ MN/m}^2. \square \\ \sigma_{\square} &= 1.5 \times \square = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ MN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{\square} &= \square = 1.72 \text{ MN/m}^2 \\ \text{-E.L. S : } \{ \sigma_{\square} &= \square h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ MN/m}^2. \square \\ \sigma_{\square} &= \square = 1 = 1 \text{ MN/m}^2 \end{aligned}$$

➤ **Enrobage :**

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

➤ **Excentricité :**

$$\eta = \frac{0.9}{2.33} = 0.39$$

$$\frac{0.10}{2} = 0.05 < 0.39$$

e_p : Epaisseur de l'acrotère.

➤ **Calcul du ferrailage (ELU)**

• **Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section :**

$$\eta \eta' = \eta \left[\frac{h}{2} - \eta' \right] = 2.33 \left[0.39 \frac{0.1}{2} - 0.02 \right] = 0.97 \text{ m}$$

$$(\eta - \eta') \eta \eta' - \eta \eta' \leq (0.337h - (0.81\eta')) \eta \eta' \times \eta \times h$$

$$(\eta - \eta') \eta \eta' - \eta \eta' = ((0.09 - 0.02) \times 2.33) - 0.97 = -0.8 \text{ m}$$

$$(0.337h - (0.81C')) f_{bc} \times b \times h = ((0.337 \times 0.1) - (0.81 \times 0.02)) 14.17 \times 10^3 \times 1 \times 0.1 = 24.79 \text{ kN.m}$$

$$-0.81 < 24.79 \text{ kN.m};$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire pour une bande de 1m : $(b \times h) = (100 \times 10) \text{ cm}^2$

• **Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :**

Avec $d = 0.9 \times h$

$$M_U = 0.97 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.97 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14.17} = 0.0084$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000\delta_{sl}} = \frac{3.5}{3.5 + 1.74} = 0.668. \text{ avec: } 1000\delta_{sl} = E_s \frac{f_e}{\sigma_s} = \frac{400}{2.10^5 \times 1.15} = 1.74$$

$$\mu_1 = 0.8 \times 0.668(1 - 0.4 \times 0.668) = 0.392 > \mu = 0.0084 \rightarrow A' = 0$$

Pas d'armatures de compression.

$$\mu = 0.0084 \rightarrow \eta = 0.956$$

- **Calcul de la section d'armatures en**

- **Flexion simple :**

$$A_{fs} = \frac{M_U}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{0.97 \times 10^3}{348 \times 0.956 \times 9} = 0.32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Flexion composée**

$$A_{fs} = A_{fs} - \frac{N_U}{100 \times \beta} = 0.32 - \frac{2.33 \times 10^3}{100 \times 348} = 0.25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Section minimale des armatures en flexion composée pour un rectangle**

- **Les armatures principales**

$$N_{ser} = N_G = 1.72 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ser} = M_Q = N_Q \times h = 1 \times 0.60 = 0.60 \text{ kN.m}$$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.60}{1.72} = 0.35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$d = 0.9h_t = 0.9 \times 10 = 9 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}$$

$$A_{S \min} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_{ser} - 0.185d}{e_{ser} - 0.185d} \times 0.23 = \frac{9 \times 100 \times 2.1}{400} \times \frac{35 - 4.05}{35 - 1.665} \times 0.23$$

$$= 1.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

-On adopte $A_s = 1.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $A_s = 1.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$; avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

- **Les armature de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1.41}{4} = 0.35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

-On adopte : $A_s = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$; Soit: 5T6p.m

III.4.3. Les vérifications

- **Vérification des contraintes (E.L.S)**

$$M_{ser} = N_{ser} \times \left(e - c + \frac{h}{2} \right) = 1.72 \times \left(0.35 - 0.02 + \frac{0.10}{2} \right) = 0.65 \text{ kN.m}$$

- **Contrainte de cisaillement**

$$\tau = \frac{N_{ser}}{b \times d} \times \beta \rightarrow \tau = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{1.50}{1 \times 0.09} = 16.67 \text{ MPa} = 0.017 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\square} = \min \left(\frac{\sigma_{\square}^{28}}{\gamma_{\square}} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

{0,2(

$$\sigma_{\square} = 0.017 \sigma_{\square} \leftarrow \sigma_{\square} = 3,33 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée}$$

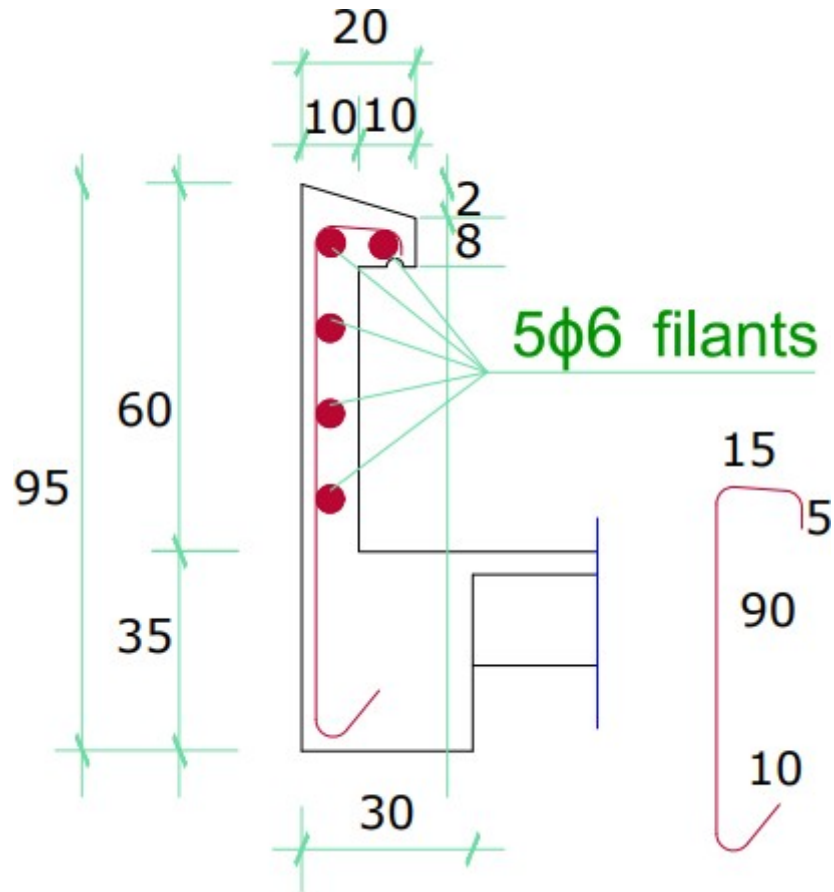


Figure III.11: ferraillages de l'acrotère

III.5. L'ascenseur

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans lesquelles l'utilisation des escaliers devient très fatigante.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique ; le contre poids ; les câbles).

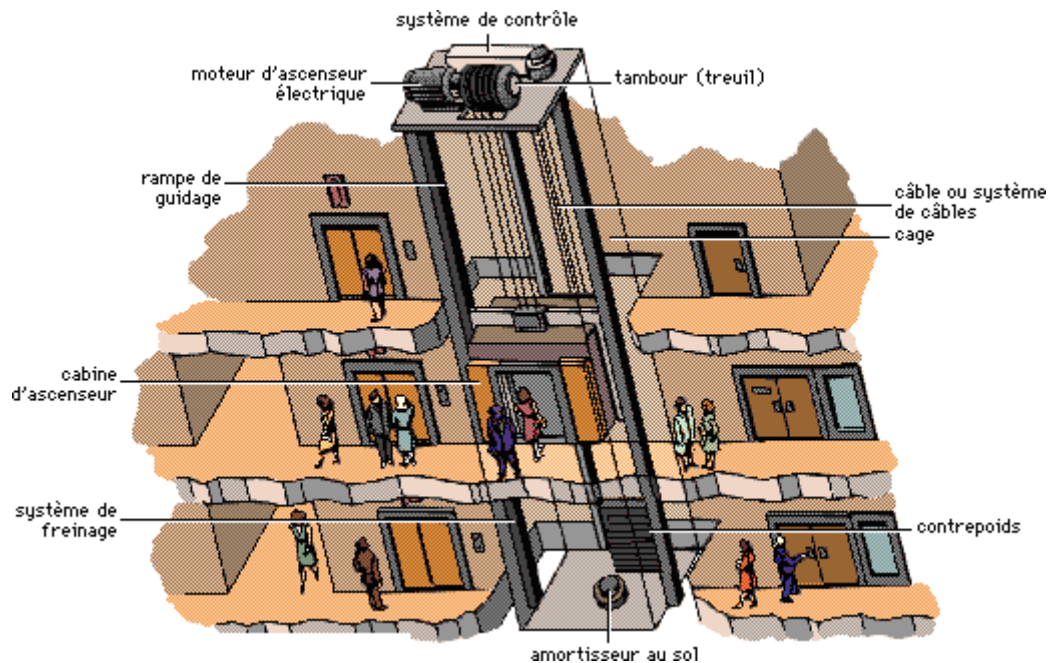


Figure III.12: Ascenseur dans un bâtiment

III.5.1. Etude de l'ascenseur :

L'ascenseur moderne est mécaniquement composé de trois constituants essentiels :

- le treuil de levage et sa poulie
- la cabine ou la benne
- le contre poids

La cabine et contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie Le treuil soit :

- P_m « poids mort » : le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.
- Q : la charge en cabine

- P_p : le poids de contrepoids tel que $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$

Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes

D'après la norme (NFP82-201), la charge nominale est de 600 kg pour 8 personnes avec une surface utile de la cabine de 1,54 m².

Ses dimensions selon (NFP82-22)

Largeur de la cabine : 1,10 m

Profondeur de la cabine : 1,40 m

Hauteur : 2,2 m

La largeur de passage libre : 0,8 m

La hauteur de passage libre : 2 m

La hauteur de la course : 22,94 m

La surface latérale : $S = ((2 \times 1,4) + 1,4) \times 2,20 = 9,24 \text{ m}^2$,

Les dimensions de l'ascenseur sont prises en assurant la protection contre le feu et le bruit, pour cela on prend l'épaisseur de la dalle machine égale à 15 cm.

Tableau III.5: Poids mort de l'ascenseur

N°	Désignation	Surface (m ²)	Charges (kg)
1	Poids de la cabine	$S=(2 \times 1,4 + 1,10) \times 2,20 = 8,58$	$M_1 = 11,5 \times 8,58 \times 1,10 = 108,54$
2	Poids de plancher	$S = 1,1 \times 1,4 = 1,54$	$M_2 = 70 \times 1,54 = 107,8$
3	Poids du toit	$S = 1,1 \times 1,4 = 1,54$	$M_3 = 20 \times 1,54 = 30,8$
4	Poids l'arcade		$M_4 = 60 + (60 \times 1,10) = 126$
5	Poids de parachute		$M_5 = 100$
6	Poids des accessoires		$M_6 = 80$
7	Poids des poulies de moulage		$M_7 = 2 \times 30 = 60$
8	Poids de la porte de cabine	$S = 2 \times 0,80 = 1,6$	$M_8 = 80 + (1,60 \times 25) = 120$

- Poids mort total : $P_m = \sum_{i=1}^{i=8} M_i = 733,14 \text{ kg}$
- Contre poids : $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 733,14 + \frac{600}{2} = 1033,14 \text{ kg}$

III.5.2. Calcul de la charge total □□ :

a) Calcul de la charge de rupture :

Selon (NFP 82-210), la valeur minimale du coefficient de sécurité C_s est de 12 et le rapport

$\frac{D}{d}$ (D : diamètre de la poulie et d : diamètre du câble), est au minimum égale à 40.

$$\frac{D}{d} = 40 \text{ et } D = 500 \text{ mm} \rightarrow d = 12,5 \text{ mm}$$

On a : $C_r = C_s \times M$

Avec :

C_s : Coefficient de sécurité du câble et $C_s = 13$ mm ;

C_r : Quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble ;

M : Charge statique nominale portée par la nappe,

Et : $M = Q + P_m + M_g$

M_g : Poids du câble,

On néglige M_g devant $(Q + P_m)$ donc : $(M_g \ll Q + P_m) \rightarrow M = Q + P_m$

Donc : $C_r = C_s \times M = C_s \times (Q + P_m) = 13 \times (600 + 733,14) = 17330,82 \text{ kg}$

Pour obtenir la charge de rupture minimale nécessaire C_m , il convient de faire intervenir le coefficient de câblage qui est égale à 0,85.

$$C_r = \frac{17330,82}{0,85} = 20389,8 \text{ kg}$$

La charge de rupture pour « n » câble est : $C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n$

Avec :

m : Type de moulage (2 brins, 3 brins, ...) ;

n : Nombres des câbles,

Pour un câble de $d=12,5$ m et $m=2$ on a : $C_{r(1 \text{ câble})} = 8152 \text{ kg}$

$$n = \frac{C_r}{C_{r(1 \text{ câble})} \times m} = \frac{20389,8}{8152 \times 2} = 1,25$$

On prend : $n = 2$ câbles, car le nombre de câbles doit être paire et cela pour compenser les efforts de tension des câbles,

b) Calcul des poids des câbles

$$M_g = M_l \times n \times C$$

Avec :

Ml : La masse linéaire du câble, $Ml = 0,515 \text{ kg/m}$;

n : Nombre des câbles, $n = 2$;

C : Longueur du câble, $C = 22,94 \text{ m}$

$$M_g = Ml \times n \times L = 0,515 \times 2 \times 22,94 = 23,62 \text{ kg}$$

$$M = Q + P_m + M_g = 600 + 733,14 + 23,62 = 1356,76 \text{ kg}$$

c) Vérification de σ_{cr}

$$C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n = 8152 \times 2 \times 2 \times 0,85 = 27716,8 \text{ kg}$$

$$C_r = C_s \times M \rightarrow C_s = \frac{C_r}{M} = \frac{20389,8}{1356,76} = 15,03 > 12 ; \text{ OK}$$

d) Calcul de la charge permanente total G

On a : $P_{treuil} = 1200 \text{ kg}$

$$G = P_m + P_p + P_{treuil} + M_g = 733,14 + 1033,14 + 1200 + 23,62 = 2989,9 \text{ kg}$$

$$Q = 600 \text{ kg}$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 4936,36 \text{ kg}$$

$$q_{ser} = G + Q = 3589,9 \text{ kg}$$

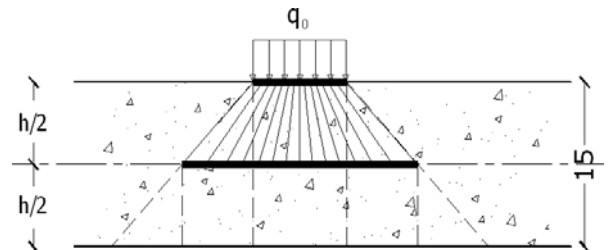
III.5.2.1. Vérification de la dalle au poinçonnement :

La dalle de l'ascenseur risque le poinçonnement sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 4 cotés), donc chaque appui reçoit le quart de la charge $q_u = 4936,36 \text{ kg}$,

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{4936,36}{4} = 1234,09 \text{ kg/m}$$

Selon le B.A.E.L 91/99 (A 5.2.42), on doit vérifier la condition de non poinçonnement qui suit :

$$q_0 \leq 0,045 \mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$



Avec :

Figure III.13: Répartition des charges sur la dalle d'ascenseur

q_u : La charge de calcul à l'E.L.U

h_0 : Epaisseur totale de la dalle, $h_0 = 15 \text{ cm}$

μ_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen

La charge concentrée q_0 est appliquée sur un carré de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$

$$\mu_c = 2(U + V)$$

$$U = a + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm}$$

$$V = b + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm}$$

$$\mu_c = 2(25 + 25) = 100 \text{ cm}$$

$$q_0 \leq 0,045 \mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 100 \times 15 \times \frac{25 \times 10}{1,5} = 11250 \text{ kg} > q_0 = 1234,09 \text{ kg}$$

Il n'y a pas de risque de poinçonnement

➤ **III.5.2.2. Evaluation des moments dus aux charges concentrées :**

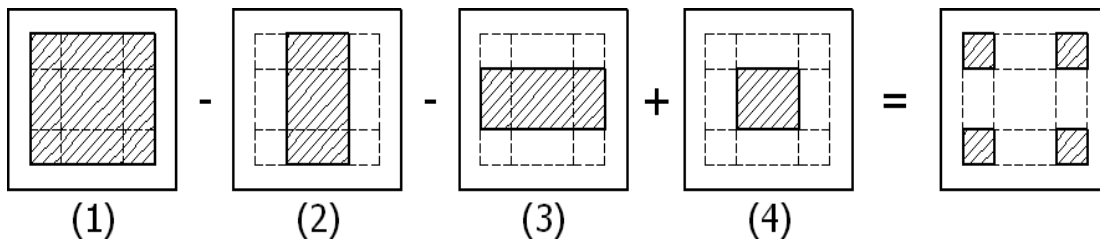


Figure III.14: Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle

➤ **III.5.2.3. Distances des rectangles :**

1) Rectangle (1)

$$\begin{cases} U = 110 \text{ cm} \\ V = 130 \text{ cm} \end{cases}$$

2) Rectangle (2)

$$\begin{cases} U = 60 \text{ cm} \\ V = 130 \text{ cm} \end{cases}$$

3) Rectangle (3)

$$\begin{cases} U = 110 \text{ cm} \\ V = 80 \text{ cm} \end{cases}$$

4) Rectangle (4)

$$\begin{cases} U = 60 \text{ cm} \\ V = 80 \text{ cm} \end{cases}$$

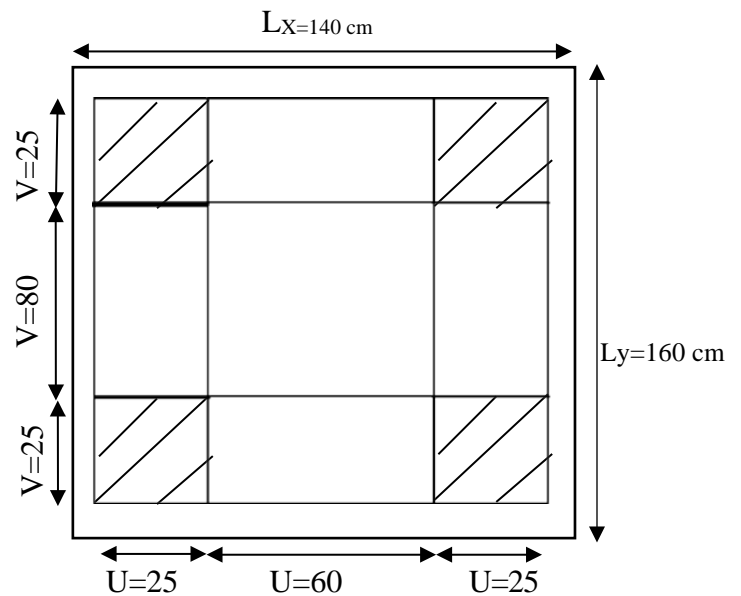


Figure III.15: Dessin montrant la concentration des charges

III.5.2.4. Calcul des moments suivant les deux directions :

L'étude de la dalle soumise à des charges concentrées sera faite à l'aide des abaques de PIGEAUT.

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)P \text{ et } M_y = (M_2 + \nu M_1)P$$

ν : le coefficient de Poisson,

A l'E.L.U ($\nu = 0$):

$$M_x = M_1 \times P$$

$$M_y = M_2 \times P$$

$$P = P' \times S$$

M_1, M_2 : tiré à partir des rapports $\frac{u}{L_x}$ et $\frac{v}{L_y}$ dans les abaques (A.4) suivants $\square = \frac{L_x}{L_y}$

P' : la charge surfacique appliqué sur le rectangle A (25×25) cm²

$$P' = \frac{q_0}{u \times v} = \frac{1234,09}{0,25^2} = 19745,44 \text{ kg / m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant : $L_x = 1,40 \text{ m}$ et $L_y = 1,60 \text{ m}$ $\square = 0,88$

Tableau III.6 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M_1	M_2	S (m ²)	P' (Kg/m ²)	P=P'.S(Kg)	M_x (Kg,m)	M_y (Kg.m)
1	0,78	0,81	0,061	0,047	1,43	19745,44	28235,98	1722,4	1327,09
2	0,43	0,81	0,092	0,066	0,78	19745,44	15401,44	1416,93	1016,5
3	0,78	0,5	0,073	0,062	0,88	19745,44	17375,99	1268,44	1077,31
4	0,43	0,5	0,113	0,088	0,48	19745,44	9477,81	1070,99	843,05

➤ III.5.2.4. Les moments dus aux charges concentrées

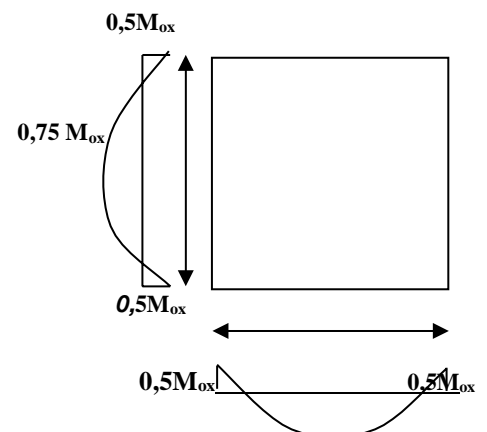
$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 108,02 \text{ kg, m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 76,33 \text{ kg, m}$$

III.5.2.5. Moments dus aux charges réparties (poids propre)

a) Chargement

$L_x = 1,40 \text{ m}$ et $L_y = 1,60 \text{ m}$ et $h_0 = 15 \text{ cm}$



Poids propre : $G = 0,15 \times 1,4 \times 1,6 \times 2500 = 840 \text{ kg}$

Charge d'exploitation : $Q = 100 \text{ kg}$

E.L.U: $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1284 \text{ kg}$

E.L.S $q_{ser} = 940 \text{ kg}$

b) Sollicitations :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{140}{160} = 0,88$$

Donc la dalle travaille suivant les deux sens : $\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$

$$\alpha = 0,88 \rightarrow \mu_x = 0,0476 \text{ et } \mu_y = 0,7438$$

Donc : $M_{x2} = 0,0476 \times 1284 \times 1,4^2 = 119,8 \text{ kg.m}$

$$M_{y2} = 0,7438 \times 119,8 = 89,1 \text{ kg.m}$$

C) Les moments appliqués à la dalle

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 108,02 + 119,8 = 227,82 \text{ kg, m}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 76,33 + 89,1 = 165,43 \text{ kg, m}$$

Les moments retenus sont

a) En travée

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 170,87 \text{ kg.m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 124,0725 \text{ kg.m}$$

b) Sur appuis

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50M_{0x} = 113,91 \text{ kg, m}$$

III.5.3. Calcul du ferrailage de la dalle

Le ferrailage se fait sur une bande de 1 m de largeur,

On a : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $d = 13,5 \text{ cm}$; $f_c = 400 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348$;

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; Fissuration peu préjudiciable,

a) En travée

a-1) Sens □ □

Le moment ultime :

$$M_{tx} = 170,87 \text{ kg.m} = 1708,7 \text{ N.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1708,7}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,006 < \mu_1 \rightarrow A_{sc} = 0$$

On a : $\beta = 0,997$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1708,7}{0,997 \times 13,5 \times 348} = 0,36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

a-2) Sens □□

Le moment ultime :

$$M_{ty} = 124,0725 \text{ kg} / \text{m} = 1240,725 \text{ N} \cdot \text{m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1240,725}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,005 < \mu_1 \rightarrow A_{sc} = 0$$

On a : $\beta = 0,9975$

La section d'acier :

$$A_{sy} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1240,725}{0,9975 \times 13,5 \times 348} = 0,26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

b) Sur appuis

Le moment ultime :

$$M_{ax} = M_{ay} = 113,91 \text{ kg} \cdot \text{m} = 1139,1 \text{ N} \cdot \text{m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1139,1}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,0044 < \mu_1 \rightarrow A_{sc} = 0$$

On a : $\beta = 0,998$

La section d'acier :

$$A_a = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1139,1}{0,998 \times 13,5 \times 348} = 0,24 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ **Section minimale des armatures**

Puisque $h_0 = 15 \text{ cm}$ ($12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$) et $\alpha = 0,88$, on peut appliquer la formule suivante :

a) Sens □□ :

$$A_{y \text{ min}} = 8h_0 = 8 \times 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{ty} = 0,26 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ty} = A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ay} = 0,24 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ay} = A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

b) Sens $\square \square$:

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,2 \left(\frac{3 - 0,9}{2} \right) = 1,26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{tx} = 0,36 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{x \min} = 1,26 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{tx} = A_{x \min} = 1,26 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ax} = 0,24 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{x \min} = 1,26 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ax} = A_{x \min} = 1,26 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

➤ **Choix des aciers**

$$\Phi \leq \frac{h_0}{10} \Rightarrow \Phi \leq 15 \text{ mm}$$

a) En travée

Sens

$\square \square$

$$4T10 \text{ p, } m = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{tx} = 1,26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} S_{tx} \leq \min(2h_0 ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow \{ & S_{tx} = 25 \text{ cm} \\ S_{tx} \leq 25 \text{ cm} \end{cases}$$

Sens $\square \square$

$$A_{ty} = 1,20 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} S_{ty} \leq \min(3h_0 ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow \{ & 4T10 \text{ p, } m = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ & S_{ty} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

$$S_{ty} \leq 33 \text{ cm}$$

b) Sur appuis

$$\begin{cases} A_a = 1,26 \text{ cm}^2 / \text{ml} & 4T10 \text{ p, } m = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq 33 \text{ cm} & \Rightarrow \{ & S_t = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ **Armatures transversales :**

La mise des armatures transversales dépend de la condition suivante :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans son épaisseur,

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \text{ Avec :}$$

$$\tau_u = \frac{V_u \text{ tot}}{b \times d} \text{ et } \bar{\tau}_u = \frac{10h_0}{3} \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$$

$$V_X = V_{x1} + V_{x2} ; \text{ Sens } L_x$$

$$V_Y = V_{y1} + V_{y2} ; \text{Sens } L_y$$

V_{x1} et V_{y1} : sont les efforts tranchants dus aux charges réparties

V_{x2} et V_{y2} : sont les efforts tranchants dus aux charges concentrées

Calcul de V_{x1} et V_{y1} :

$$\alpha > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} V_{x1} = q_u \frac{L_x}{2} \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} \\ V_{y1} = q_u \frac{L_x}{3} \end{cases}$$

$$V_{x1} = 1284 \times 10^{-2} \times \frac{1,40}{2} \frac{1}{1 + \frac{0,88}{2}} = 6,24 \text{ kN}$$

$$V_{y1} = 1284 \times 10^{-2} \times \frac{1,4}{3} = 6 \text{ kN}$$

On calcul V_{x2} et V_{y2}

$$V_{x2} = \frac{P_0}{2u + v} = \frac{1234,09 \times 10^{-2}}{(2 \times 0,25) + 0,25} = 16,45 \text{ kN}$$

$$V_{y2} = \frac{P_0}{3u} = \frac{1234,09 \times 10^{-2}}{3 \times 0,25} = 16,45 \text{ kN}$$

Donc :

$$V_X = V_{x1} + V_{x2} = 6,24 + 16,45 = 22,69 \text{ kN} ; \text{Sens } L_x$$

$$V_Y = V_{y1} + V_{y2} = 6 + 16,45 = 22,45 \text{ kN} ; \text{Sens } L_y$$

$$\text{Et : } V_{\max} = \max(V_X ; V_Y) = 22,69 \text{ kN}$$

Donc on a :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{22,45 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,166 \text{ MPa}$$

15 cm \leq h₀ = 15 cm \leq 30 cm ; On vérifié que :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(0,13 \times 25 ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,166 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

On en déduit que les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérifications**

➤ **Vérification à l'E.L. S**

➤ **Calcul des sollicitations sous l'effet des charges concentrées**

$$\begin{cases} M_{0x} = (M_1 + \sqrt{M_2}) p_{ser} \\ M_{0y} = (M_2 + \sqrt{M_1}) p_{ser} \end{cases} \text{ avec : } v = Q_2 (E, L, S)$$

$$p_{ser} = p'_{ser} \times S' = \frac{q_{0 ser}}{u \times v} \times S$$

$$q_{0 ser} = (G + Q) \frac{1}{4} = \frac{3589,9}{4} = 897,48 \text{ kg}$$

$$p'_{ser} = \frac{q_{0 ser}}{u \times v} = \frac{897,48}{0,25^2} = 14359,68 \text{ kg / m}^2$$

$$p_{ser} = 14359,68 \times S$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant : $L_x = 1,40 \text{ m}$ et $L_y = 1,60 \text{ m}$ $\alpha = 0,88 \text{ m}$

Tableau III.7 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M_1	M_2	S (m ²)	P' (Kg/m ²)	P=P'.S(Kg)	M_x (Kg,m)	M_y (Kg,m)
1	0,78	0,81	0,061	0,047	1,43	14359,68	20534,34	1252,59	965,11
2	0,43	0,81	0,092	0,066	0,78	14359,68	11200,55	1030,45	739,2363
3	0,78	0,5	0,073	0,062	0,88	14359,68	12636,52	922,47	783,46
4	0,43	0,5	0,113	0,088	0,48	14359,68	6892,65	778,87	606,55

➤ **-Les moments dus aux charges concentrées**

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 78,54 \text{ kg, m}$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 48,96 \text{ kg, m}$$

-Moments dus aux charges réparties (poids propre)

$$E.L.S \ q_{ser} = 940 \text{ kg}$$

➤ **-Moments dus aux charges réparties (E.L.S)**

$$\alpha = 0,88$$

$$M_{0xr} = \mu_x \times q_{ser} \times l^2_x$$

Donc la dalle travaille suivant les deux sens : { $M_{0yr} = \mu_y \times M_{0xr}$

$$\alpha = 0,88 \Rightarrow \mu_x = 0,0476 \text{ et } \mu_y = 0,7438$$

$$\text{Donc : } M_{0xr} = 87,7 \text{ kg.}$$

$$m \ M_{0yr} = 65,23 \text{ kg. m}$$

-Les moments appliqués au centre d'impact du rectangle

$$M_{Ox} = M_{Oxc} + M_{Oxr} = 78,54 + 87,7 = 166,24 \text{ kg. m}$$

$$M_{Oy} = M_{Oyc} + M_{Oyr} = 48,96 + 65,23 = 114,19 \text{ kg. m}$$

➤ -Les moments retenus

a) En travée

$$M_{tx} = 0,75M_{Ox} = 124,68 \text{ kg. m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{Oy} = 85,64 \text{ kg. m}$$

b) Sur appuis : $M_{ax} = M_{ay} = 0,50M_{Ox} = 83,12 \text{ kg. m}$

-Vérification des contraintes dans le béton

• En travée

Suivant □□

$$M_{tx} = 1246,8 \text{ N. m} ; A_{tx} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A_{sc} = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

Position de l'axe neutre

$$b \left[-\frac{y^2}{2} + \eta A' (y - d) - \eta A (d - y) \right] = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,1y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,13 \text{ cm}$$

Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 3,13^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,13)^2) = 6087,13 \text{ cm}^4$$

Détermination des contraintes dans le béton comprimé □□□ :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1246,8}{6087,13} \times 3,13 = 0,64 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0,64 < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Suivant □□

$$M_{ty} = 856,4 \text{ N. m} ; A_{ty} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A_{sc} = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

Position de l'axe neutre

$$b \left[-\frac{y^2}{2} + \eta A' (y - d) - \eta A (d - y) \right] = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,10y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,13 \text{ cm}$$

Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,13^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,13)^2) = 6087,13 \text{ cm}^4$$

Détermination des contraintes dans le béton comprimé □□□

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{856,4}{6087,13} \times 3,13 = 0,44 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0,44 < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Sur appuis**

$$M_a = 831,2 \text{ N.m} ; A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A_{sc} = 0$$

Position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A_s'(y - d) - \eta A_s(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,10y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,13 \text{ cm}$$

Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,13^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,13)^2) = 6087,13 \text{ cm}^4$$

Détermination des contraintes dans le béton comprimé □□□

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{831,2}{6087,13} \times 3,13 = 0,43 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0,43 < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ Flèche

$$\frac{h}{\square} \geq \frac{M_{tx}}{20 \square M_{0x}} \Rightarrow 0,107 > 0,0375 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$A_s \leq \frac{2 \square \square \square}{\square} \Rightarrow 3,14 < 6,75 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

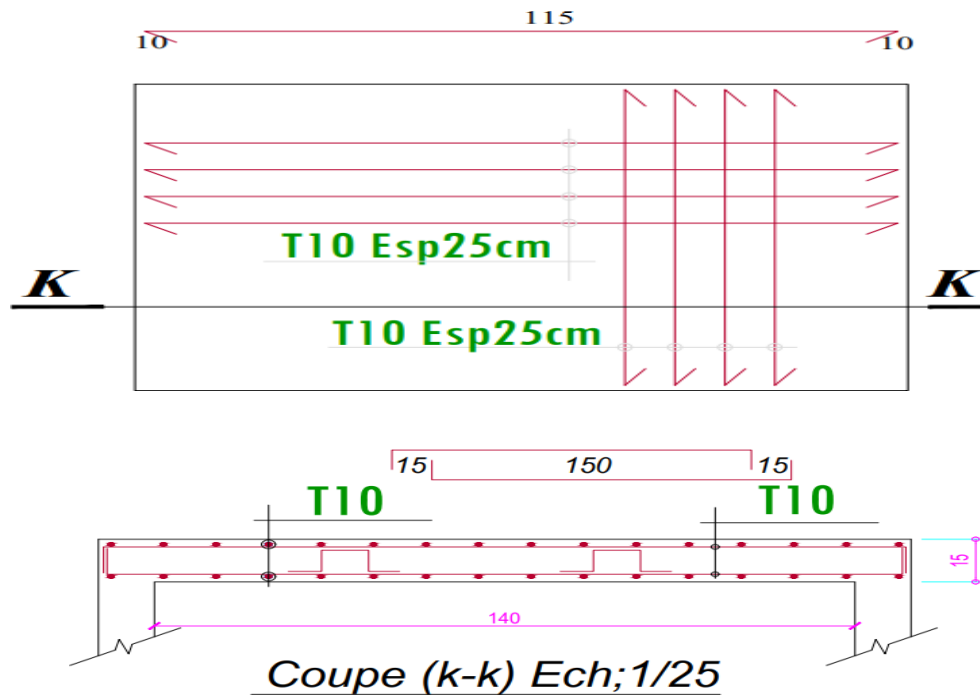


Figure III.17 : Ferrailage de la dalle de la gaine d'ascenseur

Chapitre IV :

Etude sismique

IV.1. Introduction :

Le séisme correspond à une vibration du sol provoquée par une libération de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre. C'est un phénomène imprévisible, qui provoque plusieurs catastrophes (destruction des ouvrages, nombreuse perte de vie humaine). Notre projet est situé dans une zone **IIa** et l'immeuble est classé d'après le règlement parasismique Algérien (RPA99/2003) d'une catégorie d'importance 2 (moyenne importance).

Cela impose la nécessité de l'étude du comportement dynamique de la structure, afin d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, pour obtenir une sécurité satisfaisante de l'ensemble de la structure.

Le calcul sismique dans notre étude sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien (RPA99) version 2003.

IV.2. Méthode de calcul :

Selon l'article 4.1.1 de RPA99v2003, les forces sismiques peuvent être déterminées par trois méthodes :

- méthode statique équivalente ;
- méthode d'analyse modale spectrale ;
- méthode d'analyse par accélérogramme

IV.3. Méthode statique équivalente :

IV.3.1 Conditions d'application de la méthode (RPA99/2003 art 4.1.2) :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
- b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes

Zone I : • tous groupes

- Zone II :**
- groupe d'usage 3
 - Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
 - Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
 - Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- Zone III :**
- groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
 - Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
 - Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

Régularité en plan

a1. Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

a2. A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

a3. La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4 (cf Fig 3.2)

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction. (cf Fig 3.2)

a4. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan.

Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

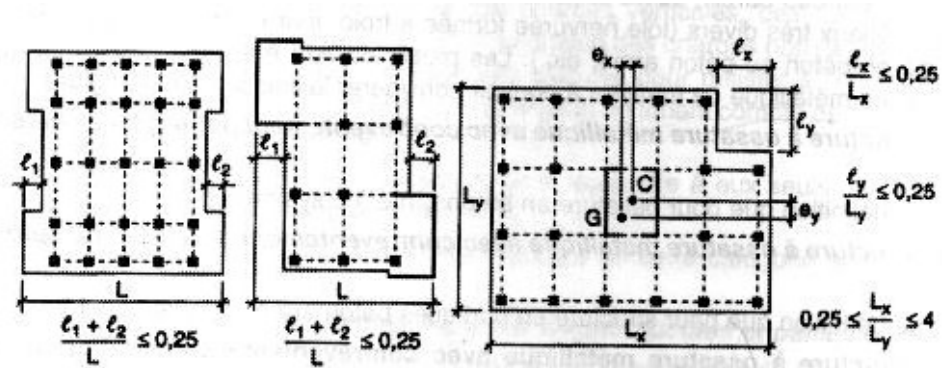


Figure IV.1 : Limites des décrochements en plan

Régularité en élévation

b1. Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

b2 Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment

b4. Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

Toutefois, au dernier niveau, les éléments d'ouvrage, tels que buanderies, salle de machines d'ascenseurs etc. pourront ne pas respecter les règles b3 et b4 et être calculés conformément aux prescriptions relatives aux éléments secondaires

D'une manière générale, se reporter aux schémas illustratifs ci-après (fig. 3.3).

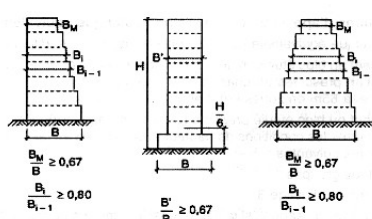


Figure : IV.2: Limites des décrochements en élévation

Pour notre bâtiment

$$\frac{B_M}{B} \geq 0,67 \Rightarrow \frac{29,4}{29,4} = 1 \geq 0,67 \text{ Condition vérifiée}$$

Tableau IV.1 : Condition d'utilisation de la méthode statique

\square	Conditions	Vérifications	
Régularité en élévation	$\frac{\square'}{\square} \geq 0,67$	$1 \geq 0,67$	Vérifiée
Régularité en plan	$\frac{\square_1 + \square_2}{\square} \leq 0,25$	$0,17 \leq 0,25$	

Alors on peut utiliser la méthode statique équivalente

IV.3.2. Principe de la méthode (RPA99/4.2.1) :

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques développées dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement suivant deux directions orthogonales et horizontales. Et ayant des effets équivalents à ceux des forces réelles.

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

$$V = \frac{\square \cdot \square \cdot \square}{\square} \cdot \square$$

- A : Coefficient d'accélération de la zone RPA99 (tableau 4.1)

Tableau IV.2 : Coefficient d'accélération de la zone RPA99

Groupe	I	Iia	Iib	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Dans le cas de notre projet : $A = 0.15$

- Q : Facteur de qualité : $Q = 1 + \sum_1^6 \square_\square$

\square_\square : La pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non, sa valeur est donnée par le tableau (4.4 RPA99)

Tableau IV.3 : valeurs des pénalités P_q

Critère q	□	
	Observé	Non observé
1 Condition minimales sur les files de contreventement	0	0.05
2 Redondance en plan	0	0.05
3 Régularité en plan	0	0.05
4 Régularité en élévation	0	0.05
5 Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05
6 Contrôle de qualité de l'exécution	0	0.10

On trouve :

$$Q_x=Q_y= 1+ (0+0+0+0+0,05+0,10) = 1.15$$

R : Coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 du RPA99/2003 en fonction du système de contreventement. En cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions considérées, il y'a lieu d'adopter pour le coefficient la valeur la plus petite.

Pour notre projet R= 5

- **W** : Le poids total du bâtiment

$$.W = \sum_{i=1}^n \square_i$$

$$\square_i = \square_{i,p} + \square_{i,e}$$

$\square_{i,p}$: Poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

$\square_{i,e}$: Poids dû aux charges d'exploitation

\square : Coefficient de pondération, il est en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, donnée par le (tableau 4.5 RPA99/2003) => $\square = 0.3$

Plancher Terrasse (5^{ème} étage)

- Acrotère $G_a \times \square L_a = 1,725 \times 72,95 = 125,83 \text{ kN}$.
- Plancher terrasse (à corps creux) $G_p \times S_p = 7,25 \times 280,95 = 2036,88 \text{ kN}$.

- Poutres principales $b \times h \times \gamma_b \times \Sigma L = 0,30 \times 0,50 \times 25 \times 23,35 = 87,56 \text{ kN}$.
- Poutres Secondaires..... $b \times h \times \gamma_b \times \Sigma L = 0,3 \times 0,45 \times 25 \times 23,25 = 78,46 \text{ kN}$
- Poteaux $b \times h \times \gamma_b \times n \frac{H}{2} = 0,45 \times 0,65 \times 25 \times 16 \times \frac{3,23}{2} = 188,95 \text{ kN}$

Avec : n : Nombre des Poteaux (n=16)

- Murs Extérieurs..... $\alpha \times \Sigma L \times H \times g \times \frac{1}{2} = 0,8 \times 27 \times 2,8 \times 3,23 \times \frac{1}{2} = 97,67 \text{ kN}$

Avec : α : Coefficient de réduction qui tient compte des ouvertures $\alpha=0,8$.

$$W_{GT} = 2615,35 \text{ kN} = 261,53 \text{ t}$$

Surcharge : $W_{\text{Plancher}} = Q_0 \times S_p = 1 \times 280,95 = 280,95 \text{ kN}$

$$W_{QT} = W_{\text{Planche}} = 280,95 \text{ kN} = 28,09 \text{ t}$$

$$W_T = W_{GT} + \square W_{QT} = 269,95 \text{ t}$$

Plancher Courant (4^{ème} étage)

- Acrotère $G_a \times \square L_a = 1,725 \times 72,95 = 125,83 \text{ kN}$.
- Plancher terrasse (à corps creux)..... $G_p \times S_p = 7,25 \times 280,95 = 2036,88 \text{ kN}$.
- Poutres principales..... $b \times h \times \gamma_b \times \Sigma L = 0,30 \times 0,50 \times 25 \times 23,35 = 87,56 \text{ kN}$.
- Poutres Secondaires..... $b \times h \times \gamma_b \times \Sigma L = 0,3 \times 0,45 \times 25 \times 23,25 = 78,46 \text{ kN}$
- Poteaux $b \times h \times \gamma_b \times n \frac{H}{2} = 0,45 \times 0,65 \times 25 \times 16 \times \frac{3,23}{2} = 188,95 \text{ kN}$

Avec : n : Nombre des Poteaux (n=16)

- Murs Extérieurs..... $\alpha \times \Sigma L \times H \times g \times \frac{1}{2} = 0,8 \times 27 \times 2,8 \times 3,23 \times \frac{1}{2} = 97,67 \text{ kN}$

Avec : α : Coefficient de réduction qui tient compte des ouvertures $\alpha=0,8$.

$$W_{GT} = 2615,35 \text{ kN} = 261,53 \text{ t}$$

Surcharge : $W_{\text{Plancher}} = Q_0 \times S_p = 1,5 \times 280,95 = 421,42 \text{ kN}$

$$W_{QT} = W_{\text{Planche}} = 421,42 \text{ kN} = 42,12 \text{ t}$$

$$W_T = W_{GT} + \square W_{QT} = 274,16 \text{ t}$$

Plancher 1 au 3^{ème} étage :

- Plancher terrasse (à corps creux)..... $G_p \times S_p = 6,14 \times 572,94 = 3517,85 \text{ kN}$.
- Poutres principales $b \times h \times \gamma_b \times \Sigma L = 0,30 \times 0,5 \times 25 \times 23,35 = 87,56 \text{ kN}$.
- Poutres Secondaires..... $b \times h \times \gamma_b \times \Sigma L = 0,3 \times 0,45 \times 25 \times 23,25 = 78,46 \text{ kN}$
- Poteaux $b \times h \times \gamma_b \times n \frac{H}{2} = 0,45 \times 0,65 \times 25 \times 35 \times \frac{3,23}{2} = 413,33 \text{ kN}$

Avec : n : Nombre des Poteaux (n=35)

- Murs Extérieurs $\alpha \times \Sigma L \times H \times g \frac{1}{2} = 0,8 \times 27 \times 2,8 \times 3,23 \times \frac{1}{2} = 97,67 \text{ kN}$

Avec : α : Coefficient de réduction qui tient compte des ouvertures $\alpha = 0,8$.

- Escalier $G_{esc} \times S_{esc} = 8,13 \times 15,23 = 123,82 \text{ kN}$
- Balcon..... $S_b \times G_b = 24,36 \times 4,51 = 109,86 \text{ kN}$

$$W_{GEC0} = 4428,55 \text{ kN} = 442,85 \text{ t}$$

Surcharge: $W_{Plancher} = Q_0 \times S_p = 1,5 \times 572,94 = 859,41 \text{ kN}$

$$W_{esc} = Q_0 \times S_{ESC} = 4 \times 15,23 = 60,92 \text{ kN}$$

$$W_{QEC0} = W_{Plancher} + W_{esc} = 920,33 \text{ kN} = 92,03 \text{ t}$$

$$W_{ECO} = W_{GEC0} + W_{QEC0} = 470,45 \text{ t}$$

Niveau RDC

- Plancher terrasse (a corps creux)..... $G_p \times S_p = 6,14 \times 572,94 = 3517,85 \text{ kN}$.
- Poutres principales $b \times h \times \gamma_b \times \Sigma L = 0,35 \times 0,5 \times 25 \times 23,35 = 87,56 \text{ kN}$.
- Poutres Secondaires..... $b \times h \times \gamma_b \times \Sigma L = 0,3 \times 0,45 \times 25 \times 23,25 = 78,46 \text{ kN}$
- Poteaux $b \times h \times \gamma_b \times n \frac{H}{2} = 0,30 \times 0,45 \times 25 \times 35 \times \frac{3,40}{2} = 338,40 \text{ kN}$

Avec : n : Nombre des Poteaux (n=35)

- Murs Extérieurs $\alpha \times \Sigma L \times H \times g \frac{1}{2} = 0,8 \times 27 \times 2,8 \times 3,40 \times \frac{1}{2} = 102,81 \text{ kN}$

Avec : α : Coefficient de réduction qui tient compte des ouvertures $\alpha = 0,8$.

- Escalier $G_{esc} \times S_{esc} = 8,13 \times 15,23 = 123,82 \text{ kN}$
- Balcon..... $S_b \times G_b = 24,36 \times 4,51 = 109,86 \text{ kN}$

$$W_{GEC2} = 4358,76 \text{ kN} = 435,87 \text{ t}$$

Surcharge: $W_{\text{Plancher}} = Q_0 \times S_P = 3,5 \times 572,94 = 2005,29 \text{ kN}$

$$W_{\text{esc}} = Q_0 \times S_{DP} = 4 \times 15,23 = 60,92 \text{ kN}$$

$$W_{\text{QEC2}} = W_{\text{Planche}} + W_{\text{esc}} = 2066,21 \text{ kN} = 206,62 \text{ t}$$

$$W_{\text{EC2}} = W_{\text{GEC2}} + \square W_{\text{QEC2}} = 497,79 \text{ t}$$

Niveau Sous Sol

- Plancher terrasse (à corps creux)..... $G_p \times S_p = 6,14 \times 572,94 = 3517,85 \text{ kN}$.
- Poutres principales $b \times h \times \gamma_b \times \Sigma L = 0,30 \times 0,5 \times 25 \times 23,35 = 87,56 \text{ kN}$.
- Poutres Secondaires..... $b \times h \times \gamma_b \times \Sigma L = 0,3 \times 0,45 \times 25 \times 23,25 = 78,46 \text{ kN}$
- Poteaux $b \times h \times \gamma_b \times n \frac{H}{2} = 0,45 \times 0,65 \times 25 \times 34 \times \frac{3,20}{2} = 397,80 \text{ kN}$

Avec : n : Nombre des Poteaux (n=34)

- Murs Extérieurs $\alpha \times \Sigma L \times H \times g \frac{1}{2} = 0,8 \times 27 \times 2,8 \times 3,20 \times \frac{1}{2} = 96,76 \text{ kN}$

Avec : α : Coefficient de réduction qui tient compte des ouvertures $\alpha = 0,8$.

- Escalier $G_{\text{esc}} \times S_{\text{esc}} = 8,13 \times 15,23 = 123,82 \text{ kN}$
- Balcon..... $S_b \times G_b = 24,36 \times 4,51 = 109,86 \text{ kN}$

$$W_{\text{GEC1}} = 4412,11 \text{ kN} = 441,21 \text{ t}$$

Surcharge: $W_{\text{Plancher}} = Q_0 \times S_P = 3,5 \times 572,94 = 2005,29 \text{ kN}$

$$W_{\text{esc}} = Q_0 \times S_{\text{ESP}} = 4 \times 15,23 = 60,92 \text{ kN}$$

$$W_{\text{QEC1}} = W_{\text{Plancher}} + W_{\text{esc}} = 2066,21 \text{ kN} = 206,62 \text{ t}$$

$$W_{\text{EC1}} = W_{\text{GEC1}} + \square W_{\text{QEC1}} = 503,19 \text{ t}$$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement « \square » et de la période fondamentale de la structure « T »

$$D = \begin{cases} 2.5 \square \square & 0 \leq \square \leq \square_2 \\ 2.5 \square \left(\frac{\square_2}{\square} \right)^3 \square_2 & \square_2 \leq \square \leq 3 \square \\ 2.5 \square \tau \left(\frac{\square_2}{\square} \right)^5 & \square \geq 3 \square \end{cases}$$

\square_2 : Période caractéristique associées à la catégorie du site, donnée par le tableau 4.7RPA99/2003. Le site de notre projet ; S3 : $T_1 = 0.15$ et $T_2 = 0.50$

\square : Facteur de correction d'amortissement

$$\square = \sqrt{\frac{7}{2+\square}} \geq 0.7$$

\square : Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages, donné par le tableau 4.2 RPA99/2003

$$\square = 7\% \Rightarrow \square = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.88 \geq 0.7$$

- **Estimation de la période fondamentale de la structure (4.2.4 RPA99 /2003)**

La valeur de T de la structure peut être estimée à partir de la formule empirique ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique : $T = C_T \square h \square^3$

$h \square$: Hauteur mesuré en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau,

$$h \square = 19,55 \square$$

C_T : Le coefficient en fonction du contreventement et du type de remplissage, il est donné par le tableau 4.6 du RPA99/2003, $C_T = 0.050$

Si on est dans le cas N°3 ou 4 du tableau 4.6 RPA99/2003, on peut également utiliser la

formule : $T = \frac{0.09 \square h \square}{\sqrt{\square}}$

D'après l'article 4.2.4 du RPA99/2003 les valeurs des périodes T calculées à partir des formules Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriés de plus de 30%.

D : Dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$D_x = 27m \text{ et } D_y = 25,90m$$

Sens x-x :

$$T_x = \min \left\{ \frac{0.050 \times 19.55^3}{\sqrt{27}} = 0.46 \text{ s}, \frac{0.09 \times 19.55}{\sqrt{27}} = 0.33 \text{ s} \right\} \Rightarrow T_x = 0.33 \text{ s}$$

Sens y-y :

$$T_y = \min \left\{ \frac{0.050 \times 19.55^3}{\sqrt{25.90}} = 0.46 \text{ s}, \frac{0.09 \times 19.55}{\sqrt{25.90}} = 0.34 \text{ s} \right\} \Rightarrow T_y = 0.34 \text{ s}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_1 = 2.5 \times 0.88 = 2.2 \\ \lambda_2 = 2.5 \times \left(\frac{0.5}{0.34} \right)^2 = 2.84 \end{array} \right. \quad 0 \leq \lambda_1 \leq \lambda_2 \leq 3$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_1 = 2.5 \times 0.88 = 2.2 \\ \lambda_2 = 2.5 \times \left(\frac{0.5}{0.34} \right)^2 = 2.84 \end{array} \right.$$

• **Calcul de la force sismique V**

$$V_x = \frac{0.15 \times 2.2 \times 1.15}{5} \times 2356.44 = 178.85 \text{ kN}$$

$$V_y = \frac{0.15 \times 2.84 \times 1.15}{5} \times 2356.44 = 230.88 \text{ kN}$$

IV.4. Méthode d'analyse modale spectrale :

Peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. 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.

On utilise directement les spectres de dimensionnement puisque ce sont surtout les extremums des réponses qui intéressent le concepteur et non la variation temporelle. Elle permet de simplifier les calculs. On procède alors à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de la structure.

IV.4.1. Principe (Article 4.3.1 RPA99/2003) :

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.

IV.4.2. Modélisation (RPA99/2003 art4.3.2) :

- a) Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.
- b) Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).
- c) Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et à plusieurs DDL par plancher.
- d) La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.
- e) Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).
- f) Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

IV.4.3. Spectre de réponse de calcul (RPA/2003 art4.3.3) :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant

$$\xi = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \right) \left(\frac{Q}{R} \right)^{2/3} & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta \left(1.25A \right) \left(\frac{Q}{R} \right)^{2/3} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(1.25A \right) \left(\frac{Q}{R} \right)^{2/3} & T \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(1.25A \right) \left(\frac{Q}{R} \right)^{2/3} & T > 3.0s \end{cases} \quad (4.13)$$

A: coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1)

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\xi = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2)

R : coefficient de comportement de la structure (tableau 4.3)

T1, T2: périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7)

Q : facteur de qualité (tableau 4.4)

Dans la détermination de la valeur de Q, il y a lieu de tenir compte que les irrégularités en plan et en élévation ont déjà été prises en charge par le modèle. Par ailleurs, en cas d'analyse tridimensionnelle il y a lieu de prendre comme valeur de Q la plus pénalisante, des valeurs calculées suivant les deux directions orthogonales de référence

L'action sismique doit être appliquée dans toutes les directions jugées déterminantes pour le calcul des forces sismiques ainsi que les directions qui leur sont perpendiculaires, compte tenu de la configuration en plan de la structure. Pour les structures ayant leurs éléments de contreventement distribués le long de deux directions orthogonales, ces deux directions sont à retenir comme directions d'excitation.

Nombre de modes à considérer

a) Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

- b)** Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$\mathbf{K} \geq 3 \sqrt{N} \text{ et } \mathbf{T}_K \leq 0.20 \text{ sec} \quad (4-14)$$

où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_k la période du mode K.

IV.4.4. Combinaison des réponses modales :

- a)** Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes T_i , T_j et d'amortissement ξ_i, ξ_j sont considérées comme indépendantes si le rapport $r = T_i / T_j$ ($T_i \leq T_j$) vérifie :

$$\mathbf{r} \leq 10 / (10 + \sqrt{\xi_i^2 + \xi_j^2}) \quad (4-15)$$

- b)** Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par

$$\mathbf{E} = \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2} \quad (4-16)$$

E : effet de l'action sismique considéré

E_i : valeur modale de E selon le mode « i »

K : nombre de modes retenus

- c)** Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes ; E_1 et E_2 par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$\sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=1}^K E_i^2} \quad (4-17)$$

Résultante des forces sismiques de calcul

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

Si $V_t < 0.80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,) dans le rapport $0.8 V/V_t$.

Effets de la torsion accidentelle

Quand il est procédé à une analyse par modèles plans dans les deux directions orthogonales

Les effets de la torsion accidentelle d'axe vertical sont à prendre en compte tel que décrit au paragraphe 4.2.7.

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction

IV.5 Prescriptions communes aux méthodes « statique » et « dynamique » :

Stabilité au renversement

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.

Composante verticale de l'action sismique

Les effets de la composante verticale de l'action sismique doivent être pris en compte dans le calcul des porte-à-faux de plus de 1,50m de long et ceci, en zone sismique III

A cet effet, outre la force descendante adéquate, une force sismique minimum

ascendante nette $F_v = 0.5 A w_p$

doit être prise en considération

w_p : poids propre de l'élément en porte à faux

A coefficient sismique de zone

Calcul des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit

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

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement

le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

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

Justification vis à vis de l'effet $P\Delta$

L'excentricité des charges verticales résultant des déplacements relatifs des Étages provoque dans les murs et les poteaux des efforts axiaux additionnelle. Ce Phénomène est appelé « effet $P\Delta$ ».

D'après l'article du RPA (5.9)

Les effets du 2° ordre (ou effet $P\Delta$) Peuvent Être négligés dans le cas des bâtiments

Si la condition suivante est satisfaite à tous Les niveaux :

$$\square = P_k \Delta_k / V_k \cdot h_k < 0,10$$

P_k : poids total de la structure et des charges

D'exploitation associées au-dessus du niveau « k »

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au

Niveau «k-1»

h_k : hauteur de l'étage « k »

IV.6. Méthode d'analyse dynamique par accélogramme (Article 4.1.3 RPA99/2003) :

Cette méthode peut être utilisée au cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

IV.7. Exigences du RPA99/2003 :

D'après l'article 3.4.4.a, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

D'après l'article 4.3.4, les modes de vibrations à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doivent être tels que : – La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure ;

– Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

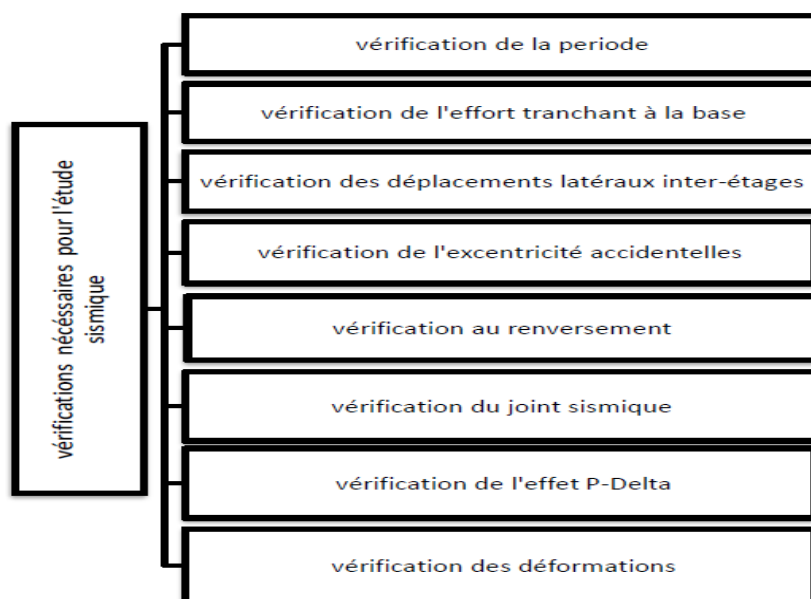


Figure IV.3 : Schémas des vérifications nécessaires pour l'étude sismique

IV.8. Modélisation :

Le logiciel utilisé pour la modélisation de notre structure est l'ETABS V9.7

Nous utiliserons les étapes suivantes dans la modélisation de notre structure :

-Définition des propriétés des matériaux utilisés :

Les propriétés du béton.

- Définition des caractéristiques géométriques des éléments

-Définition les conditions aux limites :

Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encastré à la

base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.

-Définition de la descente des charges :

-Définition des forces sismiques E :

Ils sont distribués horizontalement verticalement sur les éléments proportionnels à leurs rigidités par l'introduction d'un spectre de réponse dans deux directions orthogonale (Xet Y)

➤ Détermination des combinaisons des charges :

1) $1.35G + 1.5Q$

2) $G + Q$

3) $0.8G + E$

4) $0.8G - E$

5) $G + Q + E$

6) $G + Q - E$

7) $G + Q + 1.2E$

La modélisation de la structure par le logiciel ETABS 9.7.4 a donné la vue en 3D

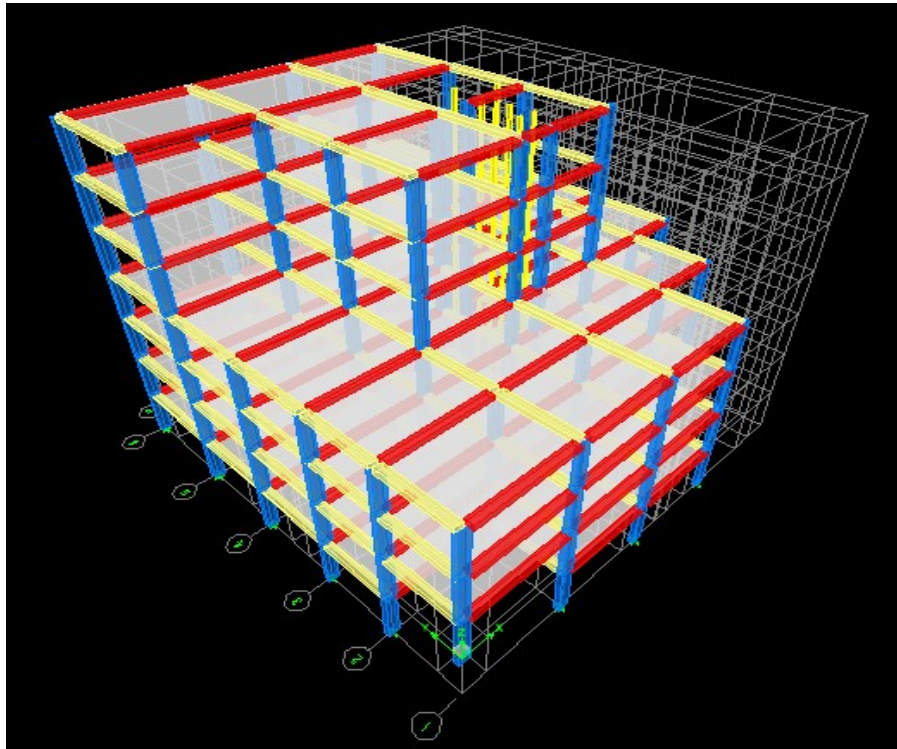


Figure IV.4 : Vue en 3D de la structure

IV.9. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique:

IV.9.1.Sans voiles :

Le spectre de réponse d'après l'application RPA

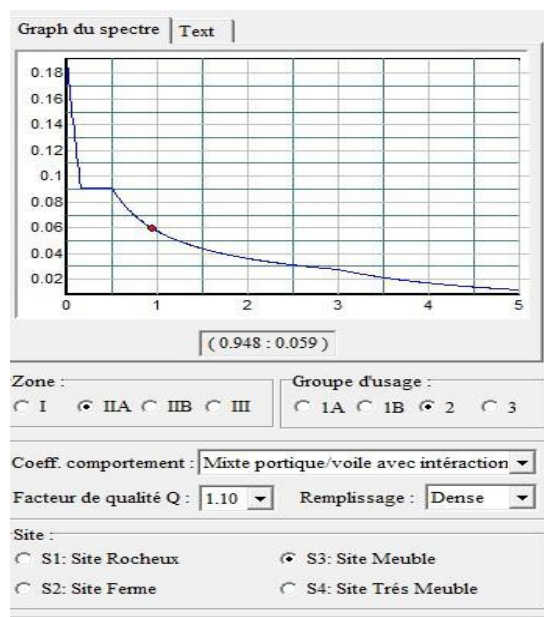


Figure IV.5 : spectre de réponse

Résultats et discussions :

✚ Résultats

Tableau IV.4 : Période et taux de participation massique

Mode	Période	UX	UY	□UX	□UY
1	1.224859	1.8994	31.5051	1.8809	39.0522
2	0.768913	22.5245	18.0909	24.0682	50.1073
3	0.582859	24.1412	1.2531	50.282	52.6666
4	0.498369	7.575	11.4014	50.291	61.8123
5	0.22149	1.4611	6.5418	51.0726	63.9042
6	0.216655	1.4773	5.3606	62.6783	63.9484
7	0.183306	14.0972	1.1722	63.320	68.3999
8	0.152583	0.9556	0.1827	63.3249	68.5123

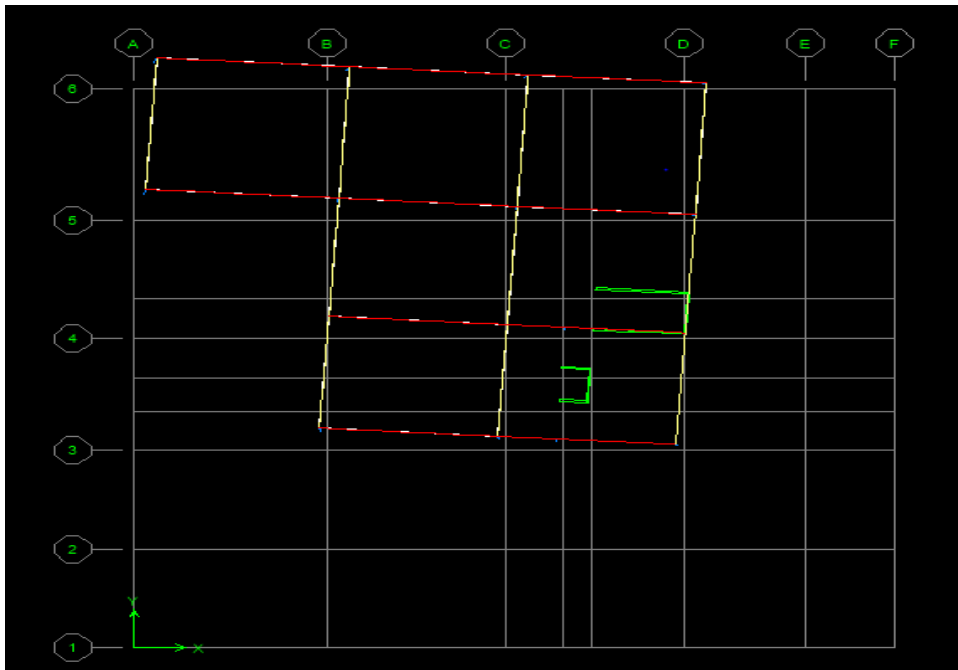


Figure IV.6 : Mode 1 rotation suivant x-x

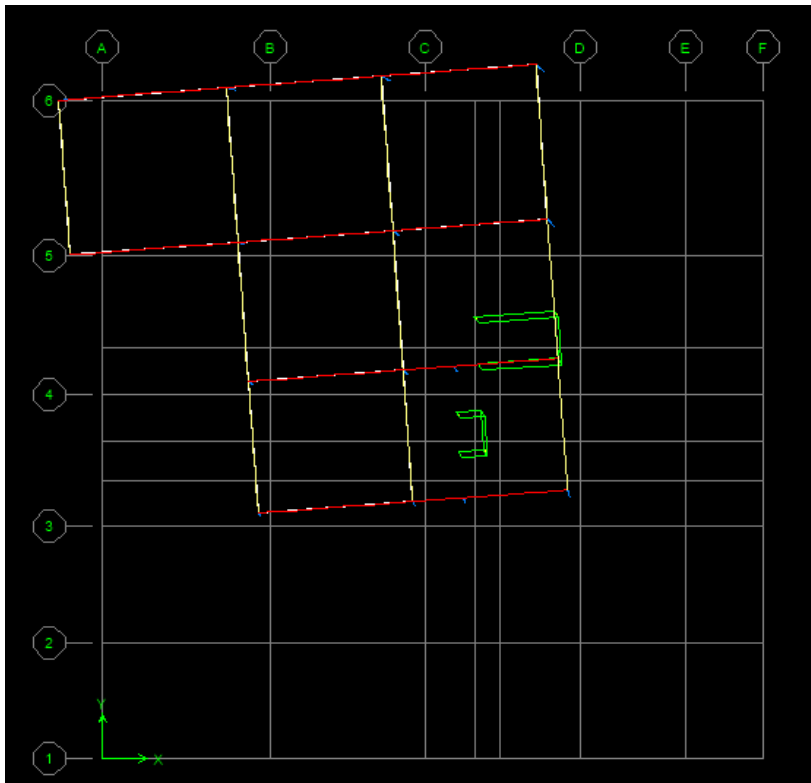


Figure IV.7 : Mode 2 rotation suivant y-y

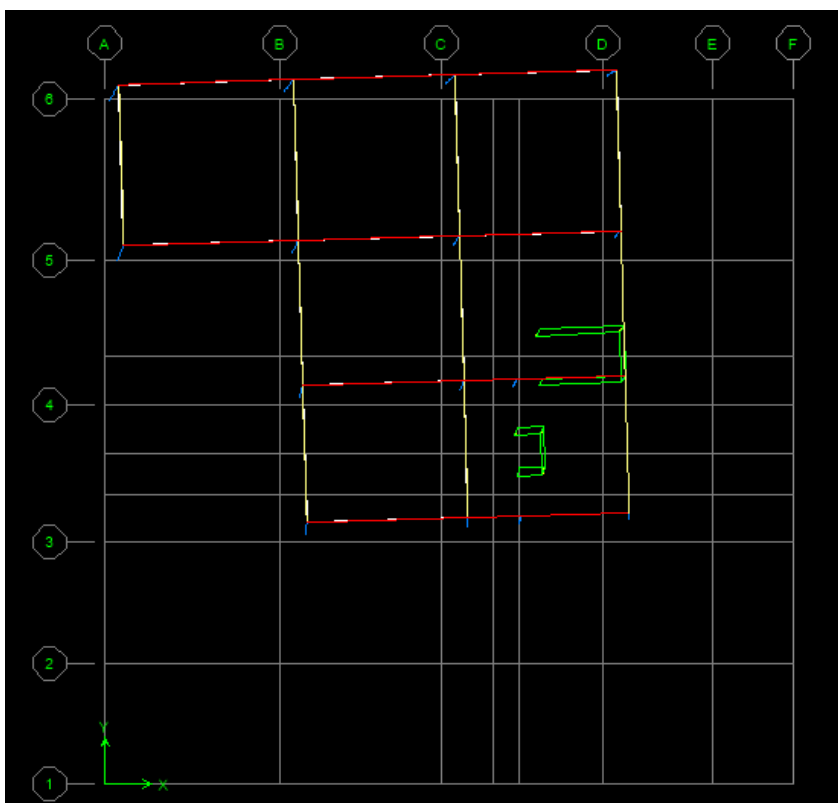



Figure IV.8: Mode 3 rotation suivant Z

 Analyse des résultats

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on voit bien que le taux de participation des masses n'atteint pas 90%

Condition de la participation massique n'est pas vérifiée

- **Vérification de la période** : Il faut que la période fondamentale de vibration (dynamique) soit inférieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA majorée de 30% (statique).

Tableau IV.5 : Vérification de la période

Périodes	Tstat (s)	1.3xTstat	Tdyn (s)	Observation
Sens x-x	0.33	0.42	1.224859	Non vérifiée
Sens y-y	0.34	0.44	0.768913	Non vérifiée

- **Vérification de l'effort tranchant à la base :**

D'après le RPA99/2003 la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Tableau IV.6: Vérification de l'effort tranchant

Résultats des forces sismiques	Vstat (t)	0.8xVstat	Vdyn (t)	Observation
Sens x-x	178.95	143.16	232.09	Vérifiée
Sens y-y	230.88	184.70	189.20	Vérifiée

- **Vérification de l'excentricité :**

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction

Tableau IV.7 : Déplacements dans chaque diaphragme

Niveaux	XCCM	YCCM	XCR	YCR	Ex	ey
Sous Sol	12.213	13.945	12.673	14.348	0.46	0.4
RDC	11.335	14.267	16.9	14.207	5.56	0.06
1	11.734	13.337	16.883	14.238	5.14	0.9
2	11.72	13.351	16.624	14.186	4.9	0.83
3	9.527	19.34	16.33	14.306	6.803	5.03
4	9.527	19.34	16.141	14.468	6.614	4.87
5	9.443	19.417	16.018	14.592	6.575	4.82

Les valeurs de l'excentricité accidentelles sont :

Sens longitudinal : $e_x = 0.05 \cdot L = 0.05 \times 27 = 1.35$

Sens transversal : $e_y = 0.05 \times 25.90 = 1.29$

IV.9.2. Avec voiles

Disposition des voiles de contreventement

Plusieurs dispositions de voiles ont été essayées, celle qui a été adoptée est la suivante :

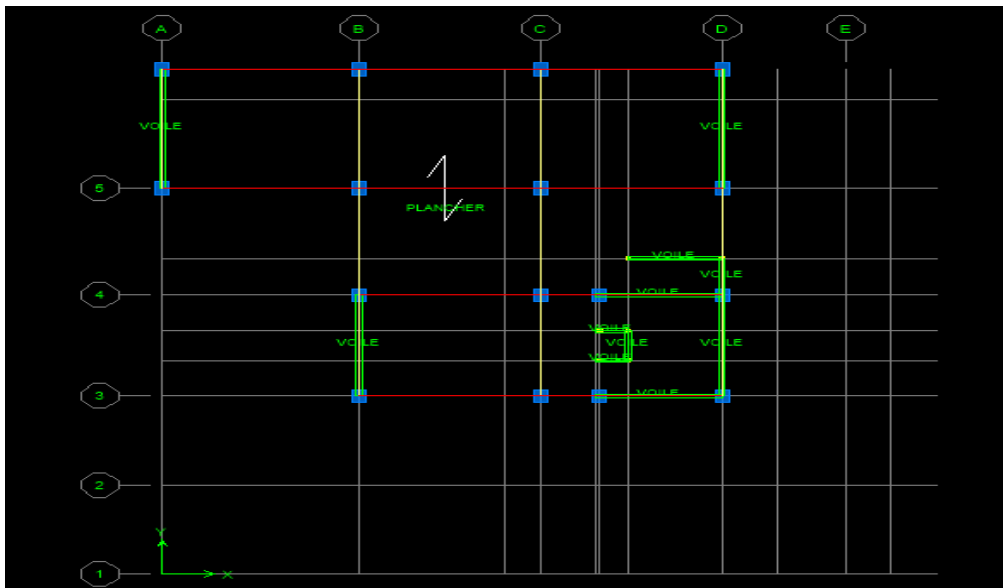


Figure IV.9 :Disposition des voiles de contreventement vbn

Résultats et discussions

Périodes de vibration et participation massique :

Tableau. IV.8 : Périodes et taux de participation massique

Mode	Période	UX	UY	□UX	□UY
1	0.412731	42.8936	3.6263	42.8936	3.6263
2	0.227437	5.3652	47.0464	48.2588	50.6728
3	0.132154	13.5582	6.5693	61.8171	57.242
4	0.108744	15.1239	0.2059	76.941	57.4479
5	0.075716	2.7616	21.1821	79.7026	78.63
6	0.063067	3.4351	3.183	83.1377	81.813
7	0.048766	7.5807	0.1264	90.7184	81.9394
8	0.034746	0.9201	8.5617	91.6385	90.5011

✚ Analyse des résultats

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on voit bien que le taux de participation des masses selon l'axe x-x atteint les 90% au bout de 4 modes, et selon l'axe y-y au bout de 5 modes. La participation modale du premier mode donne une translation selon l'axe x-x montré sur la figure V.1, le deuxième mode donne une translation selon l'axe y-y figure V.2 et mode 3 donne une rotation figure V.3

Condition de la participation massique est vérifiée.

Tableau. IV.9: Vérification de la période

Périodes	Tstat (s)	1.3 Tstat	Tdyn (s)	Observation
Sens x-x	0.33	0.4290	0.412731	Vérifiée
Sens y-y	0.34	0.4420	0.227437	Vérifiée

Tableau. IV.10 : Vérification de l'effort tranchant à la base 0.8 Vstat < Vdyn

Résultats des forces sismiques	Vstat (t)	0.8Vstat	Vdyn (t)	Observation
Sens x-x	178.95	143.16	330.12	Vérifiée
Sens y-y	230.88	184.70	221.42	Vérifiée

- **Vérification vis à vis des déformations**

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\Delta_K = \Delta \times \dots \dots \dots \text{RPA99 (Article 4.4.3)}$$

Δ_k : Déplacement dû aux forces P_k (y compris l'effet de torsion).

η : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

$$\Delta_k = \Delta_k - \Delta_{k-1} \dots\dots\dots \text{RPA99 (Article 4.19)}$$

Avec : $\Delta_k < 1\% \times h_k \dots\dots\dots \text{RPA99 (Article 5.10)}$

h_k : Étant la hauteur de l'étage

Tableau. IV.11: Vérification des déplacements inter-étages dans le sens x

Niveaux	Δ_{ek}	$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$	1%he	Vérification
5	0.0117	0.0585	0.0120	0.0323	Vérifié
4	0.0093	0.0465	0.0125	0.0323	Vérifié
3	0.0068	0.0340	0.0110	0.0323	Vérifié
2	0.0046	0.0230	0.0085	0.0323	Vérifié
1	0.0029	0.0145	0.0075	0.0323	Vérifié
RDC	0.0014	0.0070	0.0055	0.0340	Vérifié
SOUS SOL	0.0003	0.0015	0.0015	0.0320	Vérifié

Tableau. IV.12 : Vérification des déplacements inter-étages dans le sens y

Niveaux	Δ_{ek}	$\delta_k = R \delta_{ek}$	$\Delta_k = \delta_k - \delta_k$	1%he	Vérification
5	0.00620	0.0310	0.0065	0.0323	Vérifié
4	0.00490	0.0245	0.0060	0.0323	Vérifié
3	0.00370	0.0185	0.0060	0.0323	Vérifié
2	0.00250	0.0125	0.0045	0.0323	Vérifié
1	0.00160	0.0080	0.0045	0.0323	Vérifié
RDC	0.00070	0.0035	0.0030	0.0340	Vérifié
SOUS SOL	0.00010	0.0005	0.0005	0.0320	Vérifié

Chapitre V :

Ferrailage des

éléments

structuraux

V.1.ETUDE DES PORTIQUES :

L'étude sous charges verticales et horizontales nous permet de déterminer tous les efforts qui sollicitent les éléments (poteaux, poutres) dans les différents nœuds et travées. Pour déterminer les sollicitations on a utilisé le programme ETABS.

V.2. Les combinaisons de calcul

Poutres :

- Sollicitation du 1^{er} genre combinaison normale (BAEL 91) : $1,35 G + 1,5 Q$
- Sollicitation du 2^{ème} genre combinaison accidentelle [RPA 99 (version 2003)]

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{array} \right.$$

Poteaux :

- Sollicitation du 1^{er} genre combinaison normale (BAEL 91) : $1,35 G + 1,5 Q$
- Sollicitation du 2^{ème} genre combinaison accidentelle [RPA 99 (version 2003)]

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm 1,2 E \\ G + Q \pm E \end{array} \right.$$

Avec :

G : Charge permanente

Q : Charge d'exploitation

E : Effort sismique

V.3. Exigence du RPA99/2003 (7.4.2)

Les armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

* leur pourcentage **minimal** sera de :

- 0,7% en zone I
- 0,8% en zone II
- 0,9% en zone III

* Leur pourcentage maximal sera de

- 4% en zone courante

- 6% en zone de recouvrement

* Le diamètre minimum est de 12mm

* La longueur minimale des recouvrements est de :

- 40ϕ en zone I et II

- 50ϕ en zone III

* La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

- 25 cm en zone I et II

- 20 cm en zone III

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure 7.2.

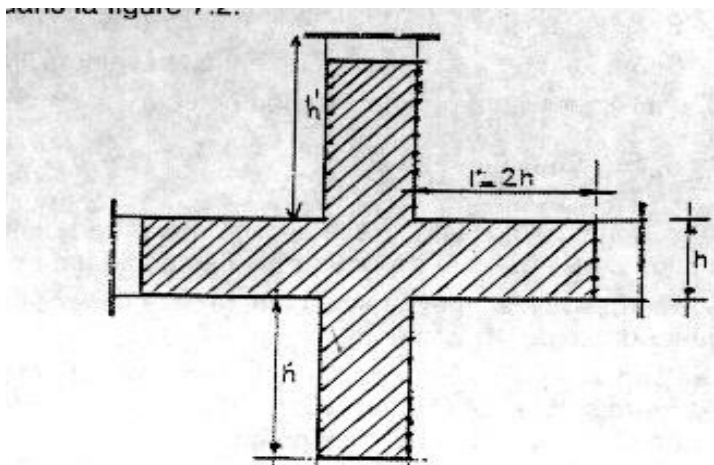


Figure V.1.: schémas de la zone nodale

$$h' = \text{Max} (h/6; b; h_1; 60)$$

Armatures transversales

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

$$\frac{A_{st}}{A_c} = \frac{A_{st}}{k_1 \cdot A_c}$$

- V_u est l'effort tranchant de calcul
- h_1 hauteur totale de la section brute
- f_e contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale
- ρ_a est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égal à 2,50 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.
- t est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (7.1); Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit:

*** dans la zone nodale :**

$$t \leq \text{Min} (10\varnothing_1, 15\text{cm}) \quad \text{en zone I et II}$$

$$t \leq 10 \text{ cm.} \quad \text{en zone III}$$

***dans la zone courante :**

$$t \leq 15 \varnothing_1 \quad \text{en zone I et II}$$

$$t \leq \text{Min} (b_1/2, h_1/2, 10 \varnothing_1) \quad \text{en zone III}$$

où \varnothing_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

- La quantité **d'armatures transversales minimale $A_t/t.b_1$ en %** est donnée comme suit:

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 : \quad 0,3\%$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 : \quad 0.8\%$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

λ_g est l'élançement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left(\frac{a}{l_f} \right)^2 + \left(\frac{b}{l_f} \right)^2$$

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

V.4. Etudes des poutres :

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, qui transmettent les charges des planchers aux poteaux.

Méthode de calcul :

En cas général, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion, un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible donc on fait le calcul en flexion simple.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{er} et du 2^{eme} genre

- Sollicitation du 1^{er} genre $S_{p1}=1,35G+1,5Q \Rightarrow$ Moment maximal correspondant M_{sp1}

Sollicitation du 2^{eme} genre $\begin{cases} S_{p2} = 0,8G \pm E. \\ S_{p2} = G + \square \pm E. \end{cases} \Rightarrow$ Moment maximal correspondant M_{sp2}

• **Les armatures minimales des poutres principales :**

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

- Section d'armature minimale : $A_{min} = 0,5\% \text{ bht.}$
- Section d'armature maximale : $A_{max1} = 4\% \text{ bht. (Zone courante)}$
 $A_{max2} = 6\% \text{ bht. (Zone de recouvrement)}$

• **Poutre principale (30x50) cm² :**

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

$$A_{min} = 0,5\% \text{ b. ht} = \frac{0,5 \times 30 \times 50}{100} = 0,75 \text{ cm}^2$$

$$A_{max1} = 4\% \text{ b. ht} = \frac{4 \times 30 \times 50}{100} = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{max2} = 6\% \text{ b. ht} = \frac{6 \times 30 \times 50}{100} = 9 \text{ cm}^2$$

On présente un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des autres niveaux seront donnés dans un tableau

Exemple de calcul :

Données :

- Largeur de la poutre $b = 30 \text{ cm}$

- Hauteur de la section $h_t = 50$ cm
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0.9 \times h_t$
- Contrainte des aciers utilisés $f_e = 400$ Mpa
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25$ Mpa
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1$ Mpa.

➤ Terrasse :

Sur appuis :

$$(Sp_1) \Rightarrow M_{sp1} = 24.97 \text{ t.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow M_{sp2} = 20.13 \text{ t.m}$$

$\frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 1.24$ donc le calcul se fait sous le 1^{ème} genre (Sp_1)

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{24.97 \times 10^4}{30 \times 45^2 \times 14.20} = 0.289$$

$$\mu = 0,289 < \mu_0 = 0,392 \quad A'_s = 0$$

⇒

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,289}) = 0.437$$

$$\alpha = 1 - 0,4\alpha = 0.824$$

$$A_s = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{24.97 \times 10^4}{0.824 \times 45 \times 34} = 19.35 \text{ cm}^2 \text{ on opte pour } 10T16 \quad A_s = 20.11 \text{ cm}^2$$

➤ En travée :

$$(Sp_1) \Rightarrow M_{sp1} = 17.00 \text{ t.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow M_{sp2} = 12.51 \text{ t.m}$$

$\frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 1.35 > 1,15$ donc le calcul se fait sous le 1^{ème} genre (Sp_1)

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{17.00 \times 10^4}{30 \times 45^2 \times 14.20} = 0.197$$

$$\mu = 0,197 < \mu_1 = 0,392 \quad \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\eta = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\eta}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,197}) = 0,276$$

$$\eta = 1 - 0,4\eta = 0,889$$

$$\eta \eta = \frac{M}{\beta d^2} = \frac{17 \cdot 10^4}{0,889 \times 45 \times 34} = 12,21 \text{ cm}^2 \quad \text{on opte pour } \mathbf{8T14 \text{ As} = 12,32 \text{ cm}^2}$$

➤ Les vérifications

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 b x d x f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 45 \times 2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2.$$

Adopté > Amin condition vérifiée.

Vérification des contraintes (ELS) :

➤ En travée :

Il faut vérifier que :

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

Le moment maximum en travée Mser = 12,48 t. m

$$M_u = 17,00 \text{ t. m}$$

$$\gamma = \frac{17,00}{12,48} = 1,36$$

$$\alpha \leq \frac{1,36 - 1}{2} + \frac{25}{100} \quad \alpha \leq 0,43 \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ En appuis :

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

Le moment maximum en travée Mser = 18,35t. m

$$M_u = 24,97 \text{ t. m}$$

$$\gamma = \frac{24,97}{18,35} = 1,36$$

$$\alpha \leq \frac{1,36 - 1}{2} + \frac{25}{100} \quad \alpha \leq 0,43 \quad \text{condition vérifiée}$$

Contrainte de cisaillement

$$\sigma_s = \frac{M}{I} \times \frac{1.00 \times 100}{30 \times 45} = 0.074 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{M}{I} \times \frac{1.00 \times 100}{30 \times 45}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\sigma_s = 0.056 \text{ MPa} < \sigma_{s,lim} = 3.33 \text{ MPa}$$

condition vérifiée

Calcul les armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_l)$$

$$\Phi_t \leq \min (14.2 ; 30 ; 16)$$

On adopte : $\Phi_t = 12 \text{ mm}$

Calcul de L'espacement

$$St \leq \min (0.9d; 40\text{cm}) \quad St \leq 32.4\text{cm}$$

$$St \leq \min (52.65 ; 40\text{cm})$$

Zone nodale : $St \leq \min (h/4; 12\Phi_t; 30\text{cm})$

$$St \leq \min (12.5 ; 19.20; 30\text{cm})$$

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

Zone courante :

$$St \leq h/2 \quad St = 25 \text{ cm} \quad \text{on opte pour } St = 20 \text{ cm}$$

$$At = 0.003 \times St \times b = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2 \quad 4\Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

La longueur de recouvrement

D'après le R.P.A 99 (version 2003), la longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.

$$L = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \text{ on prend } L = 60\text{cm}$$

Vérification de la section d'armatures minimale

$$\frac{A_t \times \sigma_s}{\sigma_{s,lim}} \geq 0.4 \text{ MPa} \quad ; \quad 0.4 \text{ MPa} \text{ } = \frac{2.01 \times 0.074}{3.33} = 0.4 \text{ MPa}$$

$$\frac{2.01 \times 0.074}{3.33} \geq 0.4$$

Chapitre V: Ferrailage des éléments Structuraux

$$\frac{0,4 \times 30}{235} = 0,051 \quad \left\{ \begin{array}{l} \geq 0,030 \\ = 20 \\ = 1,02 \geq 0,765 \end{array} \right. \quad \text{é} \text{é} \text{é} \text{é} \text{é}$$

Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \quad 0,833 > 0,0625 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10M_0} \quad 0,833 > 0,059 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{bd} < \frac{4,2}{f_e} \quad 0,0096 < 0,0105 \quad \text{condition vérifiée}$$

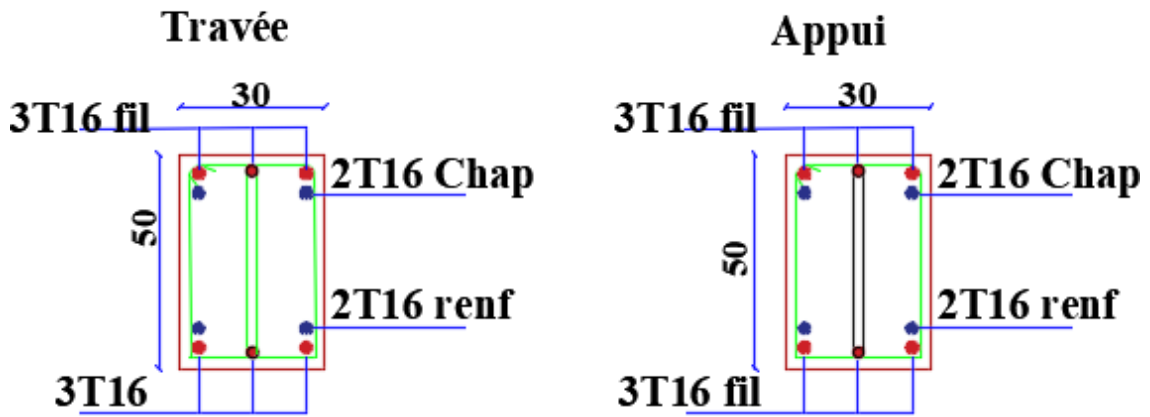
Donc il est inutile de calculer la flèche

Résultats de calculs de ferrailages des poutres

Tableau V.1: Ferrailages des poutres principales 30x50 (cm)

Niveau		M1(t.m)	M2(t.m)	M1/M2 (t.m)	Moment de calcul (t.m)	A _s calcul (cm ²)	A _{RPA} calcul (cm ²)	A adopter (cm ²)	A Choisie
Terrasse	En travée	17.00	12.51	1.35	17.00	12.21	6	20.1	10T16
	Sur appuis	24.97	20.13	1.24	24.97	19.35		20.11	10T16
Etages courants	En travée	21.71	15.78	1.37	21.71	16.27	6	22.12	11T16
	Sur appuis	33.67	25.20	1.33	33.67	29.26		31.42	10T20

Terrasse



Etage Courant

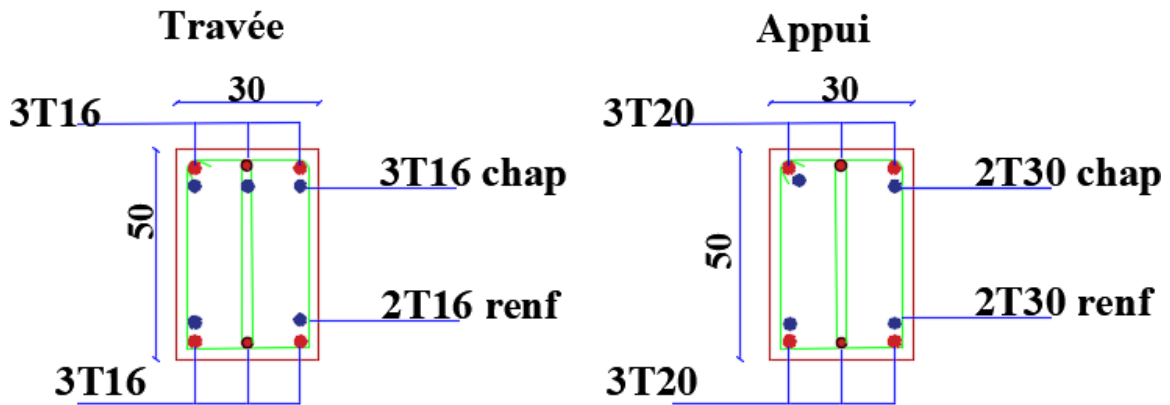


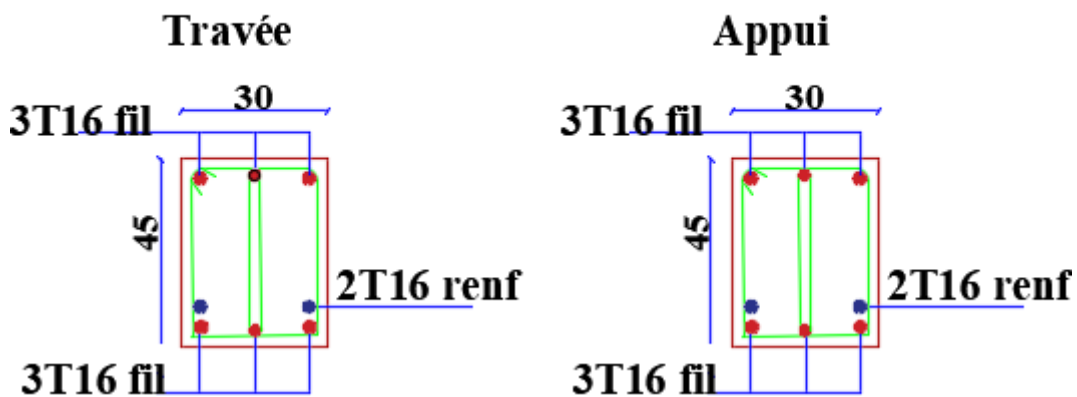
Figure V.2 Ferrailage Poutre Principale

➤ Poutre secondaire

Tableau V.2: Ferrailage des poutres secondaires 30x45 (cm)

Niveau	Endroit	M1(t.m)	M2(t.m)	M2/M1 (t.m)	Moment de calcul (t.m)	A _s calcul (cm ²)	A _{RPA} calcul (cm ²)	A adopter (cm ²)	A Choisie
Terrasse	En travée	13.00	10.02	1.29	13.00	10.29	6	16.08	8T16
	Sur appuis	18.37	14.44	1.27	18.37	15.44		16.08	8T16
Etages courants	En travée	15.23	12.85	1.18	15.23	12.23	6	13.85	9T16
	Sur appuis	25.67	20.33	1.26	25.67	24.06		24.13	12T16

Terrasse



Etage Courant

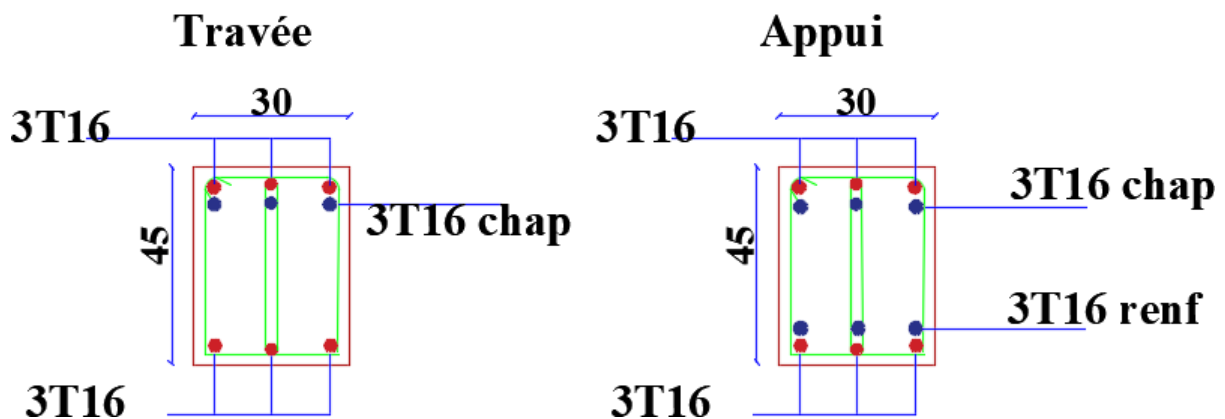


Figure V.3 : ferrailage des poutres Secondaires

V.5. Etude des poteaux :

Ce sont des éléments verticaux qui servent à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

➤ Méthode de calcul

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion, un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée.

La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les 6 Combinaisons suivante :

- **1^{er} Genre : $1,35G+1,5Q$** \Rightarrow $[N_{min} ; M_{coresp}] \rightarrow A_1$
 $[N_{max} ; M_{coresp}] \rightarrow A_2$
 $[M_{max}; N_{coresp}] \rightarrow A_3$

- **2^{eme} Genre: $0,8G \pm E$ et $G+Q+E$** $\Rightarrow [N_{min}; M_{coresp}] \rightarrow A_1$
 $[N_{max}; M_{coresp}] \rightarrow$
 $A_2 [M_{max}; N_{coresp}]$
 $\rightarrow A_3$

Tableau V.3: Les sollicitations défavorables du 1er genre :

Combinaison		(30x65)
1.35G+1.5Q		
(a)	N_{min}	10.63
	M_{coresp}	0.554
(b)	N_{max}	321.89
	M_{corr}	0.080
(c)	M_{max}	21.71
	N_{corr}	34.96

Tableau V.4 : les sollicitations défavorables du 2eme genre

Combs.		(30x65)
(a)	N_{min}	136.36
	M_{coresp}	1.257
(b)	N_{max}	236.63
	M_{corr}	0.651
(c)	M_{max}	23.03
	N_{corr}	33.51

➤ **Exemple de calcul :**

Section (45x65) cm²

Sens longitudinale :

Données :

- Largeur du poteau b= 45 cm.
- Hauteur de la section ht =65 cm.
- Enrobage c = 2,5 cm.

- Hauteur utile des aciers tendus $d = ht - c = 62.5 \text{ cm}$
- Contrainte des aciers utilisés $f_e = 400 \text{ Mpa}$
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$.
- Fissuration peu préjudiciable

➤ **Combinaison du 1^{er} genre**

a. $S_{100} = 100.000 \text{ cm}^2$ $S_{1000} = 1.000.000 \text{ cm}^2$

-Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0.554}{10.63} = 0.0521 \text{ m}$$

$$Mu = Nu \left(d - \frac{h}{2} + e \right) = 10.63 \left(0,625 - \frac{0,65}{2} + 0.0521 \right) = 3.74 \text{ t.m}$$

-Vérification si la section est surabondante :

$$Nu \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h = 336.43 \text{ t} \quad Nu = 10.63 < 336.43 \text{ t} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$Mu \leq Nu \cdot d \left(1 - \frac{0,514 Nu}{b \cdot d \cdot f_{bc}} \right) = 10.63 \times 0.625 \left(1 - \frac{0,514 \times 10.63}{0.45 \times 0.625 \times 14.20 \times 10^2} \right) = 6.55 \text{ t.m}$$

$6.55 > 3.74 \text{ t.m}$ Condition vérifiée.

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures sont pas nécessaires donc ($A_s = 0$)

$S_{100} = 100.000 \text{ cm}^2$ $S_{1000} = 1.000.000 \text{ cm}^2$

- Détermination le centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0.080}{321.89} = 0.00025 \text{ m}$$

$$Mu = Nu \left(d - \frac{h}{2} + e \right) = 321.89 \left(0,625 - \frac{0,65}{2} + 0.00025 \right) = 96.64 \text{ t.m}$$

-Vérification si la section est surabondante

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h = 336.43 \text{ t} \quad Nu = 321.89 < 336.43 \text{ t} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ Mu \leq Nu \cdot d \left(1 - \frac{0,514 Nu}{b \cdot d \cdot f_{bc}} \right) = 321.89 \times 0.625 \left(1 - \frac{0,514 \times 321.89}{0.45 \times 0.625 \times 14.20 \times 10^2} \right) = 117.83 \text{ t.m} \end{array} \right.$$

Chapitre V: Ferrailage des éléments Structuraux

117.83 > 96.64 t.m ... Condition vérifiée.

la section est surabondante, les armatures sont pas nécessaires donc ($A_s=0$)

c. $\square\square\square\square = \square\square.\square\square\square.\square$ $\square\square\square\square\square\square\square\square = \square\square.\square\square\square$

- Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{21.71}{34.96} = 0.621$$

$$M_u = N_u \left(d \frac{h}{2} + e \right) = 34.96 \left(0.625 \frac{0.65}{2} + 0.621 \right) = 32.19 \text{ t.m}$$

-Vérification si la section est surabondante :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h = 336.43 \text{ t} \quad N_u = 34.96 \text{ t} < 336.43 \text{ t} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - \frac{0,514 N_u}{b \cdot d \cdot f_{bc}} \right) = 34.96 \times 0.625 \left(1 - \frac{0,514 \times 34.96}{0.45 \cdot 0.625 \cdot 14 \cdot 20 \cdot 10^2} \right) = 20.86 \text{ t.m} \end{array} \right.$$

32.19 > 20.86 t.m ... Condition non vérifiée.

Les deux conditions ne sont pas vérifiées donc la section n'est pas surabondante, les armatures sont nécessaires

Armature minimal RPA99/2003

$$A_{min} = 0,008 \times 45 \times 65 = 23.4 \text{ cm}^2$$

Tableau V.5: Les sections min et max imposée par le R.P.A 99(version 2003)

Famille de poteaux	Amin cm ²	Amax1=4%b.ht (zone courante) cm ²	Amax2=6%b.ht (zone de recouvrement) cm ²
(45x65) cm ²	23.40	117	175.5

Tableau V.6: Ferrailage des poteaux

Section	Com	1 ^{er} genre			2 ^{eme} genre			Amin (cm ²)	Aadoptée (cm ²)
		N _U (t)	M _u (t.m)	A _{cal} (cm ²)	N _U (t)	M _u (t.m)	A _{cal} (cm ²)		
(45x60)	(a)	10.63	0.554	0	136.36	1.257	0	23.40	6T16+6T16 As=24.13
	(b)	321.89	0.008	0	236.63	0.651	0		
	(c)	34.96	21.71	11.26	33.51	25.03	0.27		

➤ Les vérifications

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Le poteau le plus sollicité (45X60) cm²

$$S = 15.48t = 154.8KN$$

Contrainte tangente :

$$\tau = \frac{S}{(b \cdot h)} = \frac{154.8 \cdot 10^3}{(450 \cdot 650)} = 0.52 \text{ MPa}$$

Contrainte tangente admissible : $\tau_{adm} = \min(0.13 \cdot 28 ; 5) = 3.25 \text{ MPa}$.

$$\tau = 0.52 < \tau_{adm} = 3.25 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

Pas de risque de cisaillement.

- **Calcul des armatures transversales**

Calcul de l'espacement

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

-En zone nodale : $s \leq \min(10 \phi ; 15) = 14$ Soit $s = 12$.

-En zone courante : $s \leq 15 \phi = 21$ Soit $s = 20$.

- **La longueur minimale des recouvrements est de**

- 40 ϕ en zone I et II => L = 40x1.4 = 56 cm

On prend L=60cm

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

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{V}{f_t}$$

- V : Effort tranchant de calcul

- S_t : hauteur totale de la section brute

- f_t : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

- ρ_a : est un coefficient correcteur égale à 2,5 si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$ et à 3,75 dans le cas contraire.

- s_t : Espacement des armatures transversales.

e) Calcul de l'élançement géométrique λ_g :

$$\lambda_g = \frac{l_0}{i} = \frac{0.7 \times 3.23}{0.45} = 5.02 > 5 \text{ donc } \rho_a = 2.5 \quad (\text{d'après le RPA.99 "Art 7.4.2.2"}).$$

Avec :

l_0 : Longueur de flambement du poteau.

i : Dimension de la section droite du poteau.

$$i = 0.7 \times 40$$

$$\text{donc } A_t = \frac{\rho_a \cdot V}{f_{ct}} = \frac{12 \times 2.5 \times 15.48 \times 1}{65 \times 400} = 1.78 \text{ cm}^2$$

on adopte **4T8** $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

• Quantité d'armatures transversales minimales :

$$0.3\% < \frac{A_t}{S} < 0.8\% \Rightarrow 0.3\% < \frac{2.01}{12 \times 45} < 0.8\% \Rightarrow 0.3\% < 0.37\% < 0.8\% \quad \text{vérifiée}$$

0.3%

• Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

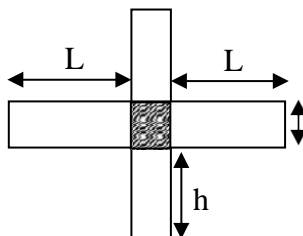
$$\frac{A_t \cdot f_{ct}}{b \cdot S} \geq \max(\tau_c; 0.4 \text{ MPa}) = 0.52 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq \frac{0.4 \cdot S \cdot \tau_c}{f_{ct}} \text{ Ronds lisses} \rightarrow A_t = 235 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{0.52 \times 20 \times 45}{0.85 \times 0.85 \times 235} = 1.99 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \times 235 \dots$$

• Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.



$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60 \text{ cm} \right) = \text{Max} \left(\frac{323}{6}; 45; 65; 60 \right) = 60 \text{ cm}$$

$$l' = 2 \cdot h' = 2 \times 60 = 120 \text{ cm}$$

• **Vérification du flambement :**

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximale que peut supporter un poteau sans subir les instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

$$N_d \leq \frac{N_{Rd}}{\gamma_c} = \frac{N_{Rd}}{\gamma_c} \left[\frac{A_{ca}}{A_{re}} + \frac{A_{sa}}{A_{ca}} \right]$$

A_{ca} : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul

A_{re} : Est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle, un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie

$\gamma_c = 1,5$; Coefficient de sécurité de béton (cas durable)

$\gamma_s = 1,15$; Coefficient de sécurité de l'acier

η : Est un coefficient en fonction d'élançement λ mécaniques qui prend les valeurs.

$$\eta = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots \dots \dots \text{Pour } \lambda \leq 50$$

$$\eta = 0.6 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \dots \dots \dots \text{Pour } \lambda \geq 50$$

L'élançement mécanique est donné par :

$$\lambda = \frac{3.46 l_0}{i} \text{ Pour la section rectangulaire}$$

$$\lambda = \frac{4 l_0}{i} \text{ Pour la section circulaire}$$

l_0 : Longueur de flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, comme exemple de calcul, on prendra le même exemple qu'on a pris pour l'exemple de calcul de ferrailage.

$$N_d = 321.89 \text{ t} = 3218.9 \text{ kN}$$

$$l_f = 226.1 \text{ cm} \quad \lambda = \frac{3.46 \times 226.1}{450} = 17 < 50$$

$$\eta = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{17}{35} \right)^2} = 0.81$$

$$Br = (0.45-0.02) \times (0.65-0.02) = 0.2709 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{\square} = 0.81 \times \left[\frac{0.2709 \times 25 \times 10^3}{0.9 \times 1.} + \frac{23.40 \times 10^{-3} \times 400 \times 10^3}{1.15} \right] = 10656.19 \text{ kN}$$

$N_d = 3218.9 \leq \sigma_{\square} = 10656.19 \text{ kN}$ donc pas de risque de flambement.

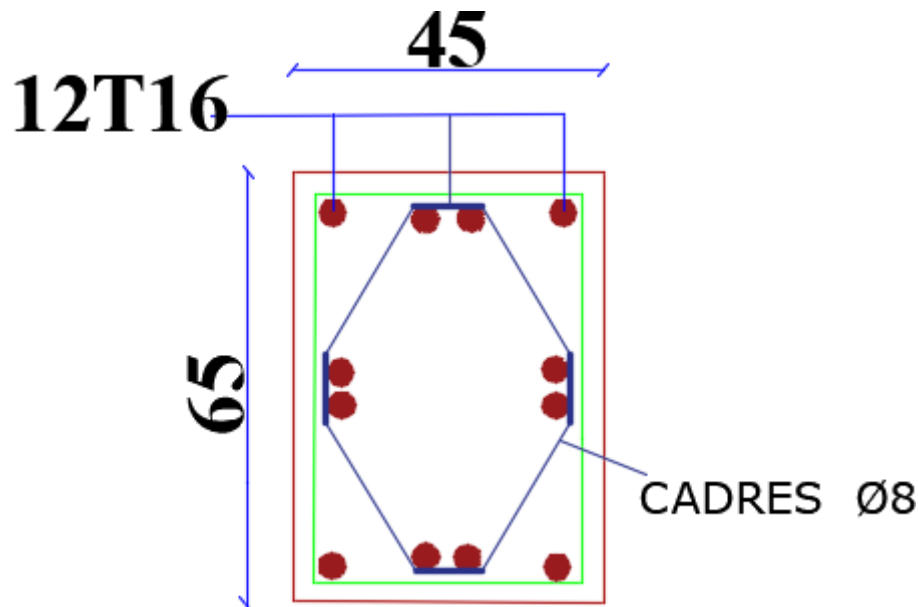


Figure V.4: Exemple de ferrailage de poteaux

V.6. ÉTUDE DES VOILES

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction verticale surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction.

Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

On utilise les voiles dans tous les bâtiments, quelles que soient leurs destinations (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels...).

-Le système de contreventement :

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux vents "action climatique" ou aux séismes (action géologique).

Dans notre construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique); ce système de contreventement est conseillé en zone sismique, car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structures qui obéissent à des lois de comportement différentes. de l'interaction portique – voiles, naissent des forces qui peuvent changer de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'à ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacements. Par conséquent, une attention particulière doit être observée pour ce type de structure :

Conception :

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (torsion).
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher).
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

-Calcul :

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

V.6.1. Principe de calcul

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable selon les combinaisons suivantes :

- 1) $G + Q \pm E$ (vérification du béton)
- 2) $0,8G + E$ (calcul des aciers de flexion)

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement R.P.A 99(version 2003).

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- armatures verticales
- armatures horizontales (parallèles aux faces des murs)
- armatures transversales

La méthode de calcul

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{A} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85.f_{c28}}{1,15} = 18.5 \text{ MPa}$$

Avec : N : Effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant appliqué.

A : Section du voile.

V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : Moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

1. a-1^{er} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue "

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{\min} = 0,15.a.L$$

1. b-2^{eme} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée "

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$A_v = F_t / f_e$; on compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

-Si : $A_v < A_{\min} = 0,15 \% a.L$, on ferraille avec la section minimale.

-Si : $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .

1. c-3^{eme} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on

calcule le volume des contraintes pour la zone tendue

V.6.2. Exigence du RPA99/2003 (7.7.4)

Aciers verticaux :

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20%.

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau ,la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20% de la 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 du voile.

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

Aciers horizontaux :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\varnothing$. Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

Règles communes

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %
- En zone courante 0,10 %

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :

$$s \leq 1,5 a \quad s \leq 30 \text{ cm}$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $40\varnothing$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible ;
- $20\varnothing$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

-Armatures transversales :

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieur ou égal à 12 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieur ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

V.6.3. Ferrailage des voiles contreventement

Voile continue du sous sol au 5^{ème} étage

-Détermination des contraintes

$$\begin{array}{r} \square \\ \square_1 = \frac{M.V}{\square} \\ + \\ \square \\ \square_2 = \frac{M.V}{\square} \\ - \end{array}$$

-Calcul des armatures verticales :

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

$$A_{\min} = 0,15\% . a . L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre (L = 1 m)

$$A_{\min} = 0,15\% \times a \times 1 \text{ m} = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

-Le diamètre : $D \leq 1/10 \times a$ (mm)

$$D \leq (1/10) . 200$$

$$D \leq 20 \text{ mm}$$

On adopte : $D = 12 \text{ mm}$

-L'espacement :

-Selon le BAEL 91, on à :

$$St \leq \min \{ 2.a, 33 \text{ cm} \}$$

$$St \leq \min \{ 40, 33 \text{ cm} \} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots (1).$$

- Selon le R.P.A 99 (version 2003) on à :

$$St \leq \min \{ 1,5 \times a ; 30 \text{ cm} \}$$

$$St \leq \min \{ 30, 30 \text{ cm} \} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots (2).$$

Donc : $St \leq \min \{ St_{BAEL} ; St_{R.P.A 99} \}$

Chapitre V: Ferrailage des éléments Structuraux

$St \leq 30$ cm

On adopte un espacement de 20 cm.

Tableau V.7: les sollicitations des voiles

Voiles	Longueur L(m)	Epaisseur a (m)	N(t)	M (t.m)
5	4.20	0.2	26.75	9.715
4	4.20	0.2	287.89	15.183
3	4.20	0.2	5.62	15.10
2	4.20	0.2	2.23	21.51
1	4.20	0.2	9.98	41.44
RDC	4.20	0.2	22.72	12.96
Sous sol	4.20	0.2	30.79	9.715

Tableau V.8: Contraintes σ , τ des voiles et ferrailage

Voiles	Section A(m ²)	Inertie I (m ⁴)	V	σ	τ	Amin	As	Choix	Adopté
5	0.84	0.56	3.8	85.15	92.82	8.76	10.96	8T14	12.32
4	0.84	0.56	16.63	73.23	91.15	9.31	10.86	8T14	12.32
3	0.84	0.56	2.025	2.92	2.56	10.58	5.52	7T14	10.78
2	0.84	0.56	0.9263	72.64	61.39	7.69	8.36	6T14	9.24
1	0.84	0.56	0.9263	84.41	34.42	4.851	6.57	5T14	7.70
RDC	0.84	0.65	0.9263	124.97	10.31	1.281	4.10	3T14	4.62
Sous sol	0.84	0.54	2.10	98.62	65.58	5.625	5.63	4T14	6.16

Chapitre VI :

Etude de

l'infrastructure

VI.1. Introduction:

Les fondations ont pour but de transmettre les charges et les surcharges de la superstructure au sol, leur choix dépend essentiellement de la contrainte du sol et des charges de l'ouvrage

❖ On distingue deux types de fondations :

❖ **Fondations superficielles**

Elles sont utilisables pour les sols de bonne capacité portante, elles permettent la transmission directe des efforts au sol, on a trois types de semelles:

- ✓ Semelles isolées.
- ✓ Semelles Filantes.
- ✓ Radiers générales.

❖ **Fondations profondes**

Elles sont utilisées pour les mauvais sols de faible capacité portante la transmission des efforts est assurée par d'autres éléments :

- ✓ semelles sur pieux.
- ✓ semelles sur puits.
- ✓ semelles sur les parois moulées.

VI.2. Choix de type de fondation :

- La nature de l'ouvrage à fonder : pont, habitation, industriel, soutènement
- La nature du terrain : connaissance du terrain par sondages et définition de ses caractéristiques.
- Le site : urbain, campagne, montagne, bord de mer
- La mise en œuvre des fondations : matériel disponible et compétences
- Le type d'entreprise : matériel disponible et compétences
- Le coût des fondations : facteur important mais non décisif.

D'après le rapport du sol, la structure sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de 1.8 bars pour une profondeur 1.5 m.

VI.3. Combinaison D'action :

- Pour le dimensionnement ELS (G+Q).
- Pour le Ferrailage ELU (1.35G + 1.5Q).
- Pour les vérifications 0.8G+E et G+Q+E .

VI.4. Etude des fondations:

VI.4.1. Semelle filante :

La semelle filante continue sous poteaux travaillent sous des contraintes linéaires réparties, pour cela elle doit être suffisamment rigide pour ne pas se comporter comme une poutre sur un sol élastique, on doit donc vérifier la longueur élastique « L_e » telle que :

Chapitre VI: Etude de l'infrastructure

$$L_e = \sqrt{\frac{EI}{K_s}}$$

Avec :

- E : module d'élasticité du béton = 21000 MPa
- K_s : Coefficient de raideur du sol = 4000 t/m³
- I : moment d'inertie de la semelle $I = \frac{B h^3}{12}$
- B : largeur de la semelle
- a : le côté du poteau
- h_t : hauteur de la semelle d'après BAEL91 $\rightarrow \frac{a}{9} \leq h_t \leq \frac{a}{6}$
- l : longueur maximal entre axes des poteaux
 $\rightarrow \frac{l}{a} \leq 10$: Le calcul se fera avec une répartition linéaire et il n'y a pas lieu de faire un calcul relatif à la poutre sur un sol élastique
 $\rightarrow \frac{l}{a} \geq 10$: La répartition des contraintes n'est pas linéaire et le calcul se fera relativement à la théorie de la poutre sur un sol élastique

VI.4.2 Pré dimensionnement de la semelle :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment ($S_s/S_b < 50\%$).

La surface de la semelle est donnée par : $S \geq \frac{N_t}{\sigma_{sol}}$

Avec :

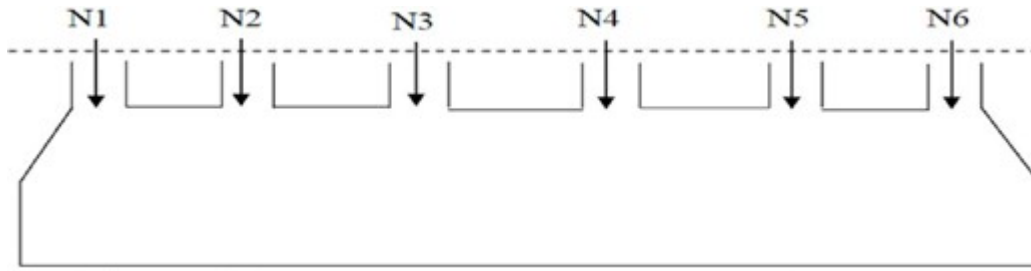
- S = La surface totale de la semelle ,
- $\sigma_{sol} = 2 \text{ bar} = 20 \text{ t/m}^2$
- ❖ La Largeur B de la semelle continue doit vérifier la condition suivante :

$$B \geq \frac{N_t}{\sigma_{sol} \times L}$$

Avec :

- N_t : effort transmise par l'ensemble des poteaux liés par la semelle.
- L : Longueur totale entre axes
- σ_{sol} : La contrainte admissible du sol à court terme ($\sigma_{sol} = 2 \text{ bar}$)
- La hauteur de la semelle : $h_t \geq \frac{a}{4}$; $H_t = d + 5 \text{ cm}$
 - ❖ $L = \sum l_i + 2l'$
 - L : Longueur de la semelle
 - l_i : Longueur de chaque travée
 - l' : Le débordement
 - ❖ $S = \frac{L \times B}{10000}$

Chapitre VI: Etude de l'infrastructure



FigureVI-1: Disposition des semelles suivant Ly

Les résultats du dimensionnement continues et la vérification de la longueur élastique sont représentés dans les deux tableaux suivants :

Tableau VI.1 : Dimensionnement des semelles

Semelles	Nt(t)	L(m)	B _{cal}	B _{choisie} (m)	Ht de la poutre(m)	Ht de la semelle(m)
SF1	578.27	22	1.31	1.70	1	1.40
SF2	992.54	26.50	1.87	2.40	1.40	1.30
SF3	77.62	6.10	0.64	0.80	1	1.20
SF4	258.89	17.50	0.74	1	1.20	1.30

Tableau VI.2 : Vérification de la longueur élastique

Semelle	I (m ⁴)	L _e (m)	$\frac{L_e}{B}$ (□)	L _{max} (m)	Réaction linéaire
SF1	0.2825	3.86	6.07	6	OUI
SF2	0.0553	3.92	6.15	6	OUI
SF3	0.0990	3.53	5.55	5.10	OUI
SF4	0.1720	3.84	6.03	6	OUI

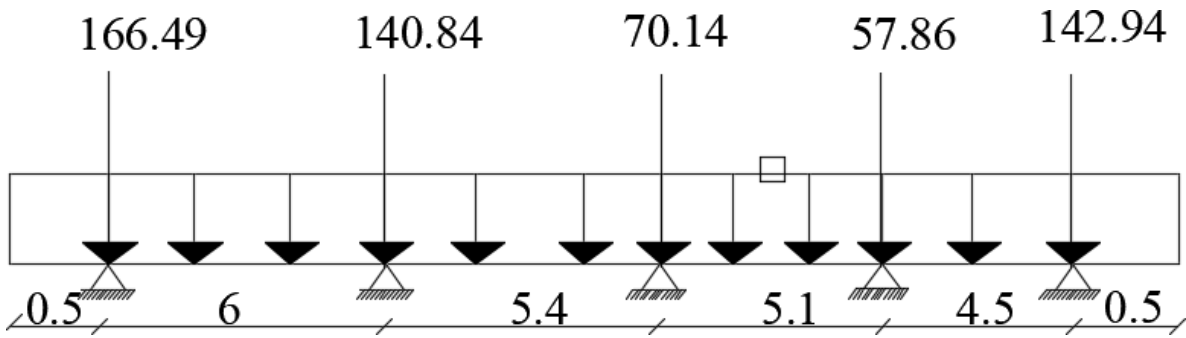
VI.5.Calculs des armatures:

Le ferrailage se calcule par la méthode de bielles

- $\sigma_s = \frac{\sum \sigma_{s,i} (x_i - x_c)}{8 \sigma_{s,i} x_i}$
- Ancrage : $L_s = 40\varnothing = 50 \times 10 = 500 \text{ cm}$
- $\sigma_s = \frac{3 \sigma_{s,i} + \sigma_c}{4}$

Chapitre VI: Etude de l'infrastructure

FigureVI-2 :Semelle filante SF01 : On a une semelle filante sous cinq (05) poteaux



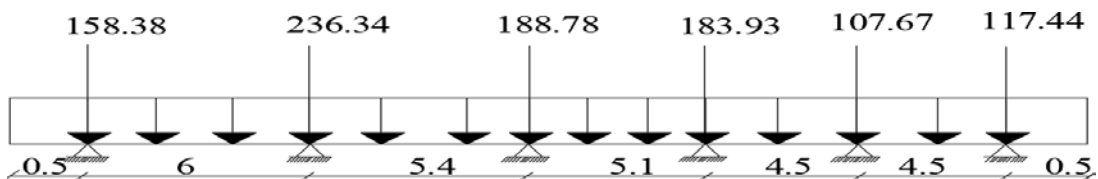
Le ferrailage se calcule par la méthode de bielles

- $\sigma_{\square} = \frac{\sum \square \square \square \square (\square - \square)}{8 \square \square \square \square}$
- Ancrage : $L_s = 40\varnothing = 50 \square 10 = 500 \square \square$

Tableau VI.3 : Données de la SF01

SF01						Largeur B m	Longueur L m	Hauteur H m	A _{cal} cm ² /ml	A _{adopté} cm ² /ml	Espacement Cm ² /ml
	U	ELS	U								
Coef de raideur K	4000	t/m ³	\square_1	25.27	t/m ²	0.75	22	1.40	14.05	10T14 =15.39	20
Coef du sol	20	t/m ²	\square_2	2.59	t/m ²						
Largeur de la Poutre	0.30	m	\square_m	19.60	t/m ²						
Ancrage	0.50	m	q-ELU	29.4	t/m						
Poutre de Libage	b	H	0				A _{adop appuis} 10T14=15.39cm ²		A _{adopTravée} 6T12=6.79cm ²		
	30	2.2									

FigureVI-3 :Semelle filante SF02: On a une semelle filante sous six (06) poteaux



Chapitre VI: Etude de l'infrastructure

Tableau VI.4: Données de la SF02

SF02						Largeur B	Longueur L	Hauteur H	A _{cal}	A _{adopté}	Espacement
		U		ELS	U	m	m	m	Cm ² /ml	Cm ² /ml	Cm ² /ml
Coef de raideur K	4000	t/m ³	□ ₁	17.4	t/m ²	0.75	26.50	1.20	15.05	8T16 =16.08	20
Coef du sol	20	t/m ²	□ ₂	2.71	t/m ²						
Largeur de la Poutre	0.30	m	□ _m	13.7	t/m ²						
Ancrage	0.50	m	q _U ^{EL}	53.59	t/m						
Poutre de Libage	b	h						A _{adop appuis} 10T14=15.39cm ²		A _{adopTravée} 6T12= 6.79cm ²	
	30	4.4									

FigureVI-4 :Semelle filante SF03 : On a une semelle filante sous deux (02) poteaux

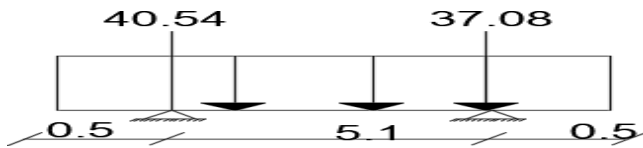
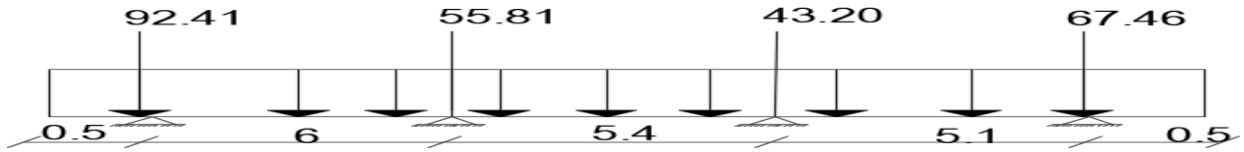


Tableau VI.5 : Données de la SF03

SF03						Largeur B	Longueur L	Hauteur H		A _{adopté}	Espacement
		U		ELS	U	m	m	m	Cm ² /ml	Cm ² /ml	Cm ² /ml
Coef de raideur K	4000	t/m ³	□ ₁	20.5	t/m ²	0.75	6.10	0.40	2.48	7T12 =7.91	20
Coef du sol	20	t/m ²	□ ₂	-7.4	t/m ²						
Largeur de la Poutre	0.30	m	□ _m	13.5	t/m ²						
Ancrage	0.50	m	q _U ^{EL}	30.2	t/m						
Poutre de Libage	b	h						A _{adop appuis} 10T14 =15.39cm ²		A _{adopTravée} 6T12=6.79cm ²	
	30	2.5									

Chapitre VI: Etude de l'infrastructure

FigureVI-5: Semelle filante SF04 : On a une semelle filante sous quatre (04) poteaux



TableauVI.6 : Donnés de SF04

SF04						Largeur B m	Longueur L m	Hauteur H m	A _{cal} Cm ² /ml	A _{adopté} Cm ² /ml	Espacement Cm ² /ml
		U t/m ³		ELS t/m ²	U t/m ²						
Coefficient de raideur K	4000	t/m ³	□ ₁	23.47	t/m ²	0.75	17.50	0.40	3.55	7T12 =7.92	20
Coefficient du sol	20	t/m ²	□ ₂	0.59	t/m ²						
Largeur de la Poutre	0.30	m	□ _m	17.46	t/m ²						
Ancrage	0.50	m	q.E LU	23.82	t/m						
Poutre de Libage	b	h					A _{adop appuis} 10T14=15.39cm ²			A _{adopTravée} 6T12=6.79cm ²	
	30	1.5									

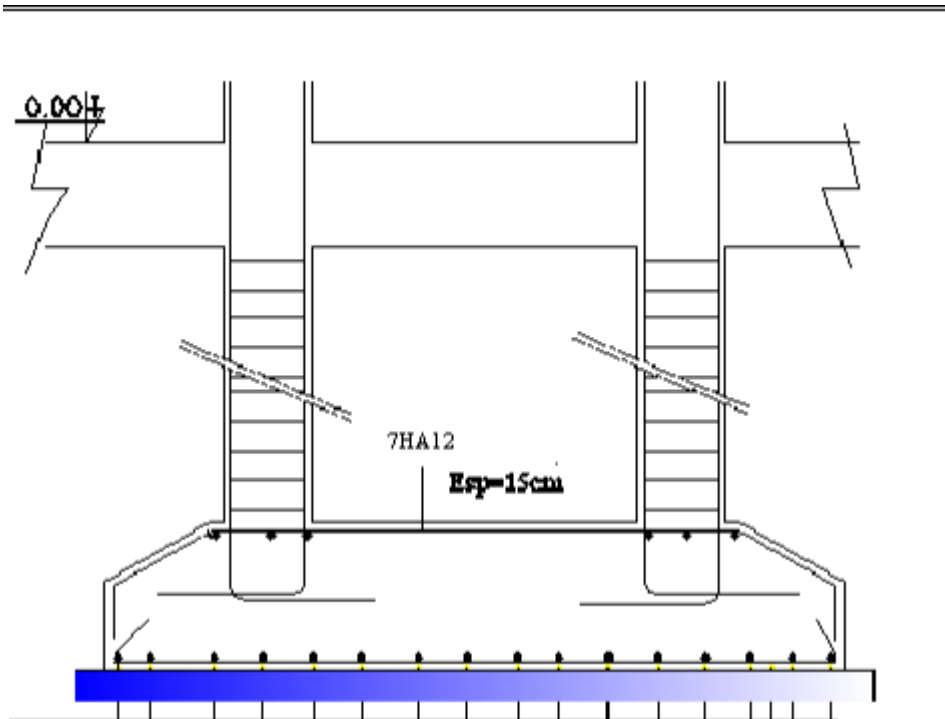


Figure VI 6 – Exemple du ferailage de la Semelle filante sous deux Poteaux

VI-6 ETUDE DES LONGRINES:

Les longrines ont pour rôle :

- Chainer les semelles entre elles.
- Rigidifier l'infrastructure.
- Empêcher le déplacement des semelles l'une par rapport à l'autre.

Selon le R.P.A 99v2003, les longrines doivent avoir les dimensions minimales suivantes : (25x30) cm² pour les terrains de consistance moyenne.

Dans notre cas on optera pour des longrines de section (30x40)cm².

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force

$$\sigma = \frac{N_{max}}{A} \geq 20 \text{ MPa}$$

Avec N_{max} : qui est égal à la valeur maximale des charges verticales de gravités apportées par les points d'appuis solidarisés.

α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considéré

Dans notre cas $\alpha = 12$

$$N_{max} = 2363,4 \text{ KN}$$

$$\sigma = \frac{2363,4}{A} = 196,95 \geq 20 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{196,95}{348} = 5,65 \text{ cm}^2$$

- Les armatures transversales

Elles doivent être telle que :

$$\rho = \frac{A_t}{b \cdot h} \geq \frac{h}{35} \left(\frac{f_{ct}}{f_{ctd}} \right) = \frac{h}{35} \left(\frac{f_{ct}}{f_{ctd}} \right)$$

On adopte des cadres diamètre $\Phi 8$ avec un espacement: $S_t \leq \min(20 \text{ cm}, 15\Phi)$

- Condition de non fragilité

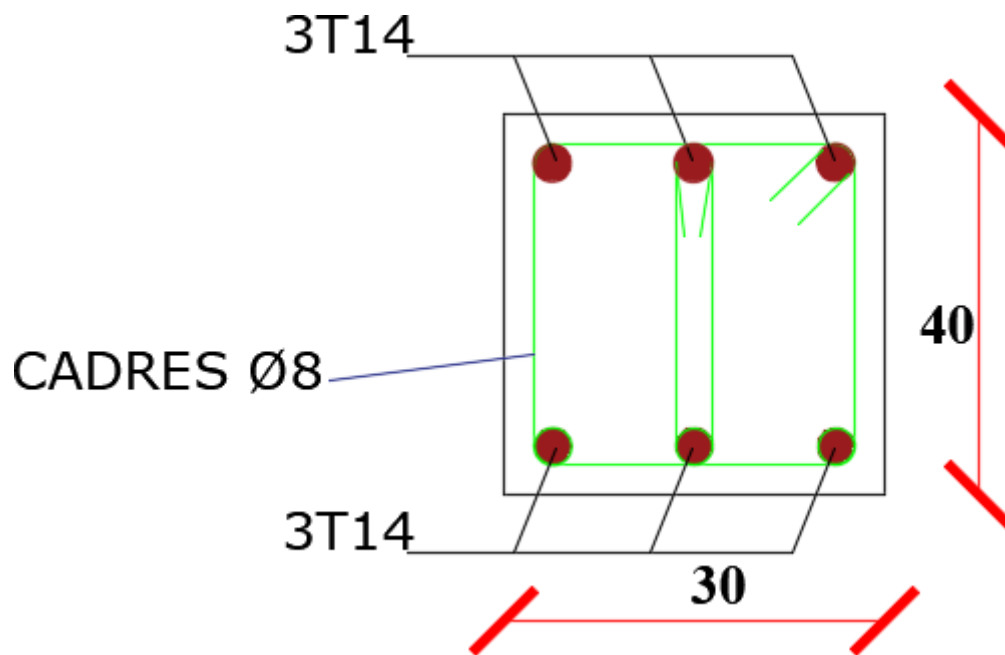
$$A_{min} = 0,85$$

$$A_{RPA} = 0,6\% B \times h = 7,2 \text{ cm}^2$$

$$A_s = (A_{RPA} ; A_{min} ; A_{s \text{ cal}}) = 7,2 \text{ cm}^2$$

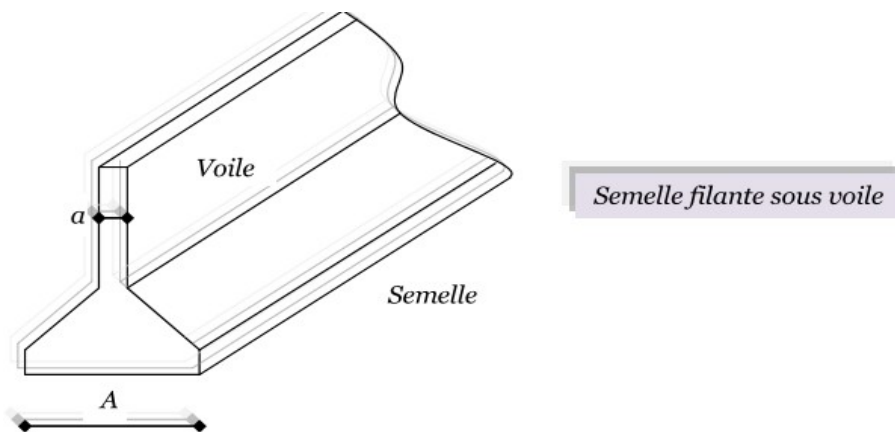
On prend: $A_s = 6 \text{ HA}14 = 9,24 \text{ cm}^2$

VI-6.1.Schema du ferrailage:



FigureVI-7 : ferrailage de la Longrine

VI. 7.Semelle filante sous voile:



FigureVI-8 : Semelle Filante sous voile

➤ **Dimensionnement :**

Tableau VI -7 : Dimensionnement de la semelle des voiles

Voiles	Nt(t)	L(m)	B _{cal}	B _{choisie(m)}	Ht de la semelle(m)
V1	123.89	3	0.60	0.8	3.20
V2	186.24	2.25	0.45	0.7	2.20

Tableau VI-8 : Ferrailage semelle des voiles

Voiles	A _{cal}	A _{min}	As
V1	6.84	3	7T12=7.92cm ²
V2	8.09	3	6T14=9.24 cm ²

VI.8. Calcul du mur de soutènement:

VI.8.1. Introduction :

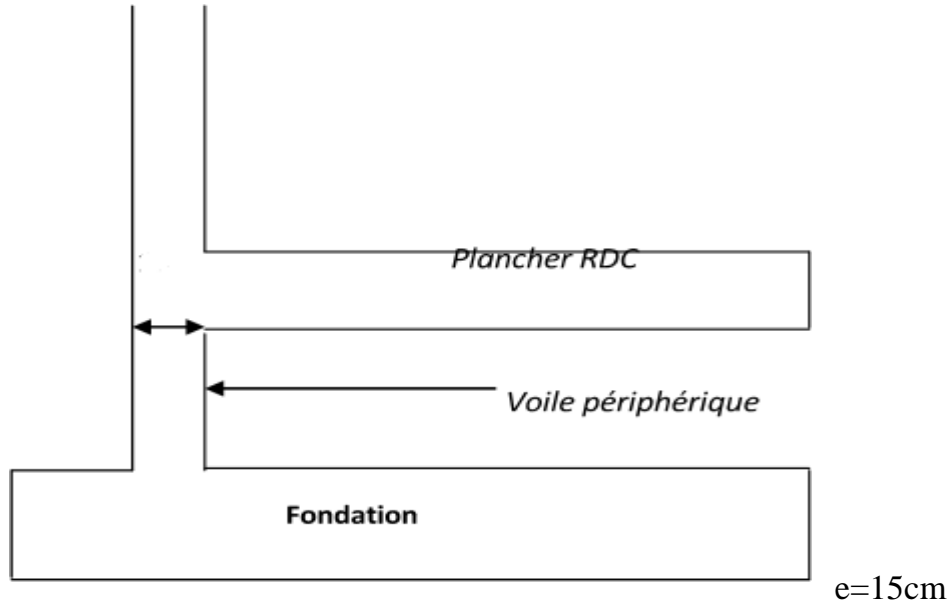
Un voile est prévu entre la fondation et le niveau du plancher RDC (niveau sous sol) pour soutenir les terres et joue aussi le rôle de voile périphérique.

D'après les RPA99/Version 2003, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques suivantes :

- L'épaisseur du voile doit être supérieur ou égale 15cm.
- Les armateurs sont constitués de deux nappes. Le pourcentage minimal est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical).

VI.8.2. Dimensionnement :

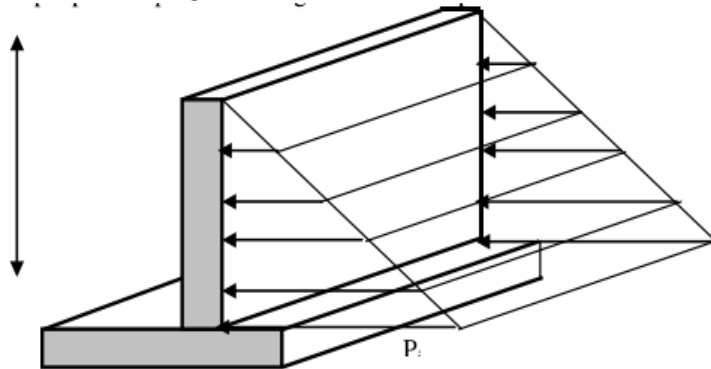
D'après les RPA99/Version2003 (Art. 10.1.2) l'épaisseur minimale du voile périphérique est de 15 cm. On adopte une épaisseur de 20 cm pour avoir une épaisseur continue avec les voiles de contreventement.



VI.8.3 Ferrailage :

Le ferrailage étant pour la dalle la plus sollicitée de dimensions (3 × 6) m².

❖ Armatures longitudinales :



Pression des terres sur le voile périphérique

$h = 3.40$ m: Hauteur du voile périphérique

$\nu = 12^\circ$: Angle du frottement de remblai.

$\gamma_d = 18$ KN/m : Poids spécifique du remblai.

$$M_{\max} = \frac{\square \times \square \times \square}{\square \times \sqrt{\square}} \quad P = \square \times \square \times \square \quad ; \quad P_i = \gamma_d \times \square \times \square \times \square$$

$$K_o = \frac{\square}{\square} \left(\frac{\square}{\square} - \frac{\square}{\square} \right) =$$

$$P_i = \gamma_d \times \square \times \left(\frac{\square}{\square} - \frac{\square}{\square} \right) = 18 \times 3.40 \times \frac{\square}{\square} = 40.13 \text{ KN/m}$$

Donc

$$P = \frac{\square \times \square \times \square}{\square} = 68.22 \text{ KN}$$

$$M_{\max} = \frac{\square \times \square \times \square \times \square}{\square \times \sqrt{\square}} = 23.75 \text{ KN.m}$$

❖ **Evaluation des sollicitations :**

Le ferrailage étant pour la dalle la plus sollicitée de dimensions (3 × 6) m².

$L_x = 3$ m

$L_y = 6$ m

Chapitre VI: Etude de l'infrastructure

$$\alpha = \frac{0.5 \times 0.5}{0.5 \times 0.5} = 0.50 > 0.5 \leftrightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

A partir du tableau des barres : $M_{ou} = 9.21$; $M_{max} = 4.60$ (ELU)

$$M_{ou} = 9.21 \text{ KN.m} ; M_{max} = 4.60 \text{ KN.m}$$

$$P_{moy} = \frac{11.40 \times 0.5 + 11.40 \times 0.5}{2} = 15.20 \text{ KN}$$

$$P_{moy} = 15.20 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Sens X : } M_{ou} = q \times l \times l^2$$

$$\text{Sens Y : } M_{ou} = q \times l \times l$$

$$q = 11.40 \text{ KN/m}^2$$

Tableau VI -9 : Calculs des Moments aux appuis

Sens	Zone	Coef	M_{ou} (KN.m)	M_{max} (KN.m)
X-X	Appuis	0.50	9.21	4.60
	Travée	0.85		7.82
Y-Y	Appuis	0.50	2.57	1.28
	Travée	0.85		2.76

❖ **Ferraillage à L'ELU:**

$$\sigma_s = \frac{M_{ou}}{W} = 17 \text{ MPA}$$

$$= \frac{M_{ou}}{W}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ou}}{W}$$

$$d = 0.9 \times h = 13.5 \text{ cm}$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ou}}{\sigma_s \times d}$$

Tableau VI.10 : Ferraillage du voile périphérique

sens	Zone	M_u (KN.m)	(m)	b (m)	A_s (cm ²)	A_{min}	A_s RPA	Choix	A_s réel
X-X	Appuis	4.60	0.20	1	1.06	1.63	1.5	5T12	5.65
	Travée	7.52	0.20	1	1.68	1.63	1.5	5T12	5.65
Y-Y	Appuis	1.28	0.20	1	0.27	1.63	1.5	5T12	5.65
	Travée	2.76	0.20	1	0.59	1.63	1.5	5T12	5.65

❖ **Armature transversal:**

$$A_{ty} = \frac{M_{ou}}{\sigma_s \times d}$$

selon (l'article A.13.4.2 du B.A.E.L 91)

$$A_{ty} = \frac{M_{ou}}{\sigma_s \times d}$$

Chapitre VI: Etude de l'infrastructure

$$P = \frac{P \times L}{L} = \frac{P \cdot L \times L}{L} = 45.31 \text{ KN}$$

$$P = \frac{P \cdot L \times L}{L} = 0.337$$

$$P \cdot L \times \frac{L}{L} = 1.167$$

D'où

$$P \leq P \cdot L \times L \rightarrow P \cdot L \times L \text{ é}$$

Conclusion générale

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'ingénieur.

En effet, il nous a été une bonne occasion pour mettre en application les connaissances théoriques que nous avons acquises durant les cinq années d'étude. Cette expérience nous a aidée à mieux comprendre notre domaine, connaître les étapes nécessaires de l'étude d'un bâtiment en béton armé et de bien comprendre le comportement des différents éléments de l'ouvrage afin de pouvoir appliquer les règlements en vigueur.

Lors de notre travail, la première des choses que nous avons prise en considération c'est le lieu d'implantation de notre ouvrage qui est une zone de moyenne sismicité. De ce fait, après un pré dimensionnement préliminaire des éléments secondaires et principaux, notre préoccupation principale était le choix d'un meilleur système de contreventement.

Suite à l'application du règlement parasismique algérien RPA99/2003, nous avons adopté un système de contreventement mixte (voiles et portiques) pour la reprise des charges verticaux et horizontaux.

L'emplacement des voiles a été un compromis entre la fonction de l'ouvrage et une meilleure conception parasismique, ce qui est difficile à réaliser notamment dans le cas de notre ouvrage. L'étape de modélisation nous a permis de nous familiariser avec le logiciel de calcul et d'analyses des structures « ETABS » qui nous a facilité le calcul des efforts internes.

L'application SOCOTEC nous a facilité les ferrailages des poteaux.

Nous avons choisi des semelles filantes pour l'infrastructure connu par sa combinaison entre l'aspect technique et économique qui est notre but recherché.

Faire le plan de ferrailage nous a permis de mieux comprendre la disposition des armatures des éléments de la structure.

Références

- Cherait, Y. (2004). Calcul des ouvrages en béton armé. Alger : Office des publication Universitaire.00000
- D.T.R. B.C 2.2. (1988, Octobre 24). Charges permanentes et charges d'exploitation. Alger, Le ministère de l'habitat, Algérie.
- D.T.R.B.C 2 41. (1993, Décembre 29). Les règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A 93. Alger, Ministère de l'Habitat, Algérie.
- D.T.R.B.C 2.48. (99/2003). Règlement parasismique 99/2003. Alger, Ministère de l'Habitat : Alger, C.G.S.
- D.T.R.B.C 2-42. (1997). Règles de conception et de calcul des parois et murs en béton armé. Alger, Ministère de l'Habitat, Algérie : CSG.
- D.T.U P 18-702. (2000, Février). BAEL 91/99. France : CSTB.
- M. BELAZOUGUI. Calcul des ouvrages en béton armé Alger : Office des publication Universitaire.