



**MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ «ABBÈS LAGHROUR» DE KHENCHELA
FACULTÉ DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE**



Département de Génie Civil

N° de série :.....

Mémoire de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme de Master (L.M.D)

Spécialité : Génie Civil

Option : Structure

Thème

Etude d'un bâtiment à usage d'habitation

«SS+RDC+7 étages»

en béton armé avec un contreventement mixte

*Réalisé par : - Belgout Nada
- Saiad Widad*

Membres de jury :

Mr. NOM Prénom

Président

Mr. NOM Prénom

Examineur

Dirigé par : Mr. Rebai Billel

Présenté le : 26 /06/2022

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciement

En préambule à ce mémoire nous remerciant Allah qui nous a aidé et nous a donné la patience et le courage durant trente mois de formation.

Nous tiens à remercier **Mr. Rebai bilhel professeur** pour son encadrement fructueux, sa générosité, son suivi au cours de notre mémoire et stage

Par la même volonté et la même chaleur, nous tiens à remercier **Mr. Abderrahmane Menasria** qui a suivi ce travail dans tous ces détails avec une rigueur scientifique exceptionnelle, ce qui m'a donné le courage pour poursuivre la réalisation de ce projet de recherche. Il a su me faire partager son expérience et son intérêt pour la recherche à travers de conseils et d'échanges amicaux.

Nos remerciements vont aussi à tout **les enseignants de la filière de Génie Civil**, pour la richesse et la qualité de leur enseignement et qui déploient de grands efforts pour assurer à leurs étudiants une formation actualisée.

Nous tenant à remercier sincèrement Monsieur le **Directeur** de l'université et à tout les cadres pédagogique et administratif et le personnel qui sont toujours montrés à l'écoute et très disponible tout au long de nos étude.

Enfin, nous adressons nos plus sincères remerciements à tous **nos proches et amis**, qui nous ont toujours encouragées au cours de la réalisation de ce mémoire.

Merci à tous et à toutes.

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail à :

au deux personnes les plus chers à mon cœur

ma chère **mère** l'exemple de l'amour , de la caresse qui m'a toujours
pousse et encourage a étudier et travailler ♥♥

A mon chère **père** le plus noble ♥♥

A mon chère frère **AMINE** que j'aime♥

A mon prof **DR.Rebai bilal**

A Mon binôme **SAIAD Widad** ♥♥

A tous mes respectueux collègues de la promotions Structure 2022 et tous
ceux que j'aime

Belgout Nada ♥

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail a :

- ❖ A mes chères **parents** aucun hommage ne pourrait être a la hauteur de leur l'amour, prières, patience, et leurs encouragements dont ils ne cessent de me combler.
- ❖ A mes frères **charaf, Abdou et Khalil** et ma sœur **Sara**.
- ❖ A toute ma **famille** et mes **amis**.
- ❖ A mon binôme **NADA** et sa famille.
- ❖ A mon prof **Dr Rebai billel**
- ❖ A Tous no **amis** et **camarades** de classe que dieu conserver notre amitié.
- ❖ Et a tous ceux qui ont contribué de près ou de loin pour que ce projet soit possible

SAIAD Widad

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment constitué d'un rez de chaussée plus sept étages plus un Sous-sol à usage commercial et habitation en béton armé avec un contreventement mixte . Sa structure est implanté dans Constantine. Cette région est classée en zone IIa Selon le règlement parasismique Algérien.

Pour étudier et analyser cette structure en utilise le logiciel Autodesk Robot professionnel 2014 , et pour le calcul et le ferrailage des éléments résistants sont conformes par les règlements (BAELMod 99, RPA99 ver 2003)

Mots clé :

Bâtiment , béton armé, contreventement

Abstract

This project presents a detailed study of a building consisting of a ground floor plus seven floors plus a basement for commercial use reinforced concrete housing with mixed bracing. Its structure is implanted in Constantine. This region is classified in zone IIa according to the Algerian par aseismic regulations.

To study and analyses this structure, use the Autodesk Robot professional 2014 software, and for the calculation and reinforcement of the resistant elements comply with the regulations (BAELMod 99, RPA99 ver 2003)

Keyword :

Building , reinforced concrete , bracing

ملخص

يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لمبنى يتكون من طابق أرضي وسبعة طوابق بالإضافة إلى قبو للاستخدام التجاري ومساكن من الخرسانة المسلحة مع دعائم مختلطة، يتم انشاؤها في ولاية قسنطينة وهي مصنفة كمنطقة ثانية من حيث النشاط الزلزالي وفقا للقواعد الجزائرية المضاد للزلازل من اجل دراسة وتحليل هذه المنشأة نستعمل برنامج الي ومن اجل حساب وتسليح كل العناصر المقاومة للبنىة يتم تأكد منها طبق المعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر

(BAEL mod 99 , RPA99 mod 2003)

الكلمات المفتاحية :

مبنى. الخرسانة المسلحة. دعائم مختلطة

SOMMAIRE

Remerciement	
Dédicace 1	
Dédicace 2	
Résumé	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Liste des symboles	
Introduction générale	01

CHAPITRE I : PRESENTATION ET CARACTERSTIQUE DES MATERIAUX

I.1 : Présentation de l'Ouvrage	03
I.2 : Choix structural	03
I.3 : Ossature et système constructive	04
I.4 : Classification de l'ouvrage	04
I.5 : Donné du site	04
I.6 : Caractéristiques mécaniques des matériaux	04
I.6.1 : Introduction	05
I.6.2 : Le Béton	05
I.6.3 : Les aciers	10
I.7 : Règles des trois pivots	12
I.8 : Les Hypothèse De Calcul	12
I.8.1 : Définition d'état limite	12
I.8.2 : Etat limite ultime (E.L.U)	13
I.8.3 : Etat limite service	13
I.9 : Actions et Sollicitations	14
I.9.1 : Actions	14

CHAPITRE II: PREDIMENTIONEMENT ET DESCENTS CHARGES

II.1 :	Pré dimensionnement des éléments non structuraux	16
II.1.1 :	Les poutres	16
II.1.2 :	Les planchers	18
II.1.2.1 :	Les planchers	18
II.1.2.2 :	dalle pleine	19
II.1.2.3 :	La dalle machine	20
II.1.2.4 :	Les Balcons	20
II.1.2.5 :	Les voiles	21
II.1.2.6 :	Les escaliers	21
II.1.2.7 :	L'acrotère	23
II.2 :	Evaluation des charges et surcharges	24
II.2.3 :	Pré dimensionnement des poteaux	28
II.2.4 :	Descente de charge	29
II.2.5 :	Charge d'exploitation	29
II.2.5.a) :	Loi de dégression	29
II.2.6 :	Calcul de N_{max}	30
a) :	Poteau central	30
b) :	poteau de rive	33
II.2.7 :	Vérification de la section de poteau	38

CHAPITRE III : CALCUL LES ELEMENTS SECONDAIRES

	Introduction	41
III.1 :	acrotère	41
III. 2 :	Balcon	46
III.3 :	Etude des escaliers	50
III.4 :	Les planchers	54
III.4.2 :	Les méthodes de calcul	54
III.4.2.1 :	Méthode de forfaitaire	54
III.4.2.2 :	Méthode Caquot	55
III.5 :	Ascenseur	74

CHAPITRE IV : ETUDE SESMIQUE

IV.1 :	Introduction	80
IV.2 :	Objectif de l'étude dynamique	80
IV.3 :	Modélisation de la structure étudiée	80
IV.4 :	.Combinaison d'action	81
IV.5 :	Méthodes des calculs	81
IV.5.1 :	Méthode statique équivalente	81
IV.5.2 :	Méthodes dynamiques	85
IV.6 :	Résultats de calcul (ROBOT)	91
IV.7 :	Vérification des méthodes	95
IV.8 :	Distribution verticale de la force sismique	95
IV.9 :	Calcul des déplacements	97
IV.10 :	Justification de la stabilité de la structure vis-à-vis de l'effet P- Δ	99
IV.11 :	Vérification au renversement	101
IV-12 :	Conclusion	101

CHAPITRE V : LES ELEMENTS STRUCTEAUX

V.1 :	Introduction	102
V.2 :	Etude des poutres	102
V.4 :	Schéma de ferrailage	108
V.3	Etude des poteaux	110
V.3.4	Schéma de ferrailage	117
V.4	Les voiles	118
V.4.4	Schéma de Ferrailage	124

CHAPITRE VI : INFRASTRUCTURE

VI.1	Introduction	125
VI.2	Le choix de type de fondation	125
VI. 3	Combinaisons d'actions à considérer	126
VI.4	Calcul des semelles	126
VI.4.1	Calcul de la semelle isolée	126
VI.4.1.1	Semelle sous poteau intermédiaire	126
VII.4.1.2	Vérification du non poinçonnement de la semelle	129
VI.4.1.3	Schéma de ferrailage	129
VI.4.2	Calcul de la semelle filante sous voile	129
VI.4.2.3	Schéma de ferrailage	133
VI.5	Les longrines	134
VI.5.1	Introduction	134
VI.5. 2	Pré dimensionnement	134
VI.5.3	Sollicitations	134
VI.5.4	Ferrailage de longrines	134
VI.5.5	Schéma de ferrailage	135

- **Conclusion**
- **Bibliographique**
- **Annexes**

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1	Les caractéristiques géométriques de la structure	3
Tableau I.2	valeur de la limite d'élasticité garantie Fe	10
Tableau II.1	Les charges permanentes du plancher terrasse	25
Tableau II.2	Les charges permanentes du plancher terrasse	25
Tableau II.3	Les charges permanentes des murs extérieurs	26
Tableau II.4	Les charges permanentes des murs intérieurs	26
Tableau II. 5	Les charges permanentes de pailleasse	27
Tableau II. 6	Les charges permanentes du palier	27
Tableau II. 7	Les charges permanentes du balcon	28
Tableau II.8	Charges permanent pour chaque niveau	32
Tableau II.9	Loi de dégression	33
Tableau II.10	Charges permanent pour chaque niveau	36
Tableau II.11	loi de dégression	37
Tableau II.1 2	détermination de l'effort (normal « Nu » de poteau central	38
Tableau II.13	vérification de la section de poteau (BAEL91)	39
Tableau II.14	récapitulatif pour la vérification du poteau	39
Tableau II .15	tableau récapitulatif des dimensions	40
Tableau II .16	Tableau récapitulatif les charges permanentes et d'exploitations	40
Tableau III.1	de récapitulatif de la combinaison de charge	42
Tableau III.2	chargement sur l'escalier	50
Tableau III.3	moment d'escalier aux état limite	51
Tableau III.4	sollicitations de étage courant a ELU	65
Tableau III.5	Sollicitations Max d'étage courant à ELU	65
Tableau III.6	sollicitations de étage courant a ELS	66
Tableau III.7	Sollicitations Max d'étage courant à ELS	66
Tableau III.8	Sollicitations du plancher terrasse à l'ELU	67
Tableau III.9	Sollicitations du plancher terrasse à l'ELS	68
TableauIII.10	Sollicitations Max du plancher terrasse	68
Tableau III.11	récapitulatif des sections d'armature en travée	72

Tableau III.12	récapitulatif des sections d'armature en appui	72
Tableau III.13	Récapitulatif de l'effort tranchant pour les types des nervures	73
Tableau III.14	Récapitulatif des contraintes pour les types des nervures	73
Tableau III.15	Les moments à l'état ultime et service	76
Tableau III.16	ferraillage finale	78
Tableau III.17	vérification des contraintes	80
Tableau IV.1	valeurs des facteurs de qualités	82
Tableau IV.2	Caractéristique dynamique de la structure	86
Tableau IV.3	Poids de chaque étage de la structure	86
Tableau IV.4	Valeurs des excentricités théoriques de chaque niveau	88
Tableau IV.5	Valeurs des excentricités accidentelles de chaque niveau	88
Tableau IV.6	Périodes et facteurs de participation modale	89
Tableau IV.7	L'effort tranchant à la base	93
Tableau IV.8	récapitulatif de la distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur	94
Tableau IV.9	les efforts tranchant a la base	95
Tableau IV.10	Vérification des déplacements dans le sens x-x	96
Tableau IV.11	Vérification des déplacements dans le sens y-y	97
Tableau IV.12	Vérification des effets (P- Δ) sans x-x	98
Tableau IV.13	: Vérification des effets (P- Δ) sans y-y	98
Tableau IV.14	Vérification de renversement Sens X-X et Sens Y-Y	99
Tableau V.1	Sollicitations des poutres	101
Tableau V.2	Récapitulatif de vérification	104
Tableau V.3	Les barres choisies pour les poutres	105
Tableau V.4	Récapitulatif de vérification à ELS	106
Tableau V.5	Sollicitations des poteaux	109
Tableau V.6	Calcul et choix des sections d'armatures	114
Tableau V.7	Vérification des contraintes	114
Tableau V.8	Sollicitations maximales de calcul de voile le plus sollicité dans les deux sens	117
Tableau V.9	ferraillage des voiles	121

Liste des figures

Figure I.1	Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELS	09
Figure I.2	Diagramme de calcul contrainte déformation	11
Figure I.3	Diagramme des déformations limites de la section	12
Figure II.1	Section poutre principale	17
Figure II.2	Section poutre secondaire	17
Figure II.3	Plancher en corps creux	18
Figure II.4	Dimensions de la poutrelle en béton	19
Figure II.5	Coupe de voile en plan droite	21
Figure II.6	Schéma d'une coupe d'escalier	21
Figure II.7	Escalier de RDC et étage courant	22
Figure II.8	Coupe transversal de l'acrotère	23
Figure II.9	Coupe d'un plancher terrasse inaccessible	25
Figure II.10	Coupe d'un plancher d'étage courant	25
Figure II.11	Coupe de mur extérieur	26
Figure II.12	Pré dimensionnement des poteaux	28
Figure II.13	Schéma explicatif de loi de dégression	29
Figure II.14	Surface de plancher	30
Figure II.15	surface du plancher	33
Figure III.1	Principe et dimensionnement de l'acrotère	42
Figure III.2	Schéma ferrailage d'acrotère	46
Figure III.3	Schéma de balcon	46
Figure III.4	Schéma ferrailage de balcon	49
Figure III.5	Présentation de l'escalier	50
Figure III.6	Schéma ferrailage d'escalier	53
Figure III.7	Les types des nervures (terrasses)	57
Figure III.8	Les types des nervures (étage courant)	57
Figure III.9	Schéma statique de nervure type 1-1	58

Figure III.10	Schéma statique de nervure type 1-3	60
Figure III.11	Géométrie de la nervure	69
Figure III.12	Schéma ferrailage des planchers	73
Figure III.13	Dimension de la dalle machine	75
Figure III.14	schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur	79
Figure IV.1	Modélisation en 3D de la structure	78
Figure IV.2	position des voiles en sous-sol XY	86
Figure IV.3	position des voiles XY	87
Figure IV.4	MODE 1 3D	90
Figure IV.5	MODE 1 XY	90
Figure IV.6	MODE 2 3D	91
Figure IV.7	MODE 2 XY	91
Figure IV.8	MODE 3 3D	92
Figure IV.9	MODE 2 XY	92
Figure V.1	Schéma de ferrailage des poutres secondaires	106
Figure V.2	Schéma de ferrailage des poutres principales	106
Figure V.5	Sollicitations sur les poteaux	109
Figure V.6	Ferrailage de poteau	115
Figure V.7	Diagramme d'une section entièrement comprimée	118
Figure V.8	Schéma de ferrailage des voiles	122
Figure VI.1	Semelle isolé	124
Figure VI.2	Schéma équivalent d'une semelle isolée	125
Figure VI.3	Ferrailage de la semelle intermédiaire	127
Figure VI.4	Ferrailage de semelle filante sens X-X	131
Figure VI.5	Ferrailage de semelle filante sens y-y	131
Figure VI.6	Schéma de Ferrailage des longrines	133

Liste des symboles

A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.

A_s : Aire d'une section d'acier.

A_t : Section d'armatures transversales

B : Aire d'une section de béton

HA : Diamètre des armatures.

φ : Angle de frottement.

Q : Charge d'exploitation

C_c : Coefficient de compression.

C_s : Coefficient de sur consolidation.

γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.

γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.

σ_s : Contrainte de traction de l'acier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.

τ : Contrainte tangentielle.

β : Coefficient de pondération.

σ_{sol} : Contrainte du sol.

σ_m : Contrainte moyenne.

G : Charge permanente.

ξ : Déformation relative.

E.L.U : Etat limite ultime.

E.L.S : Etat limite service.

N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.

N_u: Effort normal pondéré aux états limites ultime.

T_u: Effort tranchant ultime

T : Effort tranchant, Période.

S_t: Espacement.

e : Epaisseur.

N_q, N_γ N_c : Facteurs de portance.

L : Longueur

W : Poids total de la structure.

γ_a : Poids volumique sec.

M_u: Moment à l'état limite ultime.

M_{ser}: Moment à l'état limite de service.

M_t: Moment en travée.

M_a: Moment sur appuis.

M₀: Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.

I : Moment d'inertie.

M : Moment, Masse.

E_{ij}: Module d'élasticité instantané.

E_{vj}: Module d'élasticité différé.

E_s: Module d'élasticité de l'acier.

f_{c28}: Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.

F_{cj}: Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.

F_p: la charge sismique.

C_p : facteur de force horizontal.

h: la hauteur.

b: la larguer.

W_p : poids propre.

V : coefficient de poisson.

Δ_L : raccourcissement longitudinal.

Δ_T : allongement transversal.

η : coefficient de fissuration.

A_{\max} , A_{\min} : section d'acier maximale et minimale.

S : la surface.

Les unités

Les unités utilisées en béton armé sont celles du système international (SI) et leurs multiples :

m, (cm, mm) : Longueur, dimension, portée.

Cm² : Section d'acier.

m² : Section.

KN, (N, MN) : Charge ponctuelle.

KNm⁻¹, (Nm⁻¹, MNm⁻¹) : Charge linéique.

KNm⁻², (Nm⁻², MNm⁻²) : Charge surfacique.

KNm⁻³, (Nm⁻³, MNm⁻³) : Charge volumique

KNm, (Nm, MNm) : Moment.

MPa, (Pa, KPa) : Contrainte.

Une conversion bien utile : $1 \text{ MPa} = 1 \text{ MNm}^{-2} = 1 \text{ Nmm}^{-2} = 10^6 \text{ Pa}$.

On rencontre encore parfois le *bar* comme unité de contrainte :

$1 \text{ bar} = 1 \text{ Kg. Cm}^{-2}$ et $10 \text{ bar} \approx 1 \text{ MPa}$.

Introduction générale

Introduction

Construire des bâtiments c'est concevoir puis réaliser des enveloppes abriât des activés humaines dans les meilleures conditions de confort et de sécurité possibles à moindre cout.

Dans le présent mémoire nous allons essayer d'appliquer toutes les connaissances acquises durant les cinq années de formation MASTER à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé sur un projet réel.

L'objectif principal sera de comprendre et de compléter les informations déjà acquises dans le programme académique de génie civil, ensuite viendra le second but qui est de présenter un travail satisfaisant en vue d'obtenir le diplôme master en génie civil.

L'ouvrage étudié est un bâtiment à usage d'habitation (**sous-sol +RDC+7 étages**), dont le système de contreventement est mixte (voiles –portique).

Dans le cadre de cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis (robot structural 2014) pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le BAEL91, le CBA93 et le RPA99/version2003 et DTR.

Chapitre I

I.1. Présentation de l'Ouvrage :

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude d'un bâtiment « Sous-Sol+ Rez-de-chaussée +7 étages » a usage d'habitation et commercial avec un contreventement mixte.

Qui sera implanté à **Constantine** classée par le règlement parasismique algérien à **RPA99/2003** » comme une zone de sismique zone **Ila**

Le site est considéré comme un **site (S2)**.

❖ Principe :

Le bâtiment est à usage d'habitation avec un rez-de-chaussée commercial ; composé de :

- Sous-sol : archives et magasins, locaux techniques.
- RDC : 8 magasins, centre commercial.
- Etage 1^{er} et 2^{ème} : étages services.
- Bloc1 (F4) : 3 chambres, séjour, cuisine et SDB.
- Bloc2(F5) : 4c chambres, séjour, cuisine et SDB. Avec petite terrasse jardin dans étage 3^{ème} et 6^{ème}.

❖ Caractéristique géométrique :

Les caractéristiques géométriques de la structure sont les suivant :

-longueur totale (m)	30.70m
-largeur total (m)	18.05m
-hauteur totale (m)	27.57 m
-hauteur d'étage courant (m)	3.06m
-hauteur de R.D.C (m)	3.06m
-hauteur sous-sol (m)	-3.06m

Tableau I .1 : Les caractéristiques géométriques de la structure.

I.2. Choix structural:

En vue de reprendre les forces horizontales « vent et séisme » les constructions en béton armé doivent comporter un système de contreventement qui assure leur stabilité.

Dans notre projet la hauteur totale de la structure dépasse les 20 mètres, et d'après le RPA99 v 2003 il est exigé de contreventer cette structure par des voiles pour assurer la stabilité

Totale. Alors le contreventement dans notre cas est assuré par une ossature mixte « portiques-Voiles » dans les deux sens « xx- yy ».

I.3. Ossature et système constructive :

I.3.1. L'acrotère:

On a prévu un garde-corps en brique, une épaisseur de 10cm, et d'une Hauteur de 0.70m pour le contour de terrasse accessible (*niveau ...m*).

I.3.2. Escaliers :

Pour accéder d'un étage à l'autre on a opté pour des escaliers en béton armé Coulés sur place, à paillasse adjacentes tandis que les marches sont réalisées en béton armé.

I.3.3. Les planchers :

Ont un rôle de résistance et d'isolation acoustique et thermique. On Désigne deux types de planchers :

-Etage courant : des planchers à corps creux avec une dalle de compression reposant sur

Des poutrelles coulées sur place.

-RDC : on a adopté pour des planchers en dalle flottante.

I.3.4. Maçonnerie :

Les murs extérieurs sont constitués par des briques creuses en double paroi d'épaisseur 30 cm (mur de 15 cm + une âme d'air de 5 cm + mur de 10 cm).

I.3.5. Cloison :

les cloisons sont en brique creuses de 10cm.

I.3.6. Coffrage :

Le système de coffrage utilisé sera un coffrage métallique ou dans le cas Échéant en coffrage traditionnel (en bois) ou mixte.

I.4. Classification de l'ouvrage :

La classification des ouvrages se fait grâce à l'importance de l'ouvrage relativement au Niveau de sécurité, économique et social.

Notre ouvrage étant un bâtiment d'habitation situé à Constantine (zone II a), Il sera classé Au groupe d'usage 2B.

I.5. Donnée du site :

-l'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 en vertu du RPA VER 2003.

-Le site est considéré comme ferme.

-Contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 2$ bars.

I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.6.1. Introduction :

Les bétons et aciers seront choisis conformes aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé en vigueur en Algérie.

I.6.2. Le Béton :

I.6.2.1. Définition :

Le béton est un matériau composite constitué de granulats gros et fins (gravier ou pierre Concassée, sable) de ciment et d'eau. Le mélange entre le ciment et l'eau forme une pâte qui durcit.

La pâte de ciment hydraté et le sable constituent le mortier. Celui-ci à pour rôle de se lier avec les gros granulats pour former un conglomérat solide. Les adjuvants et les additions servent à améliorer certaines caractéristiques du béton frais ou durci.

Le béton est le matériau le plus utilisé au monde après l'eau, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics. Les qualités recherchées pour le béton sont :

- Une résistance élevée.
- Une imperméabilité et une absence de réaction chimique avec l'acier.

- Un retrait minimum.

Le dosage des différents constituants du béton dépend du type de matériau recherché, déterminé par ces utilisations. En effet, ses propriétés physiques et mécaniques dépendent de sa composition et de certains facteurs extérieurs, telle que la température.

✓ **Ciment** : les ciments sont des produits fins obtenus par la cuisson à haute

Température vers 1450°C. Le choix du ciment est fait à partir de sa classe de résistance, de ses

Caractéristiques d'hydratation, de l'agressivité du milieu et d'une façon plus générale ;

De la Composition du béton et de l'usage auquel on le destine. Leur dosage varie entre (150 ; 450 Kg/m³, généralement en adopte 350kg /m³ Pour un béton ordinaire.

✓ **Granulats** : sont des matériaux inertes « sable, gravier et cailloux » qui entrent dans la composition du béton.

I.6.2.2. Composition du béton :

Le dosage de différent constituant du béton dépend du type de matériau recherché, déterminé par ses utilisations.

En effet, ses propriétés physique et mécanique dépend de sa composition et de ses facteurs extérieurs, tel que la température.

- 350kg/m² de ciment CPA
- 400L de sable de diamètre (0-5) mm
- 800L de gravier de diamètre (7-25)
- 175Ld'eau de gâchage

I.6.2.3. Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :

✚ **Masse volumique** : La masse volumique des bétons est comprise entre 2200 Et 2400 kg/m³ (cette masse volumique peut augmenter avec la modalité de Mise en œuvre, en particulier avec la vibration. On prendra dans notre cas une Masse volumique de 2500 kg/m³.

✚ **Retrait hygrométrique** Au cours de sa vie le béton subit une variation de

Son volume lorsque le béton est conservé dans une atmosphère séchée, il
Diminue de volume : c'est le retrait.

✚ **Fluage** : Le retrait sous charges vient s'ajouter au retrait hygrométrique.

I.6.2.4. Résistance caractéristiques du béton :

➤ **En compression « fcj »** : BAEL91 Article (A.2.1 ,11).

Elle est définie par une valeur de la résistance à la compression du béton à l'âge de $j \leq 28$ jours

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = [j/(4,76+0,83*j)] * f_{c28} : \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{Mpa} \\ f_{cj} = [j/ (1,4 + 0,95 * j)] * f_{c28} : \text{pour } f_{c28} \geq 40 \text{Mpa} \end{array} \right.$$

Et pour $j \geq 28$ jours :

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28}$$

➤ **En traction « ftj »** : BAEL91 Article (A.2.1 ,12).

Elle est conventionnellement définie à partir de la résistance à la compression par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{avec} \quad f_{cj} \leq 40 \text{Mpa}$$

Dans notre cas on prendra comme données

$$f_{cj} = 25 \text{MPa.}$$

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} = 2,1 \text{MPa.}$$

I.6.2.5. Coefficient de poisson : BAEL91 Article (A.2.1, 3).

$$\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

Le coefficient de poisson est pris égal à:

$$\nu = 0.20 \text{ pour la justification aux E.L.S (section non fissurée)}$$

$$\nu = 0 \text{ pour la justification aux E.L.U}$$

ΔL : raccourcissement longitudinal

ΔT : Allongement transversal

$$\nu = \frac{\Delta T}{\Delta L} \text{ Coefficient de poisson}$$

Béton non fissurée : $\nu=0.20$ Béton fissuré : $\nu=0.00$

I.6.4.6. La déformation longitudinale de béton :

I.6.4.6.1. Module de déformation instantané E_{ij} : BAEL91 Article (A.2.1,2).

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

Le module de déformation longitudinale instantanée (E_{ij}) de béton est :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 32164,195 \text{ Mpa} \quad \text{pour } f_{c28} = 25 \text{ MPA}$$

I.6.4.6.2. Module de déformation différée E_{vj} : BAEL91 Article (A.2.1.22).

Sous contraintes de longue durée d'application

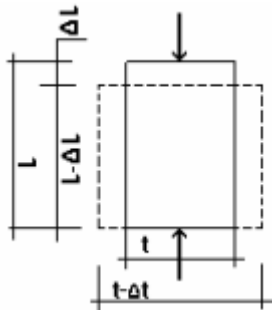
$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 10818,16 \text{ Mpa} \quad \text{pour } f_{c28} = 25 \text{ MPA}$$

I.6.4.7. Les contraintes limites :

D'après, BAEL91 Article (A.4.3.4), On distingue deux états limites :

I.6.4.7.1. Etat limite Ultime :

Pour les vérifications à l'état limite ultime, on doit utiliser pour le béton un diagramme dit (parabole-rectangle), et dans un but de simplification, en utilisant le diagramme rectangulaire



présenté dans la figure suivante :

-La contrainte limite du béton en compression est :

$$F_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Avec :

- Le coefficient de sécurité partiel $\gamma_b = 1.5$ pour les combinaisons fondamentales

Et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

- θ est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :

- $\Theta = 1$ si la durée est supérieure à 24h.
- $\Theta = 0.9$ si la durée est comprise entre 1h et 24h.
- $\Theta = 0.85$ si la durée est inférieure à 1.

I.6.4.7.2. Etat limite service :

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

Les vérifications à effectuer portent généralement sur :

- ❖ Un état limite de compression du béton.
- ❖ Un état limite d'ouverture de fissure

$$\sigma_{bc} = 15 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

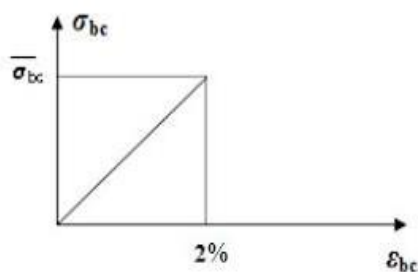


Figure I.1 : Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELS

I.6.4.7.3. Contrainte Limite de cisaillement :

La contrainte de cisaillement a **ELU** est définie par :

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \cdot d}$$

La contrainte admissible de cisaillement est fixée par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{Mpa} \right) \quad \text{fissuration peu préjudiciable .} \\ \tau_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{Mpa} \right) \quad \text{fissuration préjudiciable \& fissuration très préjudiciable .} \end{array} \right.$$

I.6.3. Les aciers :

I.6.3.1. Définition :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'acier :

- ✚ Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25% de carbone.
- ✚ Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone

I.6.3.2. Caractéristiques mécaniques (B.A.E.L.91) :

Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie, désignée par f_e (article A.2.2.1 du BAEL) cette valeur varie en fonction du type d'acier.

Le module d'élasticité longitudinal E_s est pratiquement constant quel que soit l'acier utilisé E_s est pris égal à : $E_s=200\ 000$ MPa.

Type	Nuance	Fe(MPa)	emploi
Ronds lisses	FeE22	215	Emploi courant
Ronds lisses	FeE24	235	Epingle des pièces préfabriquées
Barre HA	Fe TE40	400	Emploi courant
Type3	Fe TE50	500	
Fils tréfile HA	Fe TE40	400	Emploi sous forme de
Type3	Fe TE	500	barres droites ou treillis
Fils tréfile HA	TL50 ϕ >6mm	500	Treillis soudés uniquement
Type4	TL52 ϕ >6mm	520	Emploi courant

Tableau I.2: valeur de la limite d'élasticité garantie f_e

I.6.3.3. Diagramme contrainte déformation : BAEL91 Article (A.2.2.2) :

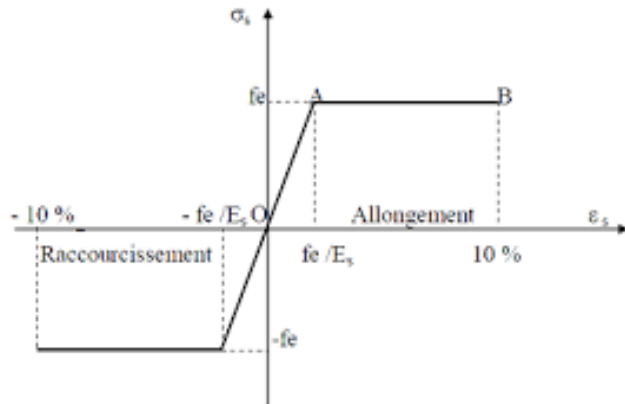


Figure I.2: Diagramme de calcul contrainte déformation.

I.6.3.4. Contrainte de calcul d'acier :

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armatures sont données de façon empirique à partir des essais de traction en déterminant la relation entre et la déformation relative ϵ

I.6.3.4.1. Etat limite ultime (E.L.U) :

$F_e =$ (limite d'élasticité de l'acier) = 400 MPa.

$\gamma_s = 1.15$ (situation durable).

$\gamma_s = 1$ (situation accidentelle).

$E_s =$ (module d'élasticité de l'acier) = 2×10^5 MPa

$\epsilon_l = f_e / (\gamma_s * E_s) = 400 / (1,15 * 2 * 10^5) = 1,793 \%$

$\epsilon_s < \epsilon_l \dots \dots \sigma_s = F_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348$ MPa

$\alpha_l = 35 / (3,5 + 1,739) = 0,668$ MPa

$\mu_l = 0,8\alpha_l(1 - 0,4\alpha_l) = 0,392$

I.6.3.4.2. Etat limite service (E.L.S) :

Les contraintes admissibles de l'acier sont données comme suit :

Fissuration préjudiciable, il n'y a aucune vérification à effectuer en ce qui concerne.

$$\text{ELS} \left\{ \begin{array}{l} \text{Cas de fissuration peut préjudiciable : } \sigma_s = F_e \\ \text{Cas de fissuration préjudiciable : } \sigma_s = \min \{ 2/3 * F_e, \max[\sqrt{110}(\rho * F_{tj}), 240 \text{ MPa}] \} \\ \text{Cas de fissuration très préjudiciable : } \sigma_s = \min \{ 1/2 * F_e, \max[90\sqrt{\rho} * F_{tj}], 200 \text{ MPa}] \} \end{array} \right.$$

Avec : η : coefficient de fissuration.

η : Pour rondes lisses.

η ; Pour acier HA.

I.7. Règles des trois pivots (B.A.E.L91modifié99) :

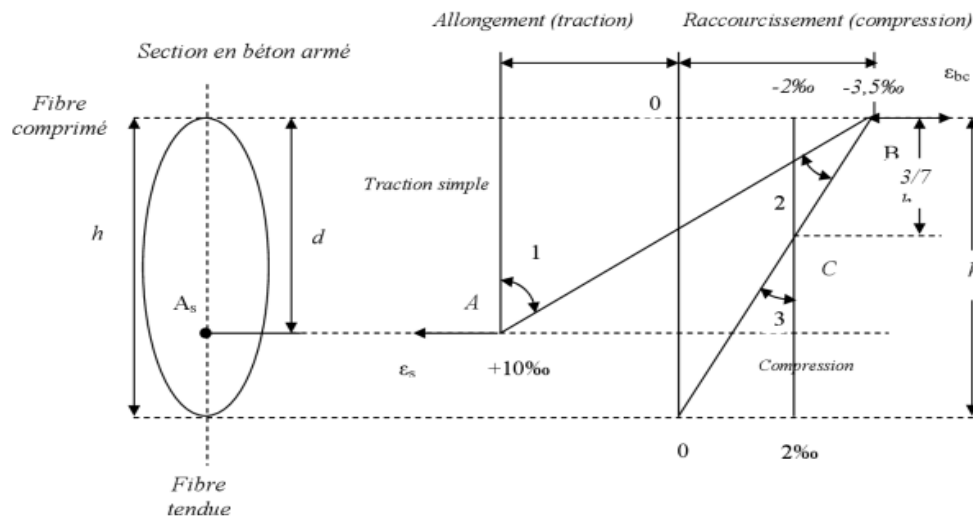


Figure I.3: Diagramme des déformations limites de la section.

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

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

- ❖ **PIVOT A** : traction simple ou composée, flexion avec état limite ultime atteint dans l'acier.
- ❖ **PIVOT B** : flexion avec état limite ultime atteint dans béton.
- ❖ **PIVOT C** : compression simple ou composée.

I.8. Les Hypothèse De Calcul :

I.8.1. Définition d'état limite :

Celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de Ses éléments) est strictement satisfaite. Au-delà du ce seuil, une structure cesse de Remplir les fonctions pour lesquelles elle Un état limite est a été conçue.

-Les états limites peuvent être scindés en deux catégories :

I.8.2. Etat limite ultime (E.L.U) :

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante, au delà de cette limite, on aura :

La perte de stabilité d'une partie ou de l'ensemble de la structure.

La rupture d'une ou de plusieurs sections critiques de la structure.

La transformation de la structure en un mécanisme déformable.

L'instabilité de la forme au flambement.

La détérioration par effet de fatigue.

➤ Hypothèses :

Les hypothèses de calculs sont :

- ✚ Les sections droites restent droites après déformation
- ✚ Il n'y a pas de glissement entre le béton et les armatures.
- ✚ Le raccourcissement ultime de béton est limité à :

3.5‰ : sections partiellement comprimées.

2‰ : sections totalement comprimées

L'allongement relatif ultime de l'acier le plus tendu est à =10‰

L'état de déformation d'une section passe obligatoirement par l'un des trois pivots A, B, C. Le diagramme de calcul des aciers est bilinéaire.

Le diagramme de calcul du béton est rectangulaire, sauf pour la section totalement comprimée.3.

I.8.3. Etat limite service :

La contrainte de l'acier est limitée lorsqu'il y a un état d'ouverture des fissures :

- ✚ **Fissuration peu nuisible** : Pas de limitation.
- ✚ **Fissuration préjudiciable** : $\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min (f_e, 110 \sqrt{\eta} f_{tj})$.
- ✚ **Fissuration très préjudiciable** : $\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min (f_e, 90 \sqrt{\eta} f_{tj})$.

η : Coefficient de fissuration (=1 pour les RL. =1.6 pour les HA).

η : 1 pour les RL .

η : 1.6 pour les HA.

➤ Hypothèses :

Les hypothèses de calcul sont :

- ✚ les calculs ont fait qu'en cas de fissuration préjudiciable .
- ✚ les coefficients d'équivalence $n = E_s / E_b = 15$.

- ✚ Les contraintes de compression, dans le béton, et contrainte de compression, et traction dans les aciers sont supposés proportionnelles à la déformation élastique.

I.9. Actions Et Sollicitations :

Les éléments constructifs d'un bâtiment doivent résister aux différentes actions et sollicitations pour assurer la bonne stabilité de ces derniers.

I.9.1. Actions :

On appelle actions, les forces et les charges appliquées aux déformations imposées. On

Distingue trois types d'actions :

- ✚ Actions permanentes.
- ✚ Actions variables (d'exploitations).
- ✚ Actions accidentelles.

I.9.1.1. Actions permanents (G):

- Poids propre des structures.
- Poids des autres éléments de construction.
- Déformation différées dans le temps.

I.9.1.2. Actions variables (Q):

- Charges d'exploitation.
- Charges climatiques (neige, vent).
- Actions passagères en cours d'exécution.

I.9.1.3. Actions accidentelles (FA):

Il s'agit d'actions des phénomènes rares et exception nassérismes, chocs et les incendie.

I.9.2. Sollicitations :

Les sollicitations c'est des efforts (normal et tranchant) et des moments (fléchissant et de torsion) calculés a partir des actions par des méthodes appropriées

- G = charge permanent
- Q= charge exploitation.
- W= action du vent.
- E= action de séisme.

I.9.2. Sollicitations : BAEL (Art A.3.3.21)

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum 1.3 \psi_{Qi} Q_i$$

$\gamma_{Q1} = 1.5$ dans le général

$\gamma_{Q1} = 1.35$ pour la température des bâtiments agricoles attentif .

G_{\max} : l'ensemble des actions défavorables.

G_{\min} : l'ensemble des actions favorables.

Q_1 : une action variables de base .

I.9.3.2. combinaison d'action Accidentelle ELS : BAEL (Art A.3.3.22)

$$G_{\max} + G_{\min} + FA + \psi_{11}Q_1 + \sum \psi_{2i}Q_i$$

FA : valeur normal de l'action accidentelle

$\psi_{11}Q_1$: valeur fréquente d'une action variable .

$\psi_{2i}Q_i$: valeur quasi permanente d'une autre action variable .

- **Situations durables** : -A l'ELU : $1.35 G + 1.5Q$.
-A l'ELS : $G + Q$.
- **Situations accidentelles** : $G + Q \pm E$
 $0.8G \pm E$
 $G + Q \pm 1.2E$

Chapitre II

II.1. Pré dimensionnement des éléments non structuraux :

Introduction :

Les éléments non structuraux sont des éléments qui ne participent pas au contreventement de la structure.

II.1.1. Les poutres :

➤ Poutres principales :

Elles reçoivent les charges transmises par les solives (poutrelles) et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent

*elles relient les poteaux.

*elles supportent la dalle.

➤ Condition de portée « BAEL91 » :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10} \\ 0.4h \leq b \leq 0.7h \end{array} \right.$$

- L_{\max} : la plus grande portée de la poutre entre nus d'appuis

- h_t : La hauteur de la poutre.

- b : la largeur de la poutre .

$L_{\max} = 405$ cm.

$$\frac{405}{15} \leq h_t \leq \frac{405}{10} \implies 27 \text{ cm} \leq h_t \leq 40.5 \text{ cm}$$

On prend : $h_t = 40$ cm

$$0.4(40) \leq b \leq 0.7(40) \implies 16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

On prend : $b = 30$ cm

il faut vérifier :

➤ Condition du RPA 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \end{array} \right. \implies \left\{ \begin{array}{l} 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots \text{cv} \\ 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \text{cv} \\ 40/30 = 1.33 < 4 \dots \text{cv} \end{array} \right.$$

les conditions de **BAEL** et **RPA** on vérifier ; donc on adopte une section de (**30*40**) **cm**² pour les poutres principales .

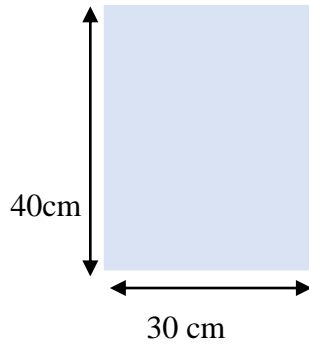


Figure II.1 : section poutre principale.

➤ **Les poutres secondaires :**

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

➤ **Condition de portée « BAEL91 » :**

$$L_{max} = 360 \text{ cm}$$

$$\frac{360}{15} \leq h_t \leq \frac{360}{10} \implies 24\text{cm} \leq h_t \leq 36 \text{ cm}$$

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

$$0.4(35) \leq b \leq 0.7 (35) \implies 14\text{cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$$

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

il faut vérifier :

➤ **Condition du RPA 2003 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \end{array} \right. \implies \left\{ \begin{array}{l} 30 \text{ cm} \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \mathbf{cv} \\ 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \mathbf{cv} \\ 35/30 = 1.16 < 4 \dots\dots\dots \mathbf{cv} \end{array} \right.$$

les conditions de **BAEL** et **RPA** on vérifier ; donc on adopte une section de (**30*35**) cm² pour les poutres secondaires .

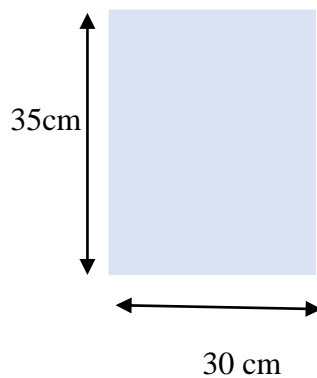


Figure II.2 : section poutre secondaire .

➤ **Les longrines :**

Site de catégorie S2 ,donc d'après l RPA mod 2003, on prend la section des longrines **(35*35) cm²**

II.1.2.Les planchers :

Le plancher est un élément horizontal ou incliné qui délimite sur le plan vertical l'espace d'un bâtiment. Les planchers sont reposés sur des poutres principales et secondaires, leur fonctions principales : la résistance et l'isolation (acoustique et thermique). On distingue :

-dalle à corps creux : composée d'une dalle très mince ayant une épaisseur de 4 à 6 cm (dalle de compression), de nervures parallèles avec remplissage intermédiaires en corps creux préfabriqués en béton céramique.

II.1.2.Les planchers :

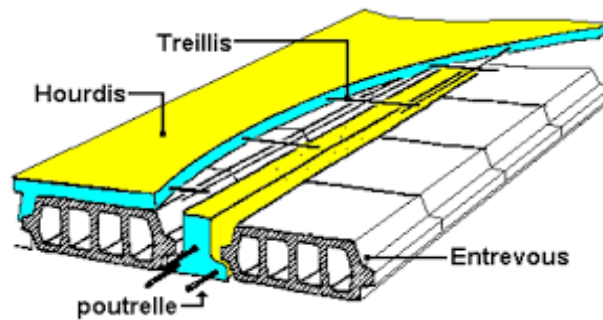


Figure II.3 : plancher en corps creux .

a)-Condition de flèche :

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22.5} \implies h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

$$L_{\max} = \min \{L_{x \max}; L_{y \max}\} = \min \{445; 400\} = 400 \text{ cm .}$$

$$h_t = \frac{400}{22.5} = 17.7 \text{ cm}$$

on prend : $e_1 = 20 \text{ cm}$ (16+4)

4cm = Dalle de compression .

20cm =pour le corps creux .

b)-Résistance au feu :

$e_1 = 07 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu

$e_2 = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu .

$e_3 = 17.5$ pour quatre heures de coupe-feu .

On prend $e_2 = 17.5 \text{ cm}$.

c)-Isolation phonique :

Selon les règles BAEL 91 (CBA93) l'épaisseur du plancher doit avoir une bonne isolation acoustique .

On prend $e_3 = 16 \text{ cm}$.

Donc :

On utilise un plancher de type (16+4) .

Dalle de compression ($h_0 = 4 \text{ cm}$) .

➤ **poutrelle :**

*déterminer le b_0 et b_1 :

$b_0 \geq [0.3ht ; 0.4ht]$ avec $ht = 20 \text{ cm}$.

$b_0 \geq [6 ; 8]$ $\implies b_0 = 10 \text{ cm}$.

$b_1 \geq \min \left[\frac{L_0}{2}, \frac{L_{max}}{10} \right]$; $L_0 = b - b_0 = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$ avec $L_{max} = 400$

$b_1 \geq \min \left\{ \frac{55}{2}, \frac{400}{10} \right\} = 27.5 \text{ cm}$

on adopte $b_1 = 27.5 \text{ cm}$.

$b = 2(L/2) + b_0 = 2(55/2) + 10 = 65 \text{ cm}$.

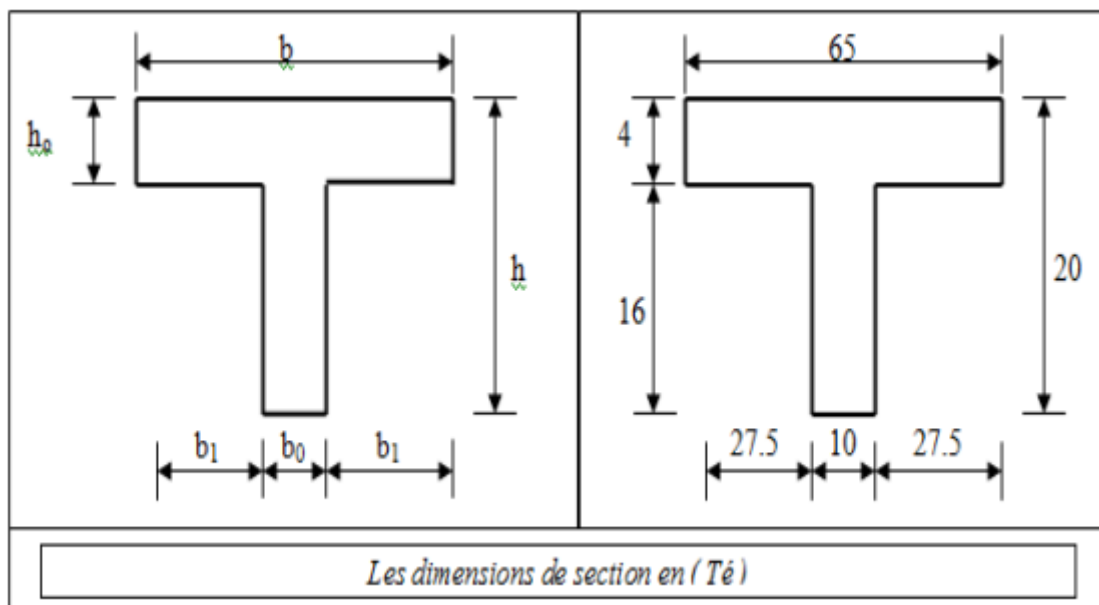


Figure II.4: dimensions de la poutrelle en béton

II.1.2.2.dalle pleine :**a)-Résistance au feu :**

$e_1 = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu .

$e_2 = 11$ cm pour deux heures de coupe-feu .

on adopte : $e_1 = 11$ cm .

b)- Isolation thermique :

pour une bonne isolation phonique vis-à-vis les bruits aériens et les sons , selon la loi de masse , le plancher doit y avoir une masse entre 350kg/m^2 à 450kg/m^2 , et puisque notre dalle est en béton armé on peut limiter l'épaisseur :

$$e_1 = 350/2500 = 0.14\text{m} = 14 \text{ cm}$$

donc : $e_2 = 14$ cm .

c)-Résistance à la flexion :

*Dalle reposant sur deux appuis :

$$\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$$

*Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :

$$L_x = 460\text{cm} .$$

$$\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40} \implies \frac{460}{50} \leq e \leq \frac{460}{40} \implies e = 12 \text{ cm}$$

$e = \max \{ 11 ; 14 ; 12 \}$; on trouve : $e = 15$ cm .

II.1.2.3.La dalle machine :

On prend l'épaisseur de la dalle machine $e = 15\text{cm}$.

II.1.2.4.Les Balcons :

a)- Résistance au feu :

$e_1 = 07$ cm pour une heure de coupe-feu

$e_2 = 11$ cm pour deux heures de coupe-feu .

$e_3 = 17.5$ pour quatre heures de coupe-feu.

On prend : $e_1 = 11$ cm .

b)- Isolation phonique :

Selon les règles BAEL 91 (CBA93) l'épaisseur du plancher doit avoir une bonne isolation acoustique .

On prend $e_2 = 15$ cm .

c)- Résistance à la flexion :

*Dalle reposant sur deux appuis :

$$\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$$

*Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :

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

Balcon :

$L_x = 250 \text{ cm} .$

$$\frac{250}{50} \leq e \leq \frac{250}{40} \implies 5 \leq e \leq 6.25$$

$e_3 = 6 .$

$e_4 = 3 \text{ cm} .$

$e = \max \{ 11, 15, 6, 3 \}$

on prend $e = 15 \text{ cm} .$

II.1.2.5. Les voiles :

$$e = \max \left(15 ; \frac{he}{25} ; \frac{he}{22} ; \frac{he}{20} \right)$$

$h_e = h - h_{\text{poutre}} = 3.06 - 0.4 = 2.66 \text{ m} .$

$$e_1 = \frac{266}{25} = 10.64 \text{ cm} .$$

$$e_2 = \frac{266}{22} = 12.06 \text{ cm} .$$

$$e_3 = \frac{266}{20} = 13.3 \text{ cm} .$$

donc : $e = \max (15 ; 10.64 ; 12.06 ; 13.3)$

$e = 15 \text{ cm} .$

on prend les voiles épaisseur : $e = 20 \text{ cm} .$

II.1.2.6. Les escaliers :

II.1.2.6.1. Introduction :

Un escalier est constitué d'une sécession de gradins, il sert à relier deux niveaux différents d'une construction.

Un escalier est déterminé par :

h: hauteur de la contre marche variant 0,15 à 0,17 m

g: largeur de la marche variant de 0,26 à 0,36 m

α: inclinaison de la volée $\text{arc tg} \left(\frac{h}{g} \right)$

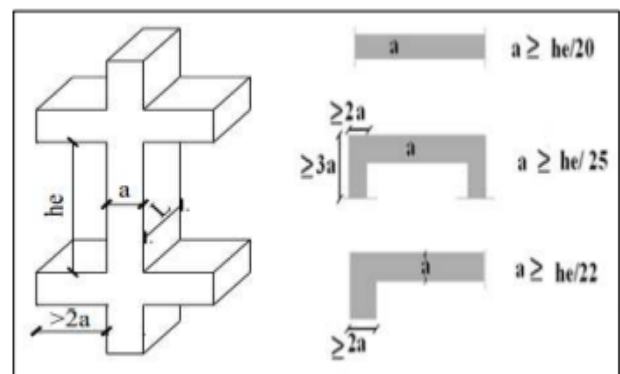
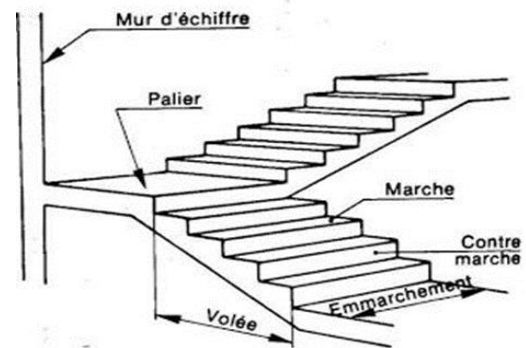


Figure II.5 : coupe de voile en plan droite.

Figure II.6 :Schéma d'une coupe d'escalier



pour le pré dimensionnement en utilisant la formule de **Blondel** , la hauteur est limitée par :

$$60 < 2h + g < 65 \text{ cm}$$

✚ Pré dimensionnement

Hauteur d'étage :

$$H = 3,06 \text{ m}$$

Hauteur à franchir :

$$h = 1,53 \text{ m}$$

On a $16 < h < 18 \text{ cm}$

courant

On prend $h = 17 \text{ cm}$

✚ Le nombre de contre marche :

$$nc = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18$$

$nc = 9$ (pour un volée)

La dimension du giron a parti de formule de Blondel :

$$60 < 2h + g < 65 \text{ cm} \implies 60 < 64 < 65 \dots \dots \dots \text{CV}$$

✚ Angle d'inclinaison de pailasse (Linc):

$$\text{tag } \alpha = \frac{h}{L} = \frac{153}{240} = 0.637 \implies \alpha = 32.52^\circ$$

$$\text{Linc} = \frac{L}{\text{cox } \alpha} = 284.63 \text{ cm} ; \text{ Linc} = 284.63 \text{ cm}$$

✚ Calcule de l'épaisseur : (lmax=4.50m)

$$e = \left(\frac{1}{20}, \frac{1}{30} \right) l_{\text{max}} = (22.5, 15) \text{ cm}$$

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

On prend l'embranchement = 1m

✚ Pré dimensionnement de la poutre palière

✚ Solen le BAEL91 :

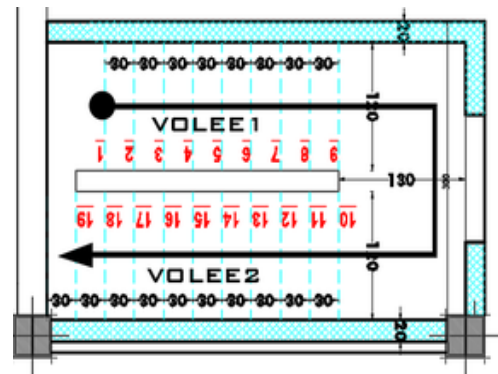


Figure II.7 :escalier de RDC et étage

$$L_{max} = 460 \text{ cm} = 4.60 \text{ m}$$

$$l_{max}/15 \leq h_t \leq l_{max}/10 ; \frac{h_t}{2} \leq b \leq \frac{2 \cdot h_t}{3}$$

$$460/15 \leq h_t \leq 460/10 \implies 31 \text{ cm} \leq h_t \leq 46 \text{ cm}$$

On prend la hauteur : $h_t = 40 \text{ cm}$

$$\text{Donc } b \geq \left(\frac{40}{2} \leq b \leq \frac{40 \cdot 2}{3} \right) \implies \text{On prend : } b = 30 \text{ cm.}$$

✚ Vérification selon RPA 99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h_t/b \leq 4 \end{array} \right. \implies \left\{ \begin{array}{l} h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots \text{CV} \\ b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots \text{CV} \\ 1.33 \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV} \end{array} \right.$$

La poutre palière à la section $(b \cdot h) = (30 \cdot 40) \text{ cm}^2$

II.1.2.7. L'acrotère :

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

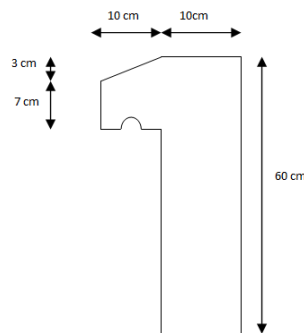


Figure II.8. : Coupe transversal de l'acrotère .

✚ Surface et poids propre :

$$S = (0.6 \cdot 0.1) + \frac{(0.1+0.1) \cdot 0.1}{2} = 0.07 \text{ m}^2.$$

✚ Poids propre :

$$G = S \cdot \gamma_b = 0.07 \cdot 25 = 1.75 \text{ KN/ml.}$$

✚ Revêtement :

$$G_r = S_r \cdot \gamma_b$$

$$Gr = 0.6(0.1 + \sqrt{(0.02 * 0.02) + (0.1 * 0.1)}) * 0.02 * 22 = 0.379 \text{ KN/ml}$$

$$\text{➤ } W_p = G + Gr = 1.75 + 0.379$$

$$WP = 2.129 \text{ KN/m.}$$

✚ **La surcharge d'exploitation est sismique a Q = 1 KN/ml**

➤ **La charge sismique :**

La force sismique horizontal F_p est donnée par la formule suivant :

$$F_p = 4 * A * C_p * W_p \dots\dots\dots \text{(RPA99/V200 3 (Article 6.2.3))}$$

A : coefficient d'accélération $A = 0.15$

C_p : facteur de force horizontal ($C_p = 0.8$)

W_p : poids propre de l'acrotère

$$F_p = 4 * 0.15 * 0.8 * 2.129 = 1.02192 \text{ KN}$$

$$F_p = 1.02192 \text{ KN.}$$

II.2. Evaluation des charges et surcharges :

II.2.1. Introduction :

La descente des charges est l'opération pour d'étudier le transfert des charges dans la structure. L'objectif étant de connaître la répartition et les cheminement des charges sur l'ensemble des éléments porteurs (poteau, mur, voile ...) de la structure depuis le haut jusqu'aux fondation.

➤ **Les types des charges:**

Les charges règlementaires sont en général :

Les charges permanentes : **G**

Elles résultent du poids propre des élément porteurs ou non porteurs.

Les charges d'exploitation : **Q**

Elles résultent de l'utilisation et d'exploitation de l'ouvrage.

II.2.2. Evaluation des charges :

II.2.2.1. Les planchers :

II.2.2.1.a)-Plancher terrasse inaccessible :

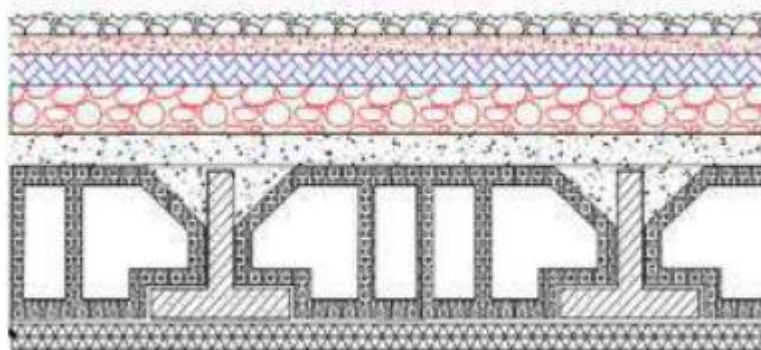


Figure II.9 : Coupe d'un plancher terrasse inaccessible

Désignations de l'élément	ρ (KN/m ³)	Ep (m)	G(KN/m ²)
Protection en gravillons	17	0.05	0.85
Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12
Forme de pente	22	0.01	2.2
Isolation thermique	4	0.04	0.16
Dalle corps creux	/	0.20	3.10
Enduit de plâtre	/	0.01	0.10
$\sum G$	/	/	6.53

Tableau II.1 : Les charges permanentes du plancher terrasse.

✚ b)-charge d'exploitation :.....Q= 1KN/m

II.2.2.1.b)-Plancher étage courant : (corps creux)

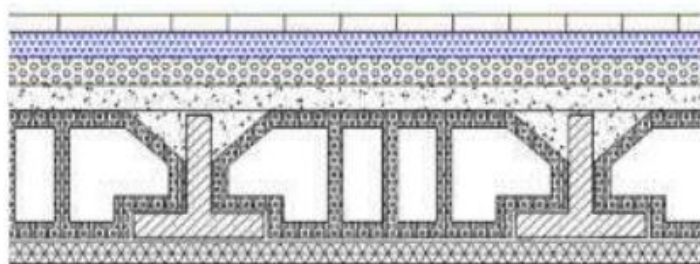


Figure II.10 : Coupe d'un plancher d'étage courant.

Désignations de l'élément	ρ (KN/m ³)	Ep (m)	G(KN/m ²)
Carrelage	25	0.02	0.50
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.03	0.54
Dalle en corps creux	/	0.16	2.72
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
Cloison intérieure	/	/	1

$\sum G$	/	/	5.36
----------	---	---	-------------

Tableau II.2.: Les charges permanentes du plancher terrasse.

✚ b)-charge d'exploitation :Q= 1.5KN/m

II.2.2.2.Les Murs :

2.2. 2.a)-Les mures extérieurs

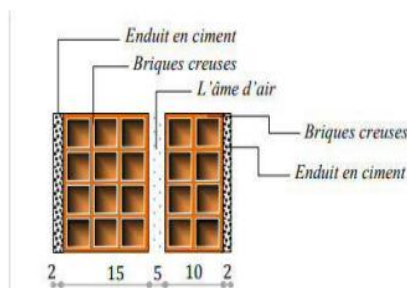


Figure II.11 : coupe de mur extérieur.

Désignation de l'élément	$\rho(\text{KN/m}^3)$	EP(m)	G (KN/m ²)
Enduit extérieur	20	0.02	0.4
Brique creuse	13	0.15	1.95
Brique creuse	13	0.10	1.3
Enduit intérieur	14	0.015	0.21
$\sum G$	/	/	3.86

Tableau II.3.: Les charges permanentes des murs extérieurs.

II.2.2.2.b)-Les Mures intérieur :

Désignation de l'élément	$\rho(\text{KN/m}^3)$	EP(m)	G (KN/m ²)
Maçonnerie en brique creuse	9	0.10	0.9
Enduit plâtre (2 cotés)	10	0.2	0.4
$\sum G$	/	/	1.3

Tableau II.4.: Les charges permanentes des murs intérieurs.

II.2.2.3. Les escaliers :

II.2.2.3.a)-paillasse : volée ($\alpha=32.52^\circ$)

Désignation de l'élément	$\rho(\text{KN/m}^3)$	EP(m)	G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage Horizontal	22	0.02	0.44
Revêtement en carrelage Vertical	22	0.02	0.44
Mortier de pose horizontal	20	0.02	0.4
Mortier de pose vertical	20	0.02	0.4
Marche	22	0.17/2	1.87
Paillasse	25	0.15/cos $\alpha=0.18$	4.5
Enduit en plâtre	10	0.02/cos $\alpha=0.02$	0.2
$\sum G$	/	/	8.25

Tableau II. 5: Les charges permanentes de paillasse .

✚ b)-charge exploitation :**Q =2.5KN/m²**.

II.2.2.3.b)-palier de repos :

Désignation de l'élément	$\rho(\text{KN/m}^3)$	EP(m)	G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.4
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.02	0.36
Poids propre du palier	25	0.15	3.75
Enduit en ciment	20	0.02	0.4
$\sum G$	/	/	8.66

Tableau II. 6: Les charges permanentes du palier .

✚ b)-charge exploitation :**Q =2.5KN/m²**.

II.2.2.4. Les balcons :

Désignation de l'élément	$\rho(\text{KN/m}^3)$	EP(m)	G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	25	0.02	0.5
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.03	0.54
Dalle pleine	25	0.12	3.75
Enduit en ciment	18	0.02	0.36
Garde de cors	/	/	0.15
$\sum G$	/	/	5.7

Tableau II. 7: Les charges permanentes du balcon .

✚ b)-charge exploitation :Q =3.5KN/m².

II.2.3. Pré dimensionnement des poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé avec une armature incorporé. Ils constituent des points d'appuis pour transmettre les charges jusqu'aux fondations suivant leur emplacement dans la structure, il s'agit des poteaux d'angle de rive et de centre.

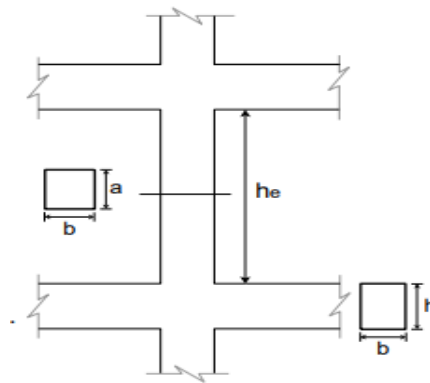


Figure II.12 : Pré dimensionnement des poteaux.

II.2.3.1. Etapes de pré dimensionnement :

- choisir le poteau le plus sollicité .
- calcul la surface prise par le poteau .
- déterminer des charges permanents et exploitations .
- calcul le effort normal revenant à ce poteau .

Pour la stabilité du poteau il faut vérifier :

$$N_{ultime} \leq \alpha \left\{ \frac{B r f c 28}{\gamma b} + A \frac{f e}{\gamma s} \right\}$$

A : section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$$A = \max (A_{min}^{BAEL}, A_{min}^{RPA})$$

Br : la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle deux centimètres d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$$Br = (h-2) \times (b-2) .$$

α: coefficient fonction de l'élançement mécanique λ qui prend les valeurs suivants :

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{pour } \lambda \leq 50 .$$

$$\alpha = 0.6 \left[\frac{50}{\lambda} \right]^2 \quad \text{avec :}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} : C'est \text{ l'élançement mécanique .}$$

$L_f = 0.7L_0$: C'est la longueur de flambement .

$$i = \sqrt{\frac{I_{min}}{S}} : C'est \text{ le rayon de giration} \Rightarrow I_{min} = \frac{bh^3}{12} \text{ (poteau rectangulaire) .}$$

II.2.4. Descente de charge :

Descente de charge le principe de distribuer la charge sur les différents éléments qui composent la structure d'un bâtiment.

On commence par le niveau le plus haut (terrasse inaccessible) et on descend au niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

II.2.5.Charge d'exploitation :

II.2.5.a)-Loi de dégression : (D.T.R.B.C Article 63)

Elles s'appliquent aux bâtiments à grand nombre ou occupations des divers niveaux peuvent être considérés comme indépendantes

Les surcharges verticales peuvent être minorées selon la loi de dégression verticales ci-après :

- ✚ Soit Q_0 la surcharge appliquée à la terrasse de couverture ,
- ✚ Soit Q_i la surcharge appliquée à l'étage 'i' ;

Les étages étant numérotés de haut en bas ,on calcul \sum_i surcharge totale à considérer au - dessous du plancher de l'étage n^oi .

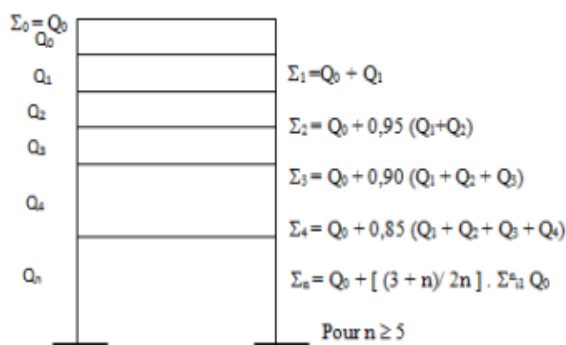


Figure II.13 : schéma explicatif de loi de dégression .

II.2.6.Calcul de N_{max} :

a)-Poteau central :

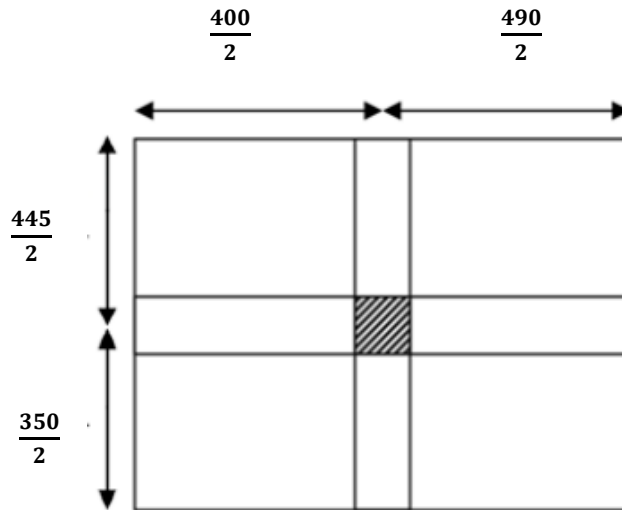


Figure II.14 : surface de plancher .

Surface total :

$$S_T : \left(\frac{445}{2} + \frac{350}{2} \right) * \left(\frac{400}{2} + \frac{490}{2} \right)$$

$$S_T : 17.68 \text{ cm}^2 .$$

Surface du plancher prise par le Poteau:

$$S_T : \left[\left(\frac{445}{2} + \frac{350}{2} \right) - 0.4 \right] * \left[\left(\frac{400}{2} + \frac{490}{2} \right) - 0.4 \right]$$

$$S_T : 14.47 \text{ cm}^2 .$$

Etage	Niveau	Détermination des charges	G (KN)
Etage N°7	N ₁₋₁	Plancher terrasse : 6.53*14.47 = 94.54 Poutre principale : G _{pp} =25*3.575*0.3*0.4=10.72 Poutre secondaire : G _{ps} = 25*4.05*0.3*0.35=12.40	117.66
	N ₂₋₂	N ₁₋₁ = 117.66 Pp du poteau = G _{po} = 25*3.06*0.4*0.4=12.24	129.90

Etage N°6	N ₃₋₃	$N_{2-2} = 129.90$ Plancher courant : $G_{pc} = 5.36 * 14.47 = 77.55$ Poutre principale : $G_{pp} = 25 * 3.575 * 0.3 * 0.4 = 10.72$ Poutre secondaire : $G_{ps} = 25 * 4.05 * 0.3 * 0.35 = 12.40$	224.084
	N ₄₋₄	$N_{3-3} = 224.084$ $G_{po} = 25 * 3.06 * 0.4 * 0.4 = 12.24$	236.324
Etage N°5	N ₅₋₅	$N_{4-4} = 236.324$ Plancher courant : $G_{pc} = 5.36 * 14.47 = 77.55$ Poutre principale : $G_{pp} = 25 * 3.575 * 0.3 * 0.4 = 10.72$ Poutre secondaire : $G_{ps} = 25 * 4.05 * 0.3 * 0.35 = 12.40$	337
	N ₆₋₆	$N_{5-5} = 337$ $G_{po} = 25 * 3.06 * 0.4 * 0.4 = 12.24$	349.24
Etage N°4	N ₇₋₇	$N_{6-6} = 349.24$ $G = G_p + G_{p.p} + G_{p.s} = 100.67$	449.91
	N ₈₋₈	$N_{7-7} = 449.91$ $G_{po} = 25 * 3.06 * 0.4 * 0.4 = 12.24$	462.15
Etage N°3	N ₉₋₉	$N_{8-8} = 462.15$ $G = G_p + G_{p.p} + G_{p.s} = 100.67$	562.82
	N ₁₀₋₁₀	$N_{9-9} = 562.82$ $G_{po} = 25 * 3.06 * 0.4 * 0.4 = 12.24$	575.06

Etage N°2	N ₁₁₋₁₁	$N_{10-10} = 575.06$ Plancher courant : $G = 5.36 * 14.47 = 77.44$ $G_{pp} = 10.72$ $G_{ps} = 12.40$	675.73
	N ₁₂₋₁₂	$N_{11-11} = 675.73$ $G_{po} = 12.24$	687.97
Etage N°1	N ₁₃₋₁₃	$N_{12-12} = 687.97$ $G = G_p + G_{pp} + G_{ps} = 100.67$	788.64
	N ₁₄₋₁₄	$N_{13-13} = 788.64$ $G_{po} = 12.24$	800.88
RDC	N ₁₅₋₁₅	$N_{14-14} = 800.88$ Plancher courant : $G = G_p + G_{pp} + G_{ps} = 100.67$	901.55
	N ₁₆₋₁₆	$N_{15-15} = 901.55$ $G_{po} = 12.24$	913.79
Sous- Sol	N ₁₇₋₁₇	$N_{16-16} = 913.79$ $G = G_p + G_{pp} + G_{ps} = 100.67$	1014.46
	N ₁₈₋₁₈	$N_{17-17} = 1014.46$ $G_{po} = 12.24$	1026.7
Fondation	N ₁₉₋₁₉	$N_{18-18} = 1026.7$ P . amorce Poteau : $G_{ap} = 25 * 0.4 * 0.4 * 1.6 = 6.4$ Poids longrine : $G_l = 0.35 * 0.35 * 25 * 4.05 = 12.4$	1045.5

Tableau II.8: Charges permanent pour chaque niveau (7,6,5,4,3,2)^{eme} et 1^{ère} étage + RDC + SS + Fondation

• **Charge d'exploitation :**

Niveau	Q	$\frac{3i + i}{2i}$	\sum Surcharge		\sum Surcharge (KN/m ²)
Terrasse	Q ₀	/	Q ₀	1	17.68
N1	Q ₁	1	Q ₀ +Q ₁	2.5	44.2
N2	Q ₂	0.95	Q ₀ + 0.95(Q ₁ + Q ₂)	3.85	68.068
N3	Q ₃	0.9	Q ₀ + 0.9(Q ₁ + Q ₂ +Q ₃)	5.05	89.28
N4	Q ₄	0.85	Q ₀ + 0.85(Q ₁ + Q ₂ +Q ₃ +Q ₄)	6.1	107.848
N5	Q ₅	0.8	Q ₀ + 0.8(Q ₁ + Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅)	7	123.76
N6	Q ₆	0.75	Q ₀ + 0.75(Q ₁ + Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅ + Q ₆)	7.75	137.02
N7 RDC	Q ₇	0.71	Q ₀ + 0.714(Q ₁ + Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ + Q ₅ + Q ₆ + Q ₇)	8.455	131.05
N8 Sous-sol	Q ₈	0.69	Q ₀ + 0.687(Q ₁ + Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ + Q ₅ + Q ₆ +Q ₇ +Q ₈)	9.244	143.27
N9 Fondation	Q ₉	0.66	Q ₀ + 0.687(Q ₁ + Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ + Q ₅ + Q ₆ +Q ₇ +Q ₈ +Q ₉)	9.91	153.59

Tableau II.9 : Loi de dégression

b)-poteau de rive:

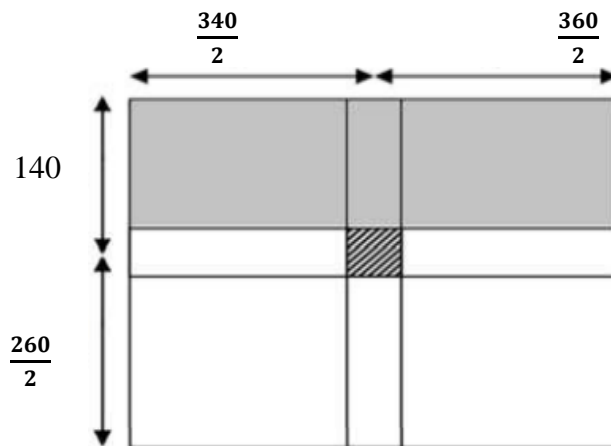


Figure II.15 :surface du plancher .

• calculer les sections

balcons:

$$\left\{ \begin{array}{l} S_1 = 1.4 \times 1.7 = 2.38 \text{ cm}^2 . \\ S_2 = 1.4 \times 1.8 = 2.52 \text{ cm}^2 . \end{array} \right.$$

Section de placher :

$$\left\{ \begin{array}{l} S3 = 1.7 \times 1.3 = 2.21 \text{ cm}^2. \\ S4 = 1.8 \times 1.3 = 2.34 \text{ cm}^2. \end{array} \right.$$

- **poids de element :**

terrasse inaccessible :

$$G1 = (S1 + S2) \times 5.7 = 27.93 \text{ KN.}$$

$$G2 = (S3 + S4) \times 6.53 = 29.71 \text{ KN.}$$

Etage courant :

$$G1 = (S1 + S2) \times 5.7 = 27.93 \text{ KN.}$$

$$G2 = (S3 + S4) \times 5.36 = 24.38 \text{ KN.}$$

$$St = (1.4 + 1.3) \times (1.7 + 1.8) = 9.45 \text{ cm}^2$$

Etage	Niveau	Détermination des charges	G (KN)
Etage N°7	N ₁₋₁	Planche terrasse : $G = 4.55 \times 6.53 = 29.71$ Poutre principale : $G_{pp} = 0.40 \times 0.3 \times 25 \times 3.575 = 10.72$ Poutre secondaire : $G_{ps} = 0.30 \times 0.35 \times 25 \times 4.05 = 12.40$ Acrotère : $G_a = 4.10 \times 2.129 = 8.7289$ Poids du dalle plane : $G_b = 4.9 \times 5.7 = 27.93.$	89.48
	N ₂₋₂	$N_{1-1} = 89.48$ Poids propre du poteau : $G_{po} = 25 \times 3.06 \times 0.40 \times 0.40 = 12.24$	101.72

Etage N°6	N ₃₋₃	<p>$N_{2-2} = 101.72$</p> <p>Planche courant :</p> <p>$G_p = 4.55 * 5.36 = 24.38$</p> <p>Poutre principale :</p> <p>$G_{pp} = 10.72$</p> <p>Poutre secondaire :</p> <p>$G_{ps} = 12.40$</p> <p>Mur extérieur :</p> <p>$G_m = 3.5 * 3.86 = 13.51$</p> <p>Poids du balcon :</p> <p>$G_b = 4.9 * 5.7 = 27.93.$</p>	190.66
	N ₄₋₄	<p>$N_{3-3} = 190.66$</p> <p>Poids propre du poteau :</p> <p>$G_{po} = 25 * 3.06 * 0.40 * 0.40 = 12.24$</p>	202.9
Etage N°5	N ₅₋₅	<p>$N_{4-4} = 202.9$</p> <p>$G = G_{pp} + G_{ps} + G_p + G_m + G_b = 88.94$</p>	291.84
	N ₆₋₆	<p>$N_{5-5} = 291.84$</p> <p>Poids poteau :</p> <p>$G_{po} = 25 * 3.06 * 0.40 * 0.40 = 12.24$</p>	304.08
Etage N°4	N ₇₋₇	<p>$N_{6-6} = 304.08$</p> <p>$G = G_{pp} + G_{ps} + G_p + G_m + G_b = 88.94$</p>	393.02
	N ₈₋₈	<p>$N_{7-7} = 393.02$</p> <p>Poids poteau :</p> <p>$G_{po} = 12.24$</p>	405.26

Etage N°3	N ₉₋₉	N ₈₋₈ = 405.26 G= G _{pp} + G _{ps} + G _p + G _m + G _b = 88.94	494.2
	N ₁₀₋₁₀	N ₉₋₉ = 474.74 Poids poteau : G _{po} = 12.24	506.44
Etage N°2	N ₁₁₋₁₁	N ₁₀₋₁₀ = 506.44 G= G _{pp} + G _{ps} + G _p + G _m + G _b = 88.94	595.38
	N ₁₂₋₁₂	N ₁₁₋₁₁ = 595.38 Poids poteau : G _{po} = 12.24	607.62
Etage N°1	N ₁₃₋₁₃	N ₁₂₋₁₂ = 607.62 G= G _{pp} + G _{ps} + G _p + G _m + G _b = 88.94	696.56
	N ₁₄₋₁₄	N ₁₃₋₁₃ = 696.56 G _{po} = 12.24	708.88
RDC	N ₁₅₋₁₅	N ₁₄₋₁₄ = 708.8 Planche courant : G _p + G _{pp} + G _{ps} + G _m = 61.01	769.81
	N ₁₆₋₁₆	N ₁₅₋₁₅ = 769.81 Poids poteau : G _{po} = 12.24	782.05
Sous-sol	N ₁₇₋₁₇	N ₁₆₋₁₆ = 782.05 G= G _{pp} + G _{ps} + G _p + G _m = 61.01	843.06
	N ₁₈₋₁₈	N ₁₇₋₁₇ = 843.06 Poids poteau : G _{po} = 12.24	855.3

Fondations	N_{19-19}	$N_{18-18} = 855.3$ P . amorce Poteau : $G_{ap} = 25 * 0.4 * 0.4 * 1.6 = 6.4$ Poids longrine : $G_1 = 0.35 * 0.35 * 25 * 4.05 = 12.4$	874.1
------------	-------------	---	-------

Tableau II.10 : Charges permanent pour chaque niveau (7,6,5,4,3,2)^{eme} et 1^{ere} étage + RDC + SS + Fondation.

• **Charge d'exploitation :**

Niveau	Q	$\frac{3i + i}{2i}$	Σ Surcharge		Q (KN)
Niveau 0 (Terrasse)	Q_0	/	Q_0	1	9.45
Niveau 1	Q_1	1	$Q_0 + Q_1$	2.5	23.62
Niveau 2	Q_2	0.95	$Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$	3.85	36.38
Niveau 3	Q_3	0.9	$Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5.05	47.72
Niveau 4	Q_4	0.85	$Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6.1	57.64
Niveau 5	Q_5	0.80	$Q_0 + 0.8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7	66.15
Niveau 6	Q_6	0.75	$Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	7.75	73.23
Niveau 7 (RDC)	Q_7	0.71	$Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	8.455	79.89
Niveau 8 (sous-sol)	Q_8	0.69	$Q_0 + 0.687(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$	9.244	87.40
Niveau 9 (fondation)	Q_9	0.66	$Q_0 + (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$	9.91	93.74

Tableau II.11 : loi de dégression.

Effort normal de résistance :

Donc le poteau le plus sollicité c'est le poteau central :

-La charge permanente totale : **$G = 1045.5 \text{ KN}$.**

-La charge d'exploitation totale : **$Q = 153.59 \text{ KN}$.**

➤ **Poteau central :**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_u^* = 1.1 N_u .$$

Niveau	Nu 1.35G+1.5Q	Nu* 1.1Nu
Etage 7	201.885	22.0735
Etage 6	385.3374	423.8711
Etage 5	539.6095	593.5704
Etage 4	757.8375	833.62125
Etage 3	938.103	1031.9133
Etage 2	1114.3995	1225.83945
Etage 1	1286.718	1415.3898
RDC	1430.097	1573.1067
Sous-sol	1600.95	1761.045
Fondation	1641.81	1805.991

Tableau II.12 : détermination de l'effort (normal « Nu » de poteau central

II.2.7.Vérification de la section de poteau :BAEL 91(B.8.4 ,1)

D'après la descente des charges , on distingue que le poteau le plus sollicité est le poteau central.

On a une compression simple ,alors la valeur de l'effort normal ultime

$$Nu = 1.35G + 1.5Q$$

$$Nu \leq Nu^* = \alpha \left[\frac{Br * Fc28}{0.9 * \gamma_b} + \frac{A * f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$A = \max (A_{\min}^{BAEL} , A_{\min}^{RPA}) ; \text{ avec :}$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.8 \%B \text{ (zone II)}$$

$$A_{\min}^{BAEL} = \max (4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre} ; 0.2\%B) .$$

$$Br = (h-2) \times (b-2). \text{ et } B = (b \times h) .$$

A : la section d'acier minimale comprimée prise en compte dans le calcul ;

Br : la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre.

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.5. \\ \gamma_s = 1.15. \\ f_{c28} = 25\text{Mpa} . \\ f_e = 400\text{Mpa} . \end{array} \right.$$

α : coefficient fonction de l'élanement mécanique λ qui prend les valeurs :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda \leq 50 \quad : \quad \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \\ \lambda \geq 50 \quad : \quad \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \end{array} \right.$$

Section cm ²	Br	B	A	I	λ	α
40× 40	1444 cm ²	1600 cm ²	12.8 cm ²	2.13 cm ⁴	18.57	0.80

Tableau II.13 : vérification de la section de poteau (BAEL91) .

Section (cm ²)	N* (KN)	Nu (KN)	Condition
40 × 40	3775.65	1805.991	C.V

Tableau II.14 :: récapitulatif pour la vérification du poteau.

Conclusion :

Le but de ce chapitre est de déterminer les dimensions, les charges permanentes G, les charges d'exploitation Q de chaque élément de chaque élément .

On résumer le calcul comme suit :

Elément	Dimensions
Planchers corps creux	(20+4) cm
Dalle pleine (balcon)	e=15 cm
Poteau carré	(40× 40) cm ²
Poutre principale	(30×40) cm ²
Poutre secondaire	(30× 35) cm ²
Poutre palière	(30× 35) cm ²
Longrine	(35× 35) cm ²
Voile	e=20 cm
Escalier	e=15 cm
Acrotère	h=60 cm

Tableau. II .15: tableau récapitulatif des dimensions.

élément		Charge permanent (KN/m ²)	Charge d'exploitation (KN/m ²)
Plancher terrasse		6.53	1
Plancher corp creux		5.36	1.5
Balcon		5.7	3.5
Mur	Extérieur	3.86	/
	Intérieur	1.3	/
Acrotère		2.13	1
Palier		8.66	2.5
Paillasse		8.25	2.5

Tableau. II .16: tableau récapitulatif les charges permanentes et d'exploitations .

Chapitre III

Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans ce calcul on veut assurer la stabilité et la résistance des différents éléments secondaires (acrotère, balcon et escalier) et indépendante de l'action sismique.

III.1.l'acrotère :

L'acrotère est un élément de protection il est considéré comme une console encastrée à niveau de la plancher terrasse, il est soumis à son poids et surcharge de 1KN/m due à la main courante.

L'acrotère est un élément calculer a la flexion composé sous l'effet d'un effort normale du à son poids propre et un moment de flexion de l'application de la charge **FP**.

Sera RPA99/2003 la force horizontal de calcul **FP** agissant sur les éléments non structuraux sont calculées par la formule :

$$F_p = 4 A C_p W_p \quad (6-3)$$

III.1.1.Le rôle de l'acrotère :

- empêche l'écoulement de l'eau.
- a un aspect esthétique.
- Protection des personnes.

III.1.2.Principe de calcul :

L'acrotère se compte comme une console encastrée à sa base au niveau du Plancher terrasse, elle est soumise à l'action de :

- L'effet normal dû à son poids propre G ;
- La surface horizontale due à la main courante.

Le calcul se fait pour une band de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- ✓ Largeur : 100 cm
- ✓ Hauteur : 60 cm
- ✓ Epaisseur : 10 cm

Les charges G et Q de l'acrotère sont : **G= 1.75KN/ml, Q=1KN/ml**

Les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales

Suivant la formule :

$$F_p = 4 * A_c * C_p * W_p \dots\dots\dots \text{(Article (6.2.3) RPA99 version2003)}$$

A : coefficient d'accélération de zone ;

C_p : facteur de force horizontale ;

Groupe d'usage 2, zone sismique (IIa), donc :

$$A = 0.15$$

$$C_p = 0.80$$

$$F_p = 1.02192 \text{ KN}$$

$$F_q = \max(Q, F_p) \leftrightarrow F_q = F_p = 1.02192 \text{ KN.}$$

III.1.3. Combinaison de charge :

a)- à L'ELU :

- Effort normal de compression : $N_u = 1.35 \cdot G = 1.35 \times 1.75 = 2.3625 \text{ KN}$
- Moment d'encastrement : $M_u = 1.5 \cdot F_q \cdot h = 1.5 \times 1.02192 \times 0.6 = 0.92 \text{ KN.m}$
- Effort tranchant: $T_u = 1.5 \cdot F_q = 1.5 \cdot 1.02192 = 1.533 \text{ KN}$

b)- à L'ELS:

- Effort normal de compression : $N_s = G = 1.75 \text{ KN}$
- Moment d'encastrement : $M_s = F_q \cdot h = 0.61 \text{ KN.m}$
- Effort tranchant : $T_s = F_q = 1.02192 \text{ KN}$

	N (KN)	M (KN.m)	T (KN)
ELU	2.3625	0.92	1.533
ELS	1.75	0.61	1.02192

Tableau III.1 : de récapitulatif de la combinaison de charge.

La section de calcul est rectangulaire de largeur $b = 100 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 10 \text{ cm}$ (épaisseur).
On adopte un enrobage d'armatures de type exposé aux intempéries.

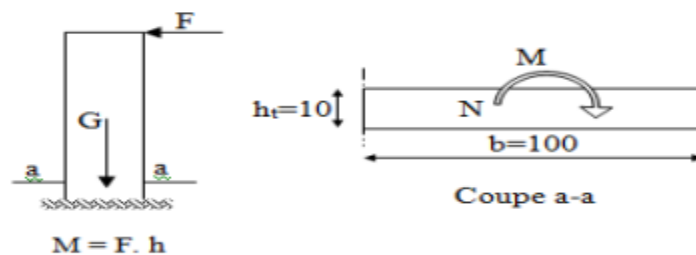


Figure III.1 : Principe et dimensionnement de l'acrotère .

III.1.4. Déterminer les armatures longitudinales :

La section de calcul est rectangulaire de largeur $b = 100$ cm et de hauteur $h = 10$ cm (épaisseur).

On adopte un enrobage d'armatures de type exposé aux intempéries

III.1.5. Calcul excentricité :

➤ **Excentricité de première ordre :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0.4 \text{ m}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = 0.35 \text{ m}$$

$$\text{donc on a : } e_0 = \frac{h}{6} = \frac{0.10}{6} = 0.017 \text{ m} \leftrightarrow e_u > \frac{h}{6}$$

Donc la section sera partiellement comprimée, le calcul de la section sera fait en flexion simple par un moment fictif

➤ **Calcul le moment fictif :**

$$M_{ua} = N_u * e_a$$

$$e_a = e_u + \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$e_a = 0.44 \text{ m}$$

$$d = 0.9 * h \rightarrow d = 0.09 \text{ m}$$

$$M_{ua} = 2.3625 * 0.44$$

$$M_{ua} = 1.0395 \text{ KN} * \text{m}$$

III.1.6. Calcul de ferrailage :

➤ **Ferrailage a l'ELU**

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b d^2 \delta b} = \frac{1.0395 * 10^3}{100 * 9^2 * 14.2}$$

$$\mu = 0.009 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow A_1 = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0113$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \rightarrow \beta = 0.995$$

$$A_{st} = \frac{M_{ua}}{\beta * d * \delta s} = 0.333 \text{ cm}^2$$

A_s : la section fictive d'acier la section d armature réelle est :

$$A_s = A_{st} - \frac{Nu}{100 * \delta_s}$$

$$A_s = 0.265 \text{ cm}^2$$

A)-Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 * 100 * 9 * \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 1.08675 \text{ cm}^2$$

❖ Le choix d'armature :

On adopte : 4HA8 = 2.01 cm²

B)-Armature de répartition :

$$\text{On a : } \frac{A}{4} \rightarrow \frac{2.01}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 0.5025 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA6 = 1.13 cm²

C)-Espacement :

$$S_t = \left(\frac{100}{4} \right) = 25 \text{ cm} \leq S_{\min} \quad \left\{ 3h=30 \text{ cm}; 33 \text{ cm} \right\} = 30 \text{ cm}$$

$$S_{\text{rép}} = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm} \leq S_{\min} = \min \left\{ 4h=40 \text{ cm}; 45 \text{ cm} \right\} = 40 \text{ cm}$$

➤ Justification a L ELS:

A)-Etat limite de compression du béton :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{\text{adm}} \quad \text{Telles que : } \sigma_{bc} = \frac{M_s * y}{I}$$

$$By^2 + 30Ay - 30d$$

$$100y^2 + 60.3y - 542.7 = 0$$

$$\Delta = 220712.04$$

$$\sqrt{\Delta} = 469.80$$

$$y = 2.0475 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} * y + 15 \left\{ A(d-y)^2 \right\}$$

$$I = 1743.45 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms \cdot y}{I} = 0.716 \text{ Mpa}$$

$$\text{et } \sigma_{adm} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} < \sigma_{adm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

B)-L'état limite d'ouverture des fissurations :

La fissuration préjudiciable :

On doit vérifier que :

$$\sigma_s \leq \sigma_{s adm}$$

$$\text{Telles que : } \sigma_{s adm} = \min \left[\frac{2}{3}f_e ; \left\{ \max\left(\frac{f_e}{2} ; 110\sqrt{n Ftj}\right) \right\} \right]$$

$$\sigma_{s adm} = 201.63 \text{ MPa}$$

On a une fissuration préjudiciable :

$$n = 1.6 \text{ (Acier HA)}$$

$$\text{et } \sigma_s = \frac{15Ms(d-y)}{I}$$

$$\sigma_s = 36.48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq \sigma_{s adm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

C)-Vérification de la contrent de cisaillement du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \tau^*$

$$\text{On a } V_u = 1.5 \cdot Q = 1.5 \text{ KN}$$

$$\text{Telles que : } \tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.0016 \text{ MPa}$$

$$\tau^* = \min \left[\frac{0.15 F_{28}}{\gamma b} ; 4 \text{ MPa} \right] = 2.5 \text{ Mpa (la fissuration préjudiciable)}$$

$$\text{D'où alors : } \tau_u \leq \tau^* \dots \dots \dots \text{CV}$$

Donc le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

On prend donc que des armatures de montage.

III.1.7.Ferraillage d'acrotère :

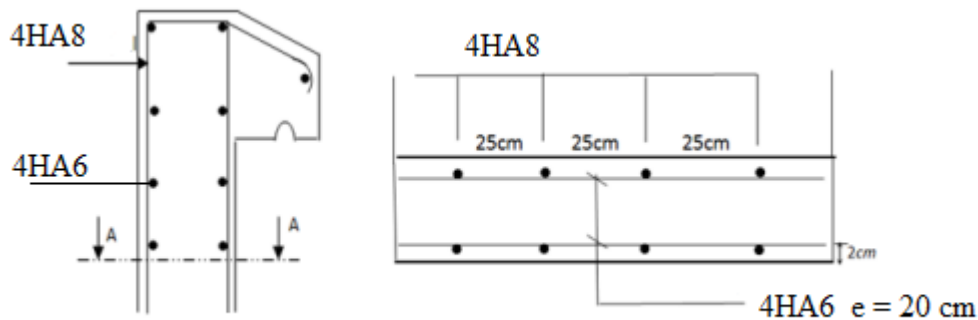


Figure III.2 : Schéma ferraillage d'acrotère.

III. 2. Balcon :

III.2.1.introduction :

Le balcon est une dalle pleine considéré encastrée dans les poutres, il est calculé comme un consol et ferraillée en flexion simple.

il est soumis à une charge permanente G (poids propre), charge concentrée à l'extrémité libre P (poids propre des murs), et une charge d'exploitation Q .

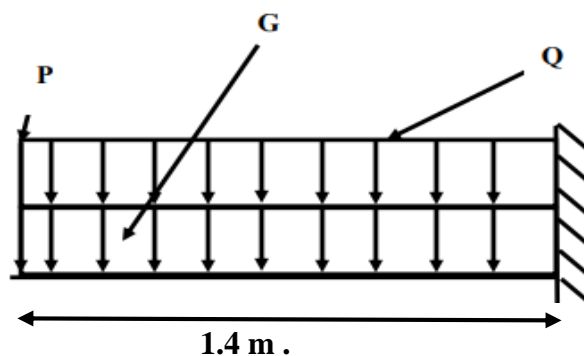


Figure III.3 : schéma de balcon.

III.2.2.Evaluation des charges :

Poids propre : $G = 5.7 \text{ Kn/m}^2$.

Force concentrée due aux poids du mur extérieur : $P = 1.28/\text{m}^2$.

Surcharge d'exploitation : $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$.

- G : Poids propre de la console.
- Q : Surcharge d'exploitation.
- P : charge concentrée due au poids des murs extérieurs et l'acrotère.

III.2.3.Combinaison de charge :

➤ ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35(5.7) + 1.5(3.5) = 12.94 \text{ KN/m}^2$$

$$p_u = 1.35p = 1.35(1.28) = 1.728 \text{ KN/m}^2$$

➤ **ELS :**

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 5.7 + 3.5 = 9.27 \text{ KN/m}^2$$

$$p_s = 1.28 \text{ KN/m}^2$$

III.2.4. Détermination des sollicitations :

➤ **Calcul le moment ultime :**

$$M_u = \frac{qul^2}{2} + p_ul$$

$$M_u = \frac{12.94 \times 1.4^2}{2} + 1.728 \times 1.4 = 15.10 \text{ KN.m.}$$

➤ **Calcul le moment service:**

$$M_s = \frac{qsl^2}{2} + p_sl$$

$$M_s = \frac{9.2 \times 1.4^2}{2} + 1.28 \times 1.4 = 10.80 \text{ KN.m.}$$

III.2.5. Ferrailage a l'ELU :

$$b = 100 \text{ cm} \quad d = 0.9h = 13.5 \quad \sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPa} .$$

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{15.10 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 14.2} = 0.058 < \mu_1 = 0.392 .$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.058)}) = 0.075 .$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.075) = 0.97$$

Donc on calcul la section fictive de l'acier tendue :

$$A_{st} = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{15.10 \times 10^3}{0.97 \times 13.5 \times 348} = 3.31 \text{ cm}^2$$

❖ **le choix d'armature :**

$$\text{on adopte : } 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

A)-condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$1.63 \text{ cm}^2 < 4.52 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{c.v}$$

B)-armature de répartition :

$$A/4 \leq A_r = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ **le choix d'armature :**

$$\text{On prend : } A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

C)-L'espaceur :**❖ Armatures longitudinales :**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} .$$

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} .$$

❖ Armatures transversales :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} .$$

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} .$$

III.2.6. Justification à ELS :**A)-Etat limite de compression de béton :**

On doit vérifier que :

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

tell que :

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms}{I} y \text{ et } \sigma_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} .$$

$$by^2 + 30Ay - 30dA = 0$$

$$100y^2 + 30(4.52)y - 30(13.5)(4.52) = 0$$

$$100y^2 + 135.6y - 1830.6 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac$$

$$= (135.6)^2 - 4(100)(1830.6)$$

$$= 750627.36$$

$$\sqrt{\Delta} = 866.38 .$$

$$\Rightarrow Y = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} = 3.65 \text{ cm} .$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 [A (d - y)^2]$$

$$= \frac{135.6}{3} (3.65)^3 + 15 [4.52 (13.5 - 3.65)^2]$$

$$I = 8776.07 \text{ cm}^4 .$$

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms}{I} y = \frac{10.80 \times 10^6}{8776.07 \times 10^4} 36.5 = 4.49 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{cv} .$$

B)-Etat limite de fissuration :

Pour la fissuration on considérée comme une fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s < \sigma_{s adm}$$

$$\text{tell que : } \sigma_{s adm} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \left(\frac{f_e}{2}, 110 \sqrt{nftj} \right) \right\} = 201.63 \text{ Mpa} .$$

$$\sigma_s = 15 \frac{Ms}{I} (d - y)$$

$$= 15 \frac{10.80 \times 10^6}{8776.07 \times 10^4} (135 - 36.5)$$

$$= 181.82 \text{ Mpa} < 201.63 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

C)-Vérification de la contrainte du cisaillement du béton :

On doit vérifier

$$\tau_u \leq \tau$$

tell que : $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$

$$V_u = q_u l + p_u = 12.94 \times 1.4 + 1.28 = 19.39 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{12.39 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.091 \text{ Mpa .}$$

$$\text{et } \tau = \min \left\{ \frac{0.5 f_{c28}}{\gamma b} ; 4 \text{ Mpa} \right\} = 2.5 \text{ MPa (la fissuration est préjudiciable) .}$$

$$\text{D'où alors : } \tau_u = 0.091 \text{ Mpa} < 2.5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{cv .}$$

Donc le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires ,on prend donc que des armatures de montage .

D)-Vérification à la flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_f} \rightarrow \frac{15}{140} = 0.1 = 0.1 \dots\dots\dots \text{(c.v)}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{140} = 0.1 > 0.0625 \dots\dots\dots \text{(c.v)}$$

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.42}{F_e} \rightarrow 0.003 < 0.011 \dots\dots\dots \text{(c.v)}$$

III.2.7.Schéma de ferrailage :

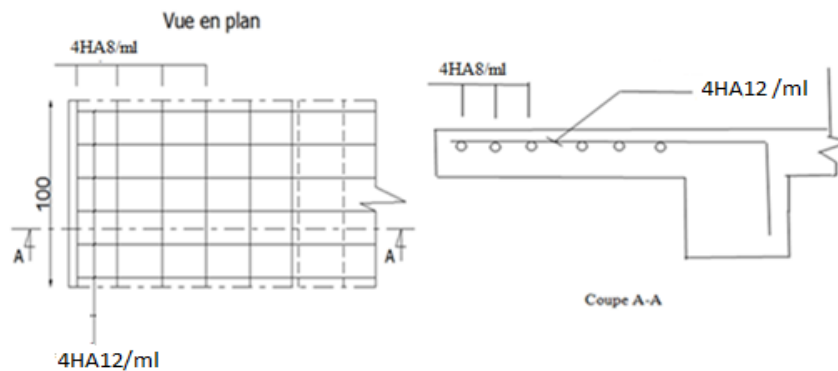


Figure III.4 : schéma ferrailage de balcon .

III.3. Etude des escaliers :

III.3.1. Définition :

Les escaliers sont éléments importants ils permettent l'axés vertical entre différents étages de la structure, ils sont soumis à des forces divers (poids propre des escaliers, les surcharges dues aux différent accès,) ces différentes charges peuvent entrainer des dommages divers dans ces éléments de la structure (déformation, fissuration, ou même la ruine de l'escalier. Pour éviter ce risque on doit faire une étude détaillée sur le type de ferrailage adopté.

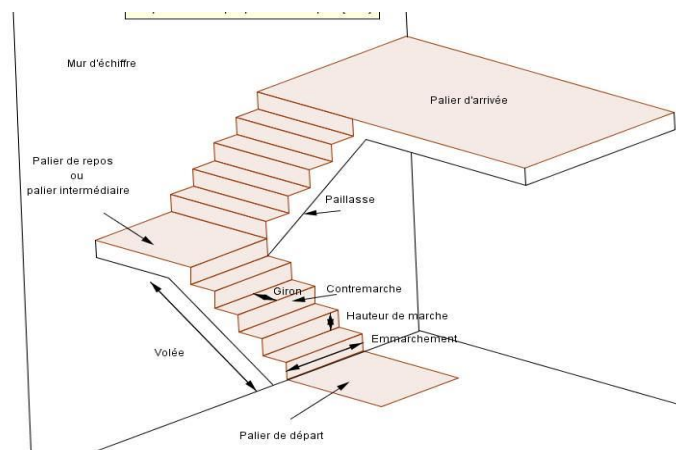


Figure III.5: présentation de l'escalier

III.3.2. Calcul des sollicitations :

E.L.U : 1.35G + 1.5Q

E.L.S : G + Q

	G (KN/ml)	Q (KN /ml)	Qu= 1.35G + 1.5Q	Qs= G + Q
Palliasse	8.25	2.5	14.88	10.75
Palier	8.66	2.5	15.44	11.16

Tableau III.2: chargement sur l'escalier

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

$$Q_{u \text{ éq}} = \frac{14.88 * 2.40 + 2(15.44 * 1.40)}{5.2}$$

$$Q_{u \text{ éq}} = 15.18 \text{ KN /ml}$$

$$Q_{s \text{ éq}} = \frac{10.75 * 2.40 + 2(11.16 * 1.40)}{5.2}$$

$$Q_{s \text{ éq}} = 10.97 \text{ KN/ml}$$

➤ **Calcul le moment :**

- $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

-Moment sur appui : $M_a = 0.3M_0$

-Moment en travée : $M_t = 0.85M_0$

	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)
E.L.U	51.31	43.61	15.39
E.L.S	37.07	31.51	11.12

Tableau III.3 : moment d'escalier aux état limite.

III.3.3.Ferrailage :

III.3.3.1. à E.L.U :

a)-Ferrailage en travée :

$$M_{t,u} = 43.31 \text{ KN.m}$$

$$F_{bu} = \frac{0.85 \cdot F_c \cdot 28}{\theta \gamma_b} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{43.61 \cdot 10^3}{1 \cdot 130^2 \cdot 14.17} = 0.182 < 0.392 = \mu_1$$

$$\mu < \mu_1 \quad (A_t = 0)$$

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

$$\alpha = 0.253$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$\beta = 0.89$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \sigma_{sd}} = \frac{43.61 \cdot 10^3}{0.89 \cdot 130^2 \cdot 348} = 1.08 \text{ cm}^2$$

A)-Condition de non fragilité :

$$A_s \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = 1.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s \geq A_{\min} \dots\dots\dots \text{CN.}$$

$$\text{On prend: } A_{ap} = A_s = 1.08 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Soit : $S_t = 25 \text{ cm}$

▪ **Vérification de l'espace :**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(45; 33) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

B)- Armature de répartition:

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte:

$$A_r = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $S_t = 25 \text{ cm}$

▪ **Vérification de l'espace :**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(45; 33) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

b)-Sur appuis :

$$M_{a;u} = 15.39 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = 0.06$$

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

$$\alpha = 0.077$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$\beta = 0.97$$

$$A_s = \frac{Mu}{bd^2 \sigma_s} = \frac{15390}{1 \times 130^2 \times 348} = 3.40 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

A)-Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = 1.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s \geq A_{\min} \dots\dots\dots \text{CV}$$

On adopte : $A_s = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Soit : $S_t = 25 \text{ cm}$

▪ **Vérification de l'espace :**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(45; 33) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

B)-Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0.85 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte: $A_s = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Soit : $S_t = 25 \text{ cm}$

▪ **Vérification de l'espace :**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(45 ; 33) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

III.3.3.2.Vérification à l'E.L. S :

La fissuration est peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

- Section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400

$$\alpha \leq \alpha^* = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ avec } : \frac{M_u}{M_s}, f_{c28}=25\text{MPa}$$

$$\gamma = \frac{43.61}{31.51} = 1.32$$

$$\alpha = 0.201 \leq \alpha^* = 0.41 \text{ (vérifié).}$$

III.3.4.Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u = \frac{qu \cdot l}{2} = \frac{31.51 \cdot 5.2}{2} = 81.93 \text{ KN/ml}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.63 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^* = \min \left[0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma b} ; 4 \text{ MPa} \right] = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \tau_u^* \dots\dots\dots \text{CV.}$$

III.3.5.Schéma de ferrailage :

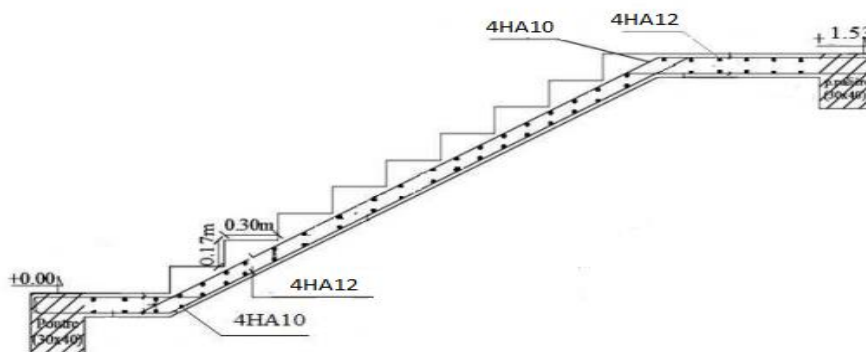


Figure III.6 : schéma ferrailage d'escalier

III.4. Les planchers :

III.4.1. Introduction :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique, la structure étudiée comporte des planchers en corps creux.

Ce type (notre étude) de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux) avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

III.4.2. Les méthodes de calcul :

Plusieurs méthodes peuvent être utilisées dans le calcul des planchers, nous citerons comme exemple les suivantes méthodes forfaitaire et méthode Caquot.

III.4.2.1. Méthode de forfaitaire :

❖ Domaine d'application:

Pour déterminer les moments en appui et en travée, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions sont vérifiées:

- ✓ Plancher (terrasse et courant) a surcharges modérées ($Q \leq \min(2G, 5 \text{ kn/m}^2)$);
- ✓ Le moment d'inertie est constant sur toutes les travées;
- ✓ Le rapport entre deux travées successives est compris entre : $0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$;
- ✓ Fissuration considérée comme peu préjudiciable;

❖ Principe de la méthode :

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 dans la travée dite de comparaison.

❖ Calcul des moments :

a)-En travée :

Pour calculer les moments en travées on doit vérifier les conditions suivantes :

$$M_T \geq [\max(1.05; (1 + 0.3\alpha)) \times M_0] - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_T \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{travée de rive}$$

$$M_T \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{travée intermédiaire}$$

Avec :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} \quad \text{et} \quad M_0 = \frac{ql_2}{8}$$

- M_t : moment max dans la travée de comparaison.

- M_w : Moment sur l'appui de droite.

- M_e : Moment sur l'appui de gauche.

b)-sur appui :

-0, pour appui de rive ;

-0.6 M_0 , pour poutre de deux travées ;

-0.5 M_0 , pour appui voisins des appuis de rive pour poutre de plus deux travées ;

-0.4 M_0 , pour les appuis intermédiaires (plus trois travées).

c)-L'effort tranchant :

Les efforts tranchants aux appuis sont calculés par la méthode générale applicable aux poutres (forfaitaire).

En supposant la discontinuité entre les travées. Dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique T_0 avec :

-15 % pour une poutre à deux travées.

-10 % pour une poutre à plus de deux travées.

$$T_w = T_0 - \frac{Me - Mw}{L}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{Me + Mw}{L}$$

Avec :

$$T_0 = \frac{ql}{2}$$

-effort tranchant pour l'appui de gauche (T_w).

-effort tranchant pour l'appui de droite (T_e).

III.4.2.2.Méthode Caquot :

❖ Domaine d'application :

Elle est applicable généralement pour les planchers à surcharge élevées $Q > (2G ; 5KN/m^2)$. Mais la méthode de Caquot minoré s'applique aux poutres continues et aux planchers à surcharge modérées si l'une des conditions 2,3 ou 4 de la n'est pas vérifiée.

Dans ce cas les moments sur appuis sont calculés de la même manière que la méthode de Caquot, en remplaçant la charge permanente G par G' tel que : $G' = 2/3G$.

❖ Principe de la méthode :

La méthode proposée par Albert Caquot tient compte :

- ★ la variation du moment d'inertie due aux variations de la largeur de la table de compression, en réduisant légèrement les moments sur appui et en augmentant proportionnellement ceux en travée.
- ★ de l'amortissement de l'effet des chargements des poutres en BA, en ne considérant que les travées voisines de l'appui pour déterminer le moment sur appui.

❖ **Calcul les moments :**

a)-En travée :

Le moment est maximal :

$$X = X_0 = \frac{1}{2} + (M_w - M_e / ql)$$

$$M_t = M_0 - (M_w + M_e / 2) + (M_w - M_e)^2 / 2ql^2$$

b)-En appui :

On détache, de chaque côté. Des appuis, des travées fictives de longueurs L'_w à gauche et L'_e à droite égales à la portée libre l de la travée si elle est simplement posée sur l'autre appui et à $0,8l$ si elle est continue au-delà de l'autre appui.

$$M_t = \frac{P_w l'^3 + P_e l'^3}{8.5(l'_w + l'_e)}$$

Avec :

P_w et P_e : Charge à gauche et à droite de la travée respectivement.

c)-Les efforts tranchants :

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{qL}{2}$$

$$V_e = V_w + qL$$

Avec :

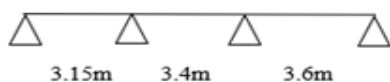
V_w = l'effort tranchant à droite de la travée.

V_e = l'effort tranchant à gauche de la travée.

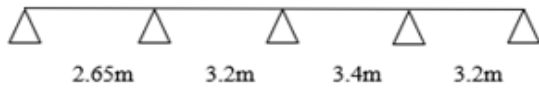
III.4.3. Les Type des poutrelles :

III.4.3.1. Poutrelles terrasse :

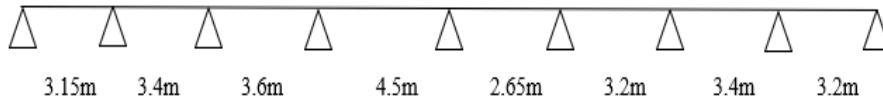
Type 1-1 :



Type 1-2 :



Type 1-3 :



Type 1-4 :

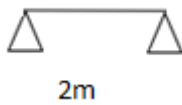
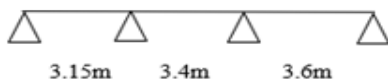


Figure III.7 : Les types des nervures (terrasses).

III.4.3.2.Poutrelles planchers :

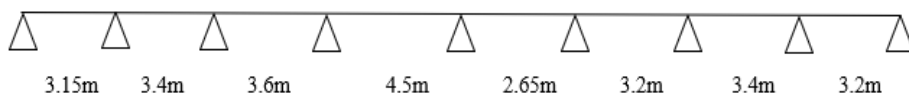
Type 1-1 :



Type 1-2 :



Type 1-3 :



Type 1-4 :



Figure III.8 : Les types des nervures (étage courant).

Remarque :

- Type 1-3 → Méthode Caquot.
- Type 1-1,1-2,1-4 → Méthode forfaitaire.

III.4.4.Calcul des planchers :

III.4.4.1.Combinaisons d'actions :

à ELU :

$$q_{u,et} = (1.35 G + 1.5 Q) 0.65 = (1.35 \times 5.36 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = 6.16 \text{KN/m.}$$

$$q_{u,tr} = (1.35 G + 1.5 Q) 0.65 = (1.35 \times 6.53 + 1.5 \times 1) \times 0.65 = 6.70 \text{KN/m.}$$

à ELS :

$$q_{s,et} = (G + Q) \cdot 0.65 = (5.36 + 1.5) \times 0.65 = 4.46 \text{KN/m.}$$

$$q_{s,tr} = (G + Q) \cdot 0.65 = (6.53 + 1) \times 0.65 = 4.89 \text{KN/ml.}$$

III.4.4.2.Plancher étage :

III.4.4.2.1.Méthode forfaitaire:

- Type 1-1 :

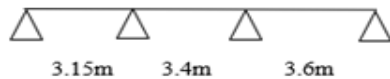


Figure III.9 : Schéma statique de nervure type 1-1.

- Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

On doit vérifier les conditions citées précédemment pour choisir la méthode de calcul :

$$_Q \leq \text{Max} \{2G ; 5\text{kN/m}^2\}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Q \text{ (plancher terrasse)} = 1\text{KN/m}^2 \\ G \text{ (plancher terrasse)} = 6.53\text{KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\diamond Q = 1\text{KN/m}^2 \leq \text{Max} (13.06 \text{KN/m}^2; 5\text{kN/m}^2) \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Q \text{ (plancher étage courant)} = 1,5\text{KN/m}^2 \\ G \text{ (plancher étage courant)} = 5,36\text{KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\diamond Q = 1,5(\text{KN/m}^2) \leq \text{Max} (10.72 \text{KN/m}^2; 5\text{kN/m}^2) \dots\dots\dots \text{CV.}$$

_Le moment d'inertie des sections est constant sur tout le long de la poutrelle CV.

_La fissuration est peu préjudiciableCV.

_Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

$$\frac{3.15}{3.4} = 0.92 ; \frac{3.4}{3.6} = 0.94 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

Donc la méthode forfaitaire est applicable.

❖ calcul des sollicitations :

$$q_{u,et} = 6.16\text{KN/ml} \quad q_{s,et} = 4.46\text{KN/ml}$$

Calcul des moments isostatiques:

$$M_0 = \frac{qul^2}{8}$$

à ELU :

-Travée (1-2):

$$M_{0u} = 9.43 \text{KN.m}$$

-Travée (2-3) :

$$M_{0u} = 8.9 \text{KN.m}$$

-Travée (3-4) :

$$M_{0u} = 9.97 \text{KN.m}$$

à ELS :

-Travée (1-2):

$$M_{0s} = 5.53 \text{KN.m}$$

-Travée (2-3) :

$$M_{0s} = 6.44 \text{KN.m}$$

-Travée (3-4) :

$$M_{0s} = 7.22 \text{KN.m}$$

❖ **Calcul des moments aux appuis :**

Appuis de rive :

$$M_1 = M_4 = 0 \text{KN.m}$$

Appui intermédiaire :

$$M_2 = 0.5 \max (M_0^{1-2} ; M_0^{2-3})$$

$$= 0.5 M_0^{1-2} = 4.71 \text{KN.m}$$

$$M_3 = 0.5 \max (M_0^{2-3} ; M_0^{3-4})$$

$$= 0.5 M_0^{3-4} = 4.98 \text{KN.m}$$

❖ **Calcul des moments en travées :**

$$\alpha = \frac{q}{q+G} = \frac{1.5}{6.86} = 0.21$$

$$1 + 0.3\alpha = 1.063$$

$$1.2 + 0.3\alpha = 1.263$$

Travée 1-2 (rive) :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{T1} \geq 0.8M_0^{1-} \quad M_{T2} \geq 0.63M_0^{1-2} \\ M_T = \max (M_{T1} ; M_{T2}) \rightarrow M_{T1} = 7.54 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

Travée 3-4 (rive) :

$$\begin{cases} M_{T1} \geq 0.8M_0^{3-4} \\ M_{T2} \geq 0.63M_0^{3-4} \end{cases}$$

$$M_T = \max(M_{T1}; M_{T2}) \rightarrow M_{T1} = 7.97 \text{KN.m}$$

Travée 2-3 (intermédiaire) :

$$\begin{cases} M_{T1} \geq 1.063M_0^{2-3} - 0.25M_0^{1-2} - 0.25M_0^{3-4} \\ M_{T2} \geq 0.53M_0^{1-2} \end{cases}$$

$$M_T = \max(M_{T1}; M_{T2}) = M_{T2} = 4.71 \text{KN.m}$$

❖ Evaluation des efforts tranchants :

$$T_0^{(1-2)} = \frac{ql}{2} = \frac{6.16 \cdot 3.15}{2} = 9.70 \text{KN}$$

$$T_0^{(2-3)} = \frac{6.16 \cdot 3.4}{2} = 10.47 \text{KN}$$

$$T_0^{(3-4)} = \frac{6.16 \cdot 3.6}{2} = 11.08 \text{KN}$$

Travée 1-2 :

$$T_w = T_0 - \frac{(Me - Mw)}{L} \quad ; \quad T_e = -T_0 + \frac{(Me - Mw)}{L}$$

$$T_w^{(1-2)} = 12.12 \text{KN}$$

$$T_e^{(1-2)} = -9.43 \text{KN}$$

Travée 2-3 :

$$T_w^{(2-3)} = 10.54 \text{KN}$$

$$T_e^{(2-3)} = 10.55 \text{KN}$$

Travée 3-4 :

$$T_w^{(3-4)} = -9.69 \text{KN}$$

$$T_e^{(3-4)} = -12.46$$

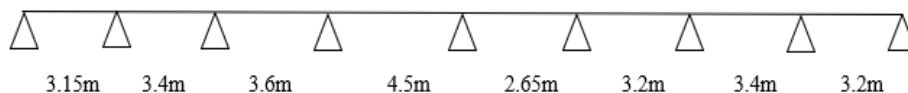
III.4.4.2. Méthode de Caquot :

Figure III.10 : Schéma statique de nervure type 1-3.

à Etat limite ultime :• **sur appuis :**

$$q_{u \text{ réduit}} = [1.35 \left(\frac{2}{3}\right) G + 1.5Q] 0.65$$

$$=[1.35(\frac{2}{3})(5.36) + 1.5(1.5)] = 4.59 \text{KN/m.}$$

- **sur travée :**

$$q_u = [1.35G + 1.5Q] 0.65$$

$$= [1.35(5.36) + 1.5(1.5)] 0.65 = 6.16 \text{KN/m.}$$

à Etat limite service :

- **sur appuis :**

$$q_{u \text{ réduit}} = [(\frac{2}{3})G + Q] 0.65$$

$$= [(\frac{2}{3})(5.36) + 1.5] 0.65 = 3.29 \text{KN/m}$$

- **sur travée :**

$$q_u = [G + Q] 0.65$$

$$= [5.36 + 1.5] 0.65 = 4.46 \text{KN/m.}$$

❖ **Calcul les sollicitations :**

ELU :

Sur appuis :

$$M_a = \frac{q_e l^3 + q_w L w^3}{8.5(l_e^3 + l w^3)} \quad \text{et} \quad L' = L = \text{rive} \quad \text{Avec : } q_e = q_w = 4.59 \text{ KN/m}$$

$$L' = 0.8L = \text{intermédiaire}$$

$$M_1 = -\frac{4.59(3.15)^2}{8.5} = -5.36 \text{KN.m (rive)}$$

$$M_2 = -\frac{4.59(3.15^3 + 2.72^3)}{8.5(3.15 + 2.72)} = -4.72 \text{KN.m}$$

$$M_3 = -\frac{4.59(2.72^3 + 2.88^3)}{8.5(2.72 + 2.88)} = -4.24 \text{KN.m}$$

$$M_4 = -\frac{4.59(2.88^3 + 3.6^3)}{8.5(2.88 + 3.6)} = -5.85 \text{KN.m}$$

$$M_5 = -\frac{4.59(3.6^3 + 2.12^3)}{8.5(3.6 + 2.12)} = -5.30 \text{KN.m}$$

$$M_6 = -\frac{4.59(2.12^3 + 2.56^3)}{8.5(2.12 + 2.56)} = -3.03 \text{KN.m}$$

$$M_7 = -\frac{4.59(2.56^3 + 2.72^3)}{8.5(2.56 + 2.72)} = -3.77 \text{KN.m}$$

$$M_8 = -\frac{4.59(2.72^3 + 3.2^3)}{8.5(2.72 + 3.2)} = -4.82 \text{KN.m}$$

$$M_9 = -\frac{4.59(3.2^2)}{8.5} = -5.53 \text{KN.m (rive)}$$

Effort tranchant :

$$V_w = \frac{(Mw - Me)}{L} - \frac{ql}{2} \text{ (droite de travée)}$$

$$V_e = V_w + ql \text{ (gauche de travée)}$$

$$V_1 = \frac{-5.36 + 4.72}{3.15} - \frac{6.16(3.15)}{2} = -9.90 \text{ KN.}$$

$$V_2 = V_1 + q_u \text{ travée } L = -9.90 + 6.6(3.15) = 9.50 \text{ KN.}$$

$$V_2 = \frac{-4.72 + 4.24}{3.4} - \frac{6.16(3.4)}{2} = -10.61 \text{ KN.}$$

$$V_3 = -10.61 + 6.16(3.4) = 10.33 \text{ KN.}$$

$$V_3 = \frac{-4.24 + 5.85}{3.6} - \frac{6.16(3.6)}{2} = -10.63 \text{ KN.}$$

$$V_4 = -10.63 + 6.16(3.6) = 11.54 \text{ KN.}$$

$$V_4 = \frac{-5.85 + 5.30}{4.5} - \frac{6.16(4.5)}{2} = -13.98 \text{ KN.}$$

$$V_5 = -13.98 + 6.16(4.5) = 13.74 \text{ KN.}$$

$$V_5 = \frac{-5.30 + 3.03}{2.65} - \frac{6.16(2.65)}{2} = -9.012 \text{ KN.}$$

$$V_6 = -9.012 + 6.16(2.65) = 7.31 \text{ KN.}$$

$$V_6 = \frac{-3.03 + 3.77}{3.2} - \frac{6.16(3.2)}{2} = -9.62 \text{ KN.}$$

$$V_7 = -9.62 + 6.16(3.2) = 10.09 \text{ KN.}$$

$$V_7 = \frac{-3.77 + 4.82}{3.4} - \frac{6.16(3.4)}{2} = -10.17 \text{ KN.}$$

$$V_8 = -10.17 + 6.16(3.4) = 10.77 \text{ KN.}$$

$$V_8 = \frac{-4.82 + 5.53}{3.2} - \frac{6.16(3.2)}{2} = -9.62 \text{ KN.}$$

$$V_9 = -9.62 + 6.16(3.2) = 10.09 \text{ KN.}$$

L'abscisse d'effort tranchant nul :

$$X_0 = \frac{-V_w}{q} \text{ (V1.....V8)}$$

$$X_1 = \frac{9.90}{6.16} = 1.60 \text{ m} ; X_2 = \frac{10.61}{6.16} = 1.72 \text{ m} ; X_3 = \frac{10.63}{6.16} = 1.72 \text{ m} ; X_4 = \frac{13.98}{6.16} = 2.26 \text{ m}$$

$$X_5 = \frac{9.019}{6.16} = 1.46 \text{ m} ; X_6 = \frac{9.62}{6.16} = 1.56 \text{ m} ; X_7 = \frac{10.17}{6.16} = 1.65 \text{ m} ; X_8 = \frac{9.62}{6.16} = 1.56 \text{ m}$$

Moment en travée :

$$M_{\text{Travée}} = -M_0 + V_w X_0 - \frac{q X_0^2}{2}$$

$$M_{1-2} = -5.36 + 9.9(1.6) - \frac{6.16(1.6)^2}{2} = 2.6 \text{ KN.m}$$

$$M_{2-3} = -4.72 + 10.61 (1.72) - \frac{6.16(1.72)^2}{2} = 4.41 \text{KN.m}$$

$$M_{3-4} = -5.85 + 10.63 (1.72) - \frac{6.16(1.72)^2}{2} = 3.32 \text{KN.m}$$

$$M_{4-5} = -5.30 + 13.98 (2.26) - \frac{6.16(2.26)^2}{2} = 10.53 \text{KN.m}$$

$$M_{5-6} = -3.03 + 9.012 (1.46) - \frac{6.16(1.46)^2}{2} = 3.56 \text{KN.m}$$

$$M_{6-7} = -3.77 + 9.62 (1.56) - \frac{6.16(1.56)^2}{2} = 3.73 \text{KN.m}$$

$$M_{7-8} = -4.82 + 10.17 (1.65) - \frac{6.16(1.65)^2}{2} = 3.58 \text{KN.m}$$

$$M_{8-9} = -5.53 + 9.62(1.56) - \frac{6.16(1.56)^2}{2} = 1.98 \text{KN.m}$$

ELS:

$$M_1 = -\frac{3.29(3.15)^2}{8.5} = -3.84 \text{KN.m (rive)}$$

$$M_2 = -\frac{3.29(3.15^3 + 2.72^3)}{8.5(3.15 + 2.72)} = -2.83 \text{KN.m}$$

$$M_3 = -\frac{3.29(2.72^3 + 2.88^3)}{8.5(2.72 + 2.88)} = -3.04 \text{KN.m}$$

$$M_4 = -\frac{3.29(2.88^3 + 3.6^3)}{8.5(2.88 + 3.6)} = -4.21 \text{KN.m}$$

$$M_5 = -\frac{3.29(3.6^3 + 2.12^3)}{8.5(3.6 + 2.12)} = -3.80 \text{KN.m}$$

$$M_6 = -\frac{3.29(2.12^3 + 2.56^3)}{8.5(2.12 + 2.56)} = -2.17 \text{KN.m}$$

$$M_7 = -\frac{3.29(2.56^3 + 2.72^3)}{8.5(2.56 + 2.72)} = -2.70 \text{KN.m}$$

$$M_8 = -\frac{3.29(2.72^3 + 3.2^3)}{8.5(2.72 + 3.2)} = -3.45 \text{KN.m}$$

$$M_9 = -\frac{3.29(3.2^2)}{8.5} = -3.96 \text{KN.m (rive)}$$

Effort tranchant:

$$V_1 = \frac{-3.84 + 2.83}{3.15} - \frac{4.46(3.15)}{2} = -6.71 \text{KN.}$$

$$V_2 = V_1 + q_u \text{ travée } L = -6.71 + 4.46(3.15) = 7.40 \text{KN.}$$

$$V_2 = \frac{-2.83 + 3.04}{3.4} - \frac{4.46(3.4)}{2} = -7.64 \text{KN.}$$

$$V_3 = -7.64 + 4.46(3.4) = 7.52 \text{KN.}$$

$$V_3 = \frac{-3.04 + 4.21}{3.6} - \frac{4.46(3.6)}{2} = -7.69 \text{KN}$$

$$V_4 = -7.64 + 4.46(3.6) = 8.41 \text{KN.}$$

$$V_4 = \frac{-4.21 + 3.80}{4.5} - \frac{4.46(4.5)}{2} = -10.13 \text{KN.}$$

$$V_5 = -10.13 + 4.46(4.5) = 9.94 \text{KN.}$$

$$V_5 = \frac{-3.8 + 2.17}{2.65} - \frac{4.46(2.65)}{2} = -6.51 \text{KN.}$$

$$V_6 = -6.51 + 4.46(2.65) = 5.30 \text{KN.}$$

$$V_6 = \frac{-2.17 + 2.70}{3.2} - \frac{4.46(3.2)}{2} = -6.97 \text{KN.}$$

$$V_7 = -6.97 + 4.46(3.2) = 7.30 \text{KN.}$$

$$V_7 = \frac{-2.70 + 3.45}{3.4} - \frac{4.46(3.4)}{2} = -7.36 \text{KN.}$$

$$V_8 = -7.36 + 4.46(3.4) = 7.80 \text{KN.}$$

$$V_8 = \frac{-3.45 + 3.96}{3.2} - \frac{4.46(3.2)}{2} = -6.97 \text{KN.}$$

$$V_9 = -6.97 + 4.46(3.2) = 7.29 \text{KN.}$$

L'abscisse d'effort tranchant nul :

$$X_1 = \frac{6.71}{4.46} = 1.50 \text{ m} ; X_2 = \frac{7.64}{4.46} = 1.71 \text{ m} ; X_3 = \frac{7.69}{4.46} = 1.72 \text{ m} ; X_4 = \frac{10.13}{4.46} = 2.27 \text{ m}$$

$$X_5 = \frac{6.51}{4.46} = 1.45 \text{ m} ; X_6 = \frac{6.97}{4.46} = 1.56 \text{ m} ; X_7 = \frac{7.36}{4.46} = 1.65 \text{ m} ; X_8 = \frac{6.97}{4.46} = 1.56 \text{ m}$$

Moment en travée :

$$M_{\text{Travée}} = -M_0 + V_w X_0 - \frac{q X_0^2}{2}$$

$$M_{1-2} = -3.48 + 6.71(1.5) - \frac{4.46(1.5)^2}{2} = 1.56 \text{KN.m}$$

$$M_{2-3} = -2.83 + 7.64(1.72) - \frac{4.46(1.72)^2}{2} = 3.87 \text{KN.m}$$

$$M_{3-4} = -3.04 + 7.69(1.72) - \frac{4.46(1.72)^2}{2} = 3.58 \text{KN.m}$$

$$M_{4-5} = -4.21 + 10.13(2.26) - \frac{4.46(2.27)^2}{2} = 7.19 \text{KN.m}$$

$$M_{5-6} = -3.80 + 6.51(1.46) - \frac{4.46(1.45)^2}{2} = 1.01 \text{KN.m}$$

$$M_{6-7} = -2.17 + 6.97(1.56) - \frac{4.46(1.56)^2}{2} = 3.27 \text{KN.m}$$

$$M_{7-8} = -2.70 + 7.36(1.65) - \frac{4.46(1.65)^2}{2} = 3.37 \text{KN.m}$$

$$M_{8-9} = -3.45 + 6.97(1.56) - \frac{4.46(1.56)^2}{2} = 2 \text{KN.m}$$

III.4.5. Tableaux récapitulatifs :

Etage courant:

ELU									
Types	Travées	L(m)	M0 (KN.m)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)	Mt (KN.m)	T ₀ (KN)	Tw (KN)	Te (KN)
Type 1-1	1 – 2	3.15	7.64	0	4.71	7.54	9.7	12.12	-9.43
	2 – 3	3.4	8.9	4.71	4.98	4.71	10.47	10.54	- 10.55
	3 – 4	3.6	9.97	4.98	0	7.97	11.08	9.69	- 12.46
Type 1-2	1 – 2	2.65	5.4	0	5.30	6.91	8.16	-6.15	9.98
	2 – 3	3.2	7.88	5.30	4.95	1.58	9.85	-9.98	9.7
	3 – 4	3.4	8.9	4.95	7.04	3.07	10.47	-9.98	10.85
	4 – 5	3.2	7.88	7.04	0	4.69	9.85	-12.05	7.4
Type 1-3	1 – 2	3.15	7.64	5.36	4.72	2.6	9.7	-9.90	9.5
	2 – 3	3.4	8.90	4.72	4.24	4.41	10.47	-10.61	10.33
	3 – 4	3.6	9.97	4.24	5.85	3.32	11.08	-10.63	11.54
	4 – 5	4.5	15.59	5.85	5.30	10.53	13.86	-13.98	13.74
	5 – 6	2.65	5.4	5.3	3.03	3.56	8.16	-9.012	7.31
	6 - 7	3.2	7.88	3.03	3.77	3.73	9.85	-9.62	10.09
	7 – 8	3.4	8.9	3.77	4.82	3.58	10.47	-10.17	10.77
	8 – 9	3.2	7.88	4.82	5.53	1.98	9.85	-9.62	10.09
Type 1-4	1 - 2	2	3.08	0	0	3.07	6.16	-6.16	6.08

Tableau III.4 : sollicitations de étage courant a ELU .

Types	M _{ua} (KN.m)	M _{ut} (KN.m)	T (KN)
1-1	4.98	7.97	12.46
1-2	7.04	6.91	12.05
1-3	5.85	10.53	-13.98
1-4	0	3.07	-6.16

Tableau III.5 : Sollicitations Max d étage courant à ELU.

ELS									
Types	Travées	L(m)	M0 (KN.m)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)	Mt (KN.m)	T ₀ (KN)	T _w (KN)	Te (KN)
Type 1-1	1 – 2	3.15	5.53	0	4.51	3.50	7.02	-5.59	-8.37
	2 – 3	3.4	6.44	4.51	5.75	1.32	7.58	8.37	7.89
	3 – 4	3.6	7.22	5.75	0	4.65	8.02	-9.57	-6.43
Type 1-2	1 – 2	2.65	3.91	0	3.8	3.68	5.90	-5.70	8.11
	2 – 3	3.2	5.70	3.80	2.78	0.55	7.13	-6.45	5.4
	3 – 4	3.4	6.44	2.78	5.31	2.4	7.58	-6.89	8.17
	4 – 5	3.2	5.70	5.31	0	3.39	7.13	-8.79	5.38
Type 1-3	1 – 2	3.15	5.53	3.84	2.83	1.56	7.02	-6.71	7.40
	2 – 3	3.4	6.44	2.83	3.04	3.87	7.58	-7.64	7.52
	3 – 4	3.6	7.22	3.04	4.21	1.58	8.01	-7.69	8.41
	4 – 5	4.5	11.28	4.21	3.80	7.19	10.03	-10.13	9.94
	5 – 6	2.65	3.91	3.80	2.17	1.01	5.90	-6.51	5.30
	6 – 7	3.2	5.70	2.17	2.70	3.27	7.13	-6.97	7.30
	7 – 8	3.4	6.44	2.70	3.45	3.37	7.58	-7.36	7.80
	8 – 9	3.2	5.70	3.45	3.96	2	7.13	-6.97	7.29
Type 1-4	1 – 2	2	2.23	0	0	2.22	4.46	-4.46	4.40

Tableau III.6: sollicitations de étage courant a ELS

Types	M _{s a} (KN.m)	M _{s t} (KN.m)	T (KN)
1-1	5.75	4.65	9.57
1-2	5.31	3.68	8.79
1-3	4.21	7.19	10.13
1-4	0	2.22	4.46

Tableau III.7: Sollicitations Max d étage courant à ELS.

Plancher terrasse :

ELU									
Types	Travées	L(m)	M ₀ (KN.m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	M _t (KN.m)	T ₀ (KN)	T _w (KN)	T _e (KN)
1-1	1-2	3.15	8.31	0	4.84	6.65	10.55	-15.34	15.34
	2-3	3.4	9.68	4.84	5.43	15.08	11.39	-9.5	9.49
	3-4	3.6	10.85	5.43	0	8.68	12.06	-9.6	9.65
1-2	1-2	2.65	5.88	0	3.40	3.40	8.87	-9.7	10.72
	2-3	3.2	4.74	5.56	2.86	2.86	10.72	-10.58	10.56
	3-4	3.4	9.68	5.55	3.01	3.01	11.34	-10.73	13.11
	4-5	3.2	7.66	7.66	0	5.1	10.72	-13.11	8.19
1-3	1-2	3.15	8.31	5.59	4.93	3.04	10.55	-10.75	10.35
	2-3	3.4	9.68	4.93	4.42	5	11.39	-11.54	11.24
	3-4	3.6	10.85	4.42	6.53	5.59	12.06	-11.58	12.54
	4-5	4.5	16.95	6.53	5.54	10.49	15.07	-15.20	14.95
	5-6	2.65	5.88	5.54	3.16	1.57	8.87	-9.76	7.99
	6-7	3.2	8.57	3.16	3.93	5.41	10.71	-10.61	10.83
	7-8	3.4	9.68	3.93	5.03	5.01	11.39	-10.95	11.83
	8-9	3.2	8.57	5.03	5.77	3.18	10.72	-10.49	10.9
1-4	1-2	2	2.71	0	0	3.33	6.03	-6.7	6.67

Tableau III .8: Sollicitations du plancher terrasse à l'ELU.

ELS									
Types	Travées	L(m)	M ₀ (KN.m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	M _t (KN.m)	T ₀ (KN)	T _w (KN)	T _e (KN)
1-1	1-2	3.15	6.06	0	3.4	2.7	5.46	-4.30	6.5
	2-3	3.4	7.07	3.4	4.47	1.03	5.9	-5.61	6.14
	3-4	3.6	7.92	4.47	0	3.6	6.25	-6.14	5

1-2	1-2	2.65	4.3	0	3.88	2.48	6.49	-4.89	7.84
	2-3	3.2	6.27	3.88	3.78	2.1	7.84	-7.94	7.64
	3-4	3.4	7.08	3.78	5.60	2.24	8.33	-7.72	8.63
	4-5	3.2	6.27	5.60	0	3.8	7.84	-8.63	5.89
1-3	1-2	3.15	4.30	4.05	3.57	2.25	5.46	-7.85	7.55
	2-3	3.4	5.01	3.57	3.20	2.60	5.9	-7.77	8.83
	3-4	3.6	5.62	3.20	4.44	4.11	6.25	-8.46	9.14
	4-5	4.5	8.78	4.44	4	8.13	7.81	-11.09	10.91
	5-6	2.65	3.03	4	2.28	1.7	4.6	-7.51	5.83
	6-7	3.2	4.44	2.28	2.86	3.89	5.55	-7.63	8.02
	7-8	3.4	5.01	2.86	3.64	3.83	5.9	-8.1	8.53
8-9	3.2	4.44	3.64	4.18	4.12	5.55	-7.65	7.99	
1-4	1-2	2	2.45	0	0	2.43	4.9	-4.9	4.81

Tableau III.9: Sollicitations du plancher terrasse à l'ELS.

Plancher	Type	Etat limite	M ₀ (KN.m)	M _T (KN.m)	M _a (KN.m)	T (KN)
16+4	Tous les types	ELU	16.95	15.34	7.66	15.34
		ELS	8.78	8.13	5.60	11.09

Tableau III.10 : Sollicitations Max du plancher terrasse.

III.4.6.Calcul le ferrailage :

III.4.6.1.Etage courant :

à ELU :

M _{ua} (KN.m)	M _{ut} (KN.m)	T (KN)	h ₀ (cm)	h(cm)	b(cm)	b ₀ (cm)	d(cm)
7.04	10.53	13.98	4	20 (16+4)	65	10	18

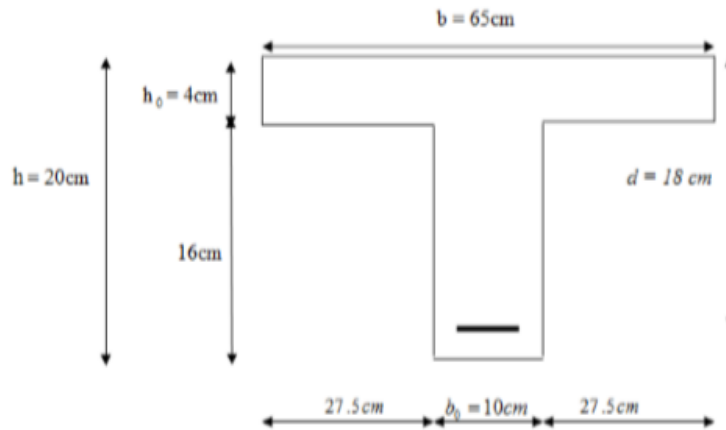


Figure III.11: Géométrie de la nervure .

On a :

F_{c28}	F_{bu}	σ_s
25 MPA	14.2 MPA	201.6 MPA

- **En Travée :**

Le moment fléchissant M_0 équilibré par la table est :

$$M_0 = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 14.2 \cdot 65 \cdot 4 \cdot \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 59 \text{ KN.m} > M_{t \max} = 10.53 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre se trouve à l'intérieur de la table de compression, donc on applique l'organigramme de calcul de section rectangulaire de largeur $b=65\text{cm}$.

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{10.53 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.228 < \mu_1 = 0.392 \quad (A_1=0)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.228)})$$

$$\alpha = 0.329$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 15.62.$$

$$A_{st} = \frac{Mut}{z \cdot \sigma_s} = \frac{10.53 \times 10^3}{15.62 \times 348} = 1.93 \text{ cm}^2$$

- ❖ **le choix d'armature :**

on adopte : 3HA10 = 2.36 cm².

A)-condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{cv}$$

- **Sur appui :**

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur $b_0 = 15\text{cm}$ et $d=18\text{cm}$.

$$\mu = \frac{M_{ua}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{7.04 \times 10^3}{10 \times 18^2 \times 14.2} = 0.153 < \mu_1 = 0.392 \quad (A_1=0)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.153)}) = 0.208$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 16.49\text{cm}.$$

$$A_{st} = \frac{M_{ua}}{z \cdot \sigma_s} = \frac{7.04 \times 10^3}{16.49 \times 348} = 1.22\text{cm}^2$$

❖ **le choix d'armature :**

on adopte : 2HA10 = 1.51cm².

A)-condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 10 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.21\text{cm}^2 \dots\dots\text{cv}$$

• **à E. L. S :**

➤ **En Travée:**

❖ **Position de l'axe neutre ($A' = 0$)**

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15(A' + A) y_{ser} - 15[(A_1 \times c) + (A \times d)] = 0 \quad \text{et on a: } A_1 = 0$$

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15A y_{ser} - 15Ad = 0$$

$$32.5 y_{ser}^2 + 15(2.36) y_{ser} - 15(2.36 \times 18) = 0$$

$$32.5 y_{ser}^2 + 35.4 y_{ser} - 637.2 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 289.98$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = 3.91\text{cm}$$

$$y_{ser} = \mathbf{3.91\text{ cm}}.$$

❖ **Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 [A (d - y)^2] = \frac{65}{3} (3.91)^3 + 15 [2.36(18 - 3.91)^2] = 0$$

$$\Rightarrow I = 8322.89\text{cm}^4$$

❖ **Contraintes maximale de compression de béton:**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{7.19 \times 10^3}{8322.89 \times 10^4} \times 3.91 = 3.37\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 3.66\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots\text{cv}$$

❖ **Contraintes maximale de traction des aciers: $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$**

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{15 \times 7.19 \times 10^3}{14700} \times 3.91 = 50.66\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 50.66\text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.66\text{MPa} \dots\dots\dots\text{cv}$$

➤ **Sur appui:**

La fissuration est considérée comme préjudiciable

❖ **Position de l'axe neutre (A' = 0)**

$$\frac{b}{2}y_{ser}^2 + 15A y_{ser} - 15 Ad = 0$$

$$5 y_{ser}^2 + 35.4 y_{ser} - 637.2 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 118.30$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

Yser=4.14cm

❖ **Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15 [A (d - y)^2] = \frac{10}{3} (4.14)^3 + 15 [1.51(18 - 4.14)^2] = 0$$

$$\Rightarrow I = 4587.57cm^4$$

❖ **Contraintes maximale de compression de béton: $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{5.75 \times 10^6}{4587.57 \times 10^4} \times 41.4 = 5.02MPa$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 5.02MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \dots\dots\dots cv$$

❖ **Contraintes maximale de traction des aciers: $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$**

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{15 \times 5.75 \times 10^6}{4587.57 \times 10^4} \times 41.4 = 77.83MPa$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 77.83 MPa < \bar{\sigma}_s = 201.66MPa \dots\dots\dots cv$$

❖ **Vérification de l'effort tranchant :**

La contrainte tangente :

$$\tau_u = \frac{Tu}{b_0 \cdot d}$$

$$\tau_u = \frac{13.98}{18 \cdot 10} = 0.77Mpa$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0, 20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 MPa \right) \text{ Fissuration peu nuisible}$$

$$\bar{\tau}_{\mu} = \min [3.33 ; 5Mpa] = 3.333 MPa.$$

$$\tau_u = 0.77MPa \leq \bar{\tau}_{\mu} = 3.333 MPa \dots\dots\dots (c v)$$

❖ **Le diamètre des armatures d'âme :**

$$\phi_l \leq \min \left(\frac{ht}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10} \right)$$

Φ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi_l \leq \min (0.57; 1.4 ; 1)$$

$\phi \leq 0.57 \text{ cm}$

Soit : $\Phi l = 6\text{mm}$

$$A_t = 2\text{HA}6 = 0.57\text{cm}^2$$

❖ **Espacement des cadres S_t :**

$$S_{t1} \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) = \min(16.2; 40) = 16.2 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq A_t \times f_e / 0.4 \times b_0 = 0.57 \times 400 / 0.4 \times 10 = 57\text{cm}$$

Suit: $S_t \leq \min(S_{t1}; S_{t2}) = 16.2\text{cm}$

Alors on prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

❖ **Vérification de la flèche :**

D'après les règles de C.B.A 93 stipulent qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche pour les poutres remplissant les conditions suivantes :

$$\frac{h}{l} \leq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{20}{450} = 0.044 \leq 0.044 \dots \dots \dots \text{(CV)}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15.M_0} \Rightarrow \frac{24}{450} = 0.044 \geq 0.042 \dots \dots \dots \text{(C.V)}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{F_e} \Rightarrow \frac{2.36}{10 \times 18} = 0.013 < 0.1 \dots \dots \dots \text{(CV)}$$

Tableau récapitulatif :

Etat limite ultime :

Travée	μ	α	β	A_{cal}	A_{adp}
Etage	0.228	0.329	0.92	1.93	2.36 3HA10
Terrasse	0.056	0.072	0.971	2.8	3.08 2HA14

Tableau III.11: récapitulatif des sections d'armature en travée .

Appui	μ	α	β	A_{cal}	A_{adp}
Etage	0.153	0.208	0.91	1.22	1.51 2HA10
Terrasse	0.025	0.031	0.987	1.27	2.26 2HA12

Tableau III.12 : récapitulatif des sections d'armature en appui .

Etat limite service :

Vérification d'efforts tranchants :

Type	T_u (Kn)	b_0 (cm)	d (cm)	τ_u (mpa)	τ_u^* (mpa)	Condition
Etage	13.90	10	18	0s.77	3.33	CV
Terrasse	15.34	10	18	0.56	3.33	CV

TableauIII.13: Récapitulatif de l'effort tranchant pour les types des nervures.

Vérification des contraintes :

Type		M_s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPA)	σ_{bc}^* (Mpa)	σ_s (MPA)	σ_s^*	Cnd
Etage	Travée	10.53	3.91	8322.8 9	3.37	15	50.66	201.6	CV
	Appui	7.04	4.14	4587.5	3.38	15	50.74	201.6	CV
Terrasse	Travée	16.72	4.35	10390	3.21	15	48.10	201.6	CV
	Appui	5.90	4.17	9604.3 7	2.43	15	36.47	201.6	CV

TableauIII.14 : Récapitulatif des contraintes pour les types des nervures

III.5.Schéma de ferrailage :

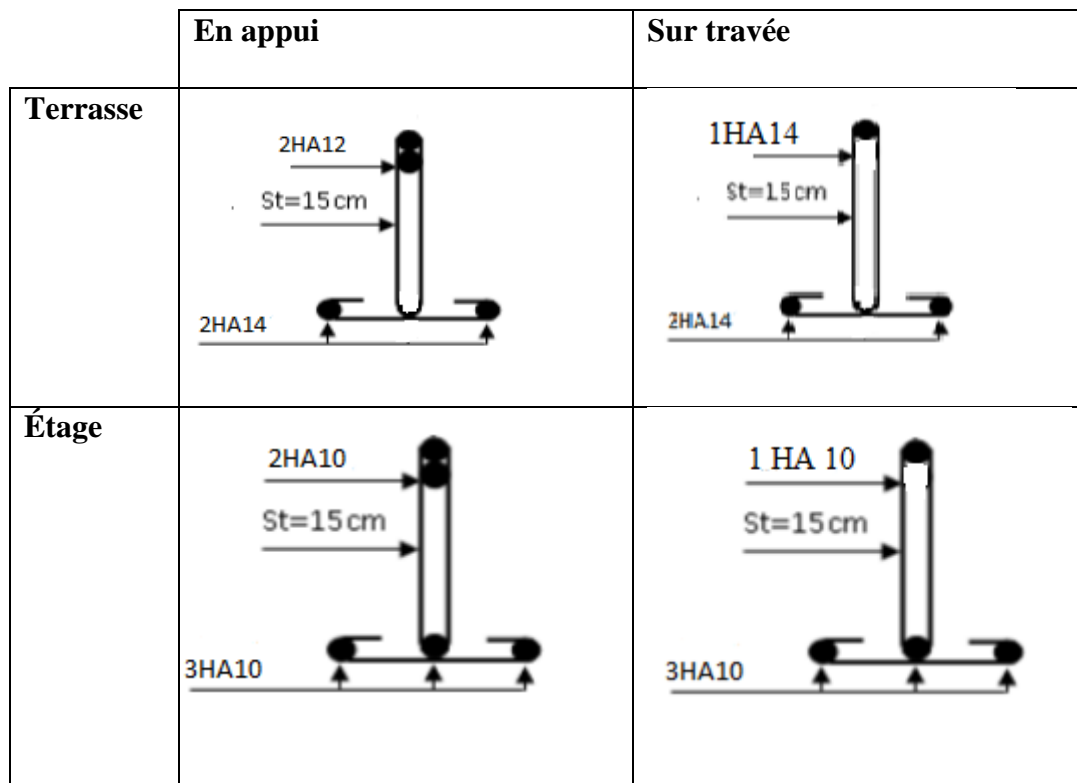


Figure III.12 : Schéma ferrailage des planchers

III.5. Ascenseur :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction.

III.5.1. Description de l'ascenseur :

- ✓ **Cabine** : organe de l'ascenseur destiné à recevoir les personnes et les charges à transporter
- ✓ **Gains** : volume dans lequel se déplacent la cabine, le contrepoids et le vérin hydraulique. Ce volume est matériellement délimité par le fond de la cuvette, les parois et le plafond.
- ✓ **Palier** : aire d'accès à la cabine à chaque niveau
- ✓ **Cuvette** : partie de la gaine située en contre-bas du niveau d'arrêt inférieur desservi par la cabine.
- ✓ **Local des machines** : local où se trouvent la machine et son appareillage.

III.5.2. Caractéristiques de l'ascenseur :

- **Nombre de passagers** :

Le nombre de passagers est le plus petit des nombres par la formule :

$$N = \frac{\text{charge nominale}}{75} \rightarrow \frac{630}{75} = 8.4$$

Dans notre structure on utilise un ascenseur pour huit personnes, dont ses caractéristiques sont :

$L = 220\text{cm}$: longueur de l'ascenseur.

$L_r = 180\text{cm}$: largeur de l'ascenseur.

$H = 306\text{cm}$: hauteur de l'ascenseur.

$F_c = 104\text{KN}$: charge due à la cuvette

$D_m = 82\text{KN}$: charge due salle des machines

$P_m = 15\text{KN}$: charge due à l'ascenseur.

$P_{\text{Personne}} = 6.30\text{KN}$: la charge nominale

$V = 1.00\text{ m/s}$: la vitesse.

III.5.3. Etude de l'ascenseur :

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges important (machine + ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

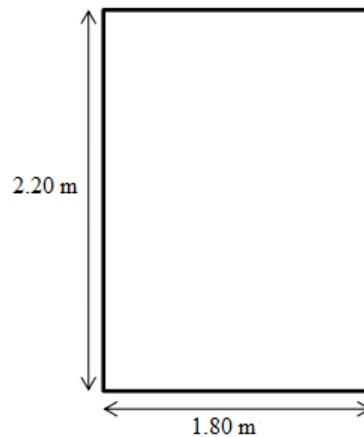


Figure III.13 : Dimension de la dalle machine.

On a: $L_X = 1.80 \text{ m}$, $L_Y = 2.20 \text{ m}$, $S = 3.96 \text{ m}^2$

Soit alors son épaisseur est $e = 15 \text{ cm}$

III.5.4. Evaluation des charges et surcharges :

$G_1 = 25 * 0.2 = 5 \text{ KN/m}^2$: poids de dalle en béton armé.

$G_2 = 25 * 0.05 = 1.25 \text{ KN/m}^2$: poids de revêtement en béton.

$G' = G_1 + G_2 = 6.25 \text{ KN/m}^2$

$G = \frac{Fc}{S} = \frac{104}{3.96} = 26.26 \text{ KN/m}$

$G_{\text{totale}} = G + G' = 32.51 \text{ KN/m}^2$

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

III.5.4.1. Cas de charge repartie :

a)- à EUL :

Calcul les sollicitations :

$G_u = 1.35G + 1.5Q$

$G_u = 1.35 (32.51) + 1.5(1)$

$G_u = 45.4 \text{ KN.m}$

$$G_s = G + Q$$

$$G_s = 33.51 \text{ KN.m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.8}{2.20} = 0.82 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans deux sens.}$$

$$M^U_{OX} = \mu_x * G_u * L^2_x$$

$$M^S_{OX} = \mu_x * G_s * L^2_x$$

$$M^U_{OY} = \mu_y * M^U_{OX}$$

$$M^S_{OY} = \mu_y * M^S_{OX}$$

			<i>ELU</i>				<i>ELS</i>			
$L_x(m)$	$L_y(m)$	α	μ_x	μ_y	M^U_{OX} (KN.m)	M^U_{OY} (KN.m)	μ_x	μ_y	M^S_{OX} (KN.m)	M^S_{OY} (KN.m)
1.80	2.20	0.82	0.0539	0.6313	7.93	5.01	0.0607	0.7381	6.59	4.86

Tableau III.15 : Les moments à l'état ultime et service.

➤ **Sur travée :**

- Sens X-X :

$$M_{tx} = 0.85 * M^U_{OX}$$

$$M_{tx} = 6.74 \text{ KN.m}$$

- Sens Y-Y :

$$M_{ty} = 0.85 * M^U_{OY}$$

$$M_{ty} = 4.26 \text{ KN.m}$$

➤ **Sur appuis :**

- Sens X-X :

$$M_{ax} = 0.3 * M^U_{OX}$$

$$M_{ax} = 2.38 \text{ KN.m}$$

- Sens Y-Y :

$$M_{ay} = 0.3 * M^U_{OY}$$

$$M_{ay} = 1.50 \text{ KN.m}$$

III.5.4.2. Ferrailage de la dalle:

X-X

Travée :

$$\mu_{bu} = \frac{Mtx}{b*d*\sigma_{bc}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{6.74*10^{-3}}{1*(0.12)^2*17} = 0.027 < 0.92 \text{ Donc } A_s' = 0$$

$$A_s = \frac{1.07Mty}{d*\sigma_s} = \frac{1.07*6.74*10^3}{12*348}$$

$$A_s = 1.73 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4HA8=2.01cm²

Y-Y

$$\mu_{bu} = \frac{Mty}{bd^2*\sigma_{bc}} = 0.0017 < 0.392 \text{ donc } A_s' = 0$$

$$A_s = \frac{1.07Mty}{d*\sigma_s} = 1.09 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4HA8=2.01cm²

III.5.4.3. Vérification :

a)-La section d armature minimale : (condition de non fragilité)

✓ Suivant L_x : $A_{\min} = 0.8\%_{\infty}$ pour FeE 400

$$A_{y, \min} = 0.008 * 100 * 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

✓ Suivant L_y : $A_{x, \min} = \frac{3-\alpha}{2} * A_s = \frac{3-0.82}{2} * 1.09 = 1.188 \text{ cm}^2$

b)-L'espacement:

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

En prend $S_t = 25 \text{ cm}$ pour les deux sens

c)-Vérification de la flèche :

D'après le BAEL 91 on peut admettre qu'il n pas nécessaire de vérifie la flèche si :

- $\frac{h}{Lx} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{As}{bd} \leq \frac{2}{Fe}$

$$\frac{h}{Lx} = \frac{18}{180} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots CV$$

$$\frac{As}{bd} \leq \frac{2}{Fe} \frac{2.01}{100*13} \leq \frac{2}{400} \rightarrow 0.00154 \leq 0.005 \dots\dots CV$$

Donc n'est pas nécessaire

III.5.4.4.Ferraillage final :

Sens	Position	A _s (cm ²)	A _s adopté (cm ²)
X-X	Travée	1.73	4HA8 (2.01)
	Appuis	0.51	4HA8(2.01)
Y-Y	Travée	1.09	4HA8(2.01)
	Appuis	0 .38	4HA8(2.01)

Tableau III.16 : ferraillage finale .

✓ **Vérification a l'ELS :**

$$Q_s = G_{\text{tot}} + Q = 32.51 + 1 = 33.51 \text{ KN /m}^2$$

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur

• **En Travée**

Sens X-X :

$$M_{\text{tx}} = 0.85 * 2.38 = 2.023 \text{ KN.m}$$

Sens Y-Y

$$M_{\text{ty}} = 0.85 * 1.5 = 1.275 \text{ KN.m}$$

• **Sur appuis**

Sens X-X

$$M_{\text{ax}} = 0.3 * 2.38 = 0.714 \text{ KN/m}^2$$

Sens Y-Y

$$M_{\text{ay}} = 0.3 * 1.5 = 0.45 \text{ KN/m}^2$$

• **Vérification de la contrainte :**

Localisation	M _{ser} (Kn.m)	I (cm ²)	Y (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} * (MPa)	σ _{sr} (MPa)	σ _{st} * (MPa)
Travées (x)	13.57	7000.12	3 .4	1.44	15	75.49	201.64
Travées (y)	20.27	12095.4	4	1.34	15	66	201.64

Tableau III.17: vérification des contraintes.

III.5.5.Schéma de ferrillage :

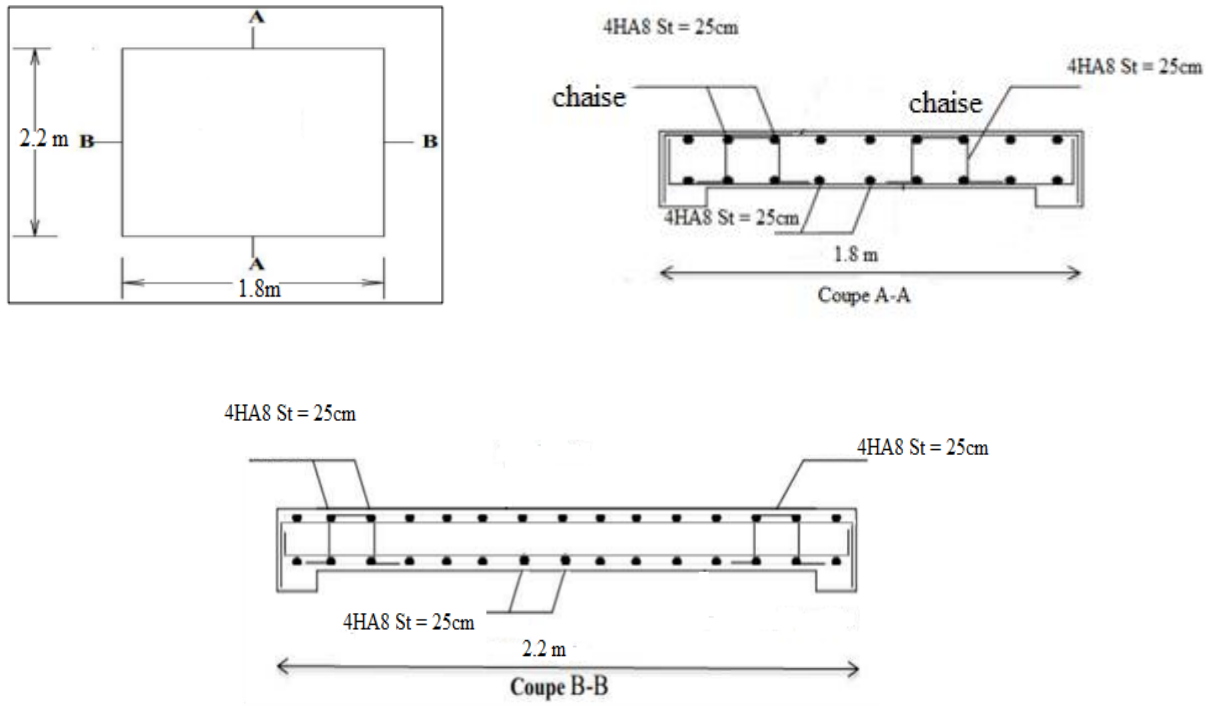


Figure III.14 : schéma de ferrillage de la dalle d'ascenseur.

Chapitre IV

IV.1 Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ce implique de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en évidence le comportement dynamique de l'ouvrage.

IV.2 Objectif de l'étude dynamique :

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

IV.3 Modélisation de la structure étudiée :

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est très complexe à cause du nombre de fonctions et des éléments existants dans une structure. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir faire l'analyse de l'ouvrage à étudier.

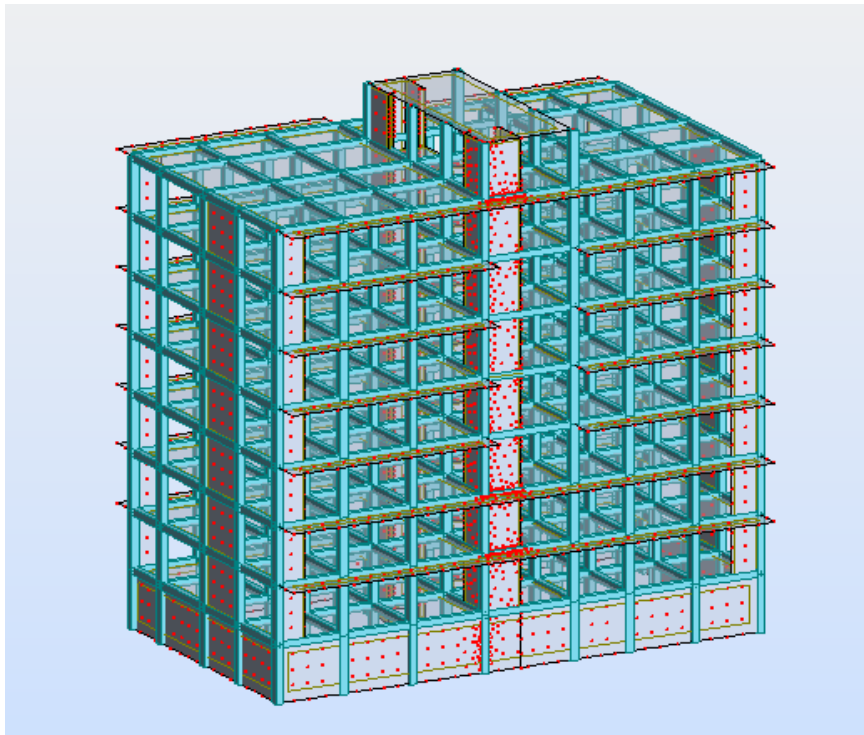


Figure IV.1 : Modélisation en 3D de la structure.

IV.4. Combinaison d'action :

Pour le calcul, on utilise les combinaisons d'actions aux états limites suivantes :

Ultime, service, accidentel.

BAEL

-ELU : $1,35G + 1.5Q$

-ELS : $G + Q$

RPA99/version 2003 :

GQEx : $G + Q \mp Ex$

GQEy : $G + Q \mp Ey$

0.8GEx : $0,8G \mp Ex$

0.8GEy : $0,8G \mp Ey$

Avec :

G: Ensembles des charges permanentes.

Q: Ensembles des charges d'exploitation.

Ex : Action sismique affectée à la structure en tant que spectre de réponse de calcul dans le Sens X-X.

Ey: Action sismique affectée à la structure en tant que spectre de réponse de calcul dans le Sens-Y-Y.

IV.5 Méthodes des calculs :

Selon le RPA 99 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ Méthode statique équivalente.
- ✓ Méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.5.1. Méthode statique équivalente :

IV.5.1.1. Principe de la méthode :

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

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

IV.5.1.2. Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

Le bâtiment étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II.

Notre bâtiment présente une régularité en élévation, avec une hauteur qui ne dépasse pas excessivement **65 m**, donc selon **RPA 99**, on peut appliquer la Méthode statique équivalente.

IV.5.1.3. Calcul de l'action sismique :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W$$

❖ Caractéristiques Dynamique de la structure :

-Zone II : sismicité moyenne.

-Groupe d'usage : **2**.

-**A** : coefficient d'accélération de zone, **A = 0.15 (tableau 4.1 RPA/99 ver2003)**

-**R** : coefficient de comportement (**tableau 4.3 RPA/99 ver 2003**)

-**Q** : Facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.

- la régularité en plan et en élévation.

- la qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum P_q$.

D'après le tableau 4.4 d' RPA/99 ver 2003 on à :

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

Tableau IV.1 : valeurs des facteurs de qualités

Donc :

$$Q = 1 + \sum P_q \Rightarrow Q = 1 + 0.15 \Rightarrow Q = 1.15$$

-D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, de facteur -de correction d'amortissement (η), et de la période fondamentale de la structure (T) .

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ sec} \\ 2.5 \eta (T_2 / 3.0)^{2/3} \cdot (3/T)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ sec} \end{cases}$$

- η : Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}}$$

-pourcentage d'Amortissement critique : $\xi = 7\%$ \longrightarrow pour un contreventement mixte

Donc :

$$\eta = 0.881$$

❖ Estimation de la période fondamentale de la structure :

Avant tout, il faut calcul la période fondamentale du bâtiment en utilisant deux formules empirique suivant :

✓ Estimation empirique avec la formule une :

$$T_{emp} = C_t \times h_N^{3/4}$$

C_t : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage

Pour noter cas C_t est le même dans deux direction.

$$C_{tx} = C_{ty} = 0.05$$

h_N : hauteur totale de la structure.

$$h_N = 30.6 \text{ m}$$

Donc :

$$T_{y1} = T_{x1} = 0.6 \text{ sec}$$

✓ Estimation empirique avec la formule deuxième :

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{L}$$

L : la dimension du bâtiment mesuré a sa base dans la direction de calcul considérée.

$$L_x = 30.70 \text{ m} \quad L_y = 18.05 \text{ m}$$

$$T_{x2} = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_x}} = \frac{0.09 \times 30.6}{\sqrt{30.70}} = 0.49 \text{ sec}$$

$$T_{y2} = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_y}} = \frac{0.09 \times 30.6}{\sqrt{18.05}} = 0.6 \text{ sec}$$

On a :

$$T_x = \min (T_{x1} ; T_{x2}) = \min (0.6 ; 0.49) \quad \Rightarrow \quad T_x = 0.49 \text{ sec}$$

$$T_y = \min (T_{y1} ; T_{y2}) = \min (0.6 ; 0.6) \quad \Rightarrow \quad T_y = 0.6 \text{ sec}$$

D'après **Tableau.4.7 RPA99** : (valeurs de T_1 et T_2)

Site S 2 :

$T_1 = 0.15 \text{ sec}$ et $T_2 = 0.40 \text{ sec}$.

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site .

T : période fondamentale de la structure.

$$D \begin{cases} T_2 = 0.4 \leq 0.49 < 3 \text{ sec} \quad \Rightarrow \quad D_x = 2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3} = 1.92 \\ T_2 = 0.4 \leq 0.6 \leq 3 \text{ sec} \quad \Rightarrow \quad D_y = 2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3} = 1.68 \end{cases}$$

-W : poids total de la structure.

$$W = 17118,67 \text{ KN}$$

Donc on a :

$$V_x = \frac{A.D.Q}{R} W = \frac{0.15 \cdot 1.92 \cdot 1.15}{4} * 17118.67 = 1417.42 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A.D.Q}{R} W = \frac{0.15 \cdot 1.68 \cdot 1.15}{4} * 17118.67 = 708.71 \text{ KN}$$

Sens	R	Q	D	A	W	V _{sta}
X-X	4	1.15	2.12	0.15	17118,67KN	1417.42KN
Y-Y	4	1.15	1.87	0.15	17118,67KN	708.71KN

Tableau IV.2 : Caractéristique dynamique de la structure.

IV.5.1.4. Modélisation des masses :

✓ Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est Plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés :

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

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

IV.5.1.5. La résultante de force sismique :

La résultante de force sismique à la base V_t , obtenue par combinaison de valeurs modales ne doit pas être inférieure à «80% » de la résultante des forces sismique déterminé par la méthode

statique équivalente V par une valeur du période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée, Si ($V_d > 0,8V_s$).

IV.5.2.Méthodes dynamiques :

a) La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise ;

b) La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

IV.5.2.1.Méthode dynamique spectrale modale :

IV.5.2.1.1.Principe de la méthode :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentés par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure. Pour offrir plus de performance, de capacité de calcul de vitesse d'exécution et de précision pour l'analyse dynamique ; on utilise le logiciel « **ROBOT** ».

IV.5.2.1.2.Nombre de modes à considérer :

a-Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'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.

- où 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 dans chaque direction considérée.

b-Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de

L'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K = 3(N)^{1/2} \text{ et } T_K < 0,20$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_k la période du mode K .

- **Spectre de réponse :**

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right)^{2/3} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T \geq 3.0 s \end{cases}$$

Pour cette étude on a utilisé le logiciel *Auto desk ROBOT Structural Analysais 2014*.

IV.5.2.1.3. Présentation du logiciel de calcul :

Le logiciel de calcul adopté pour effectuer cette analyse, et le progiciel (groupe de logiciels) **ROBOT structural Analysais Professional 2014**.

C'est une application collaborative, polyvalente et rapide, capable de calculer les modèles les plus complexes grâce à un maillage EF automatique puissant, des algorithmes non- linéaires, ainsi qu'un jeu complet de normes de conception international (BAEL, RPA,...).

Ce progiciel appartient à la catégorie CAO/DAO destiné à modéliser, analyse, et dimensionner les différents types de structures, la dernière étape générée par **Robot** est la création des documents pour la structure calculée et dimensionnée (les notes de calcul et les plans d'exécution).

Les principales caractéristiques du progiciel **Robot** sont les suivantes:

- La définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu pour cet effet.
- La possibilité d'importer la géométrie de la structure définie dans un autre logiciel CAO/DAO.

La possibilité de présentation graphique sur la structure étudiée ou par des tableaux les différents types de résultats de calcul (efforts internes, déplacements, contraintes, etc.).

IV.5.2.2. Modélisation de la structure :

IV.5.2.2.1. Analyse statique et dynamique :

L'analyse statique et dynamique est utilisée pour déterminer la réponse de la structure soumise aux différents types de chargements.

a)-Analyse statique :

Elle implique la résolution de l'équation $[K] \times \{U\} = \{R\}$

Avec :

$[K]$: Matrice de rigidité.

$\{U\}$: Vecteur de déplacement.

$\{R\}$: Vecteur de chargement.

Pour chaque cas de chargement défini, le programme crée automatiquement le vecteur charge $\{R\}$ et calcul de déplacement $\{U\}$.

Chaque cas de chargement inclus :

- Le poids propre de l'élément poutre ou poteau.
- Les chargements concentrés ou répartis sur les éléments de portique.
- Les charges uniformes sur les éléments plaques.

b)-Analyse par le spectre de réponse :

L'équation d'équilibre dynamique d'une structure soumise à une excitation sismique est la suivante :

$$[K] \times \{U\} + [C] \times \{\dot{U}\} + [M] \times \{\ddot{U}\} = [M] \times \{\ddot{U}_s\}$$

Avec :

$[C]$: Matrice d'amortissement.

$\{\ddot{U}_s\}$: Accélération du sol.

$\{U\}, \{\dot{U}\}, \{\ddot{U}\}$: sont les déplacements, la vitesse et l'accélération la structure.

Les données précédemment calculés nous donnent un spectre d'accélération sismique, qui se présente comme le montre la figure suivante :

IV.5.2.2.2. Poids total de la structure "W" :

-W: poids de la structure qui est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) par la formule:

$$W = \sum W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes.

W_{Qi} : la charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération donné par le $\rightarrow \beta=0.2$.

Niveau	$W_{\text{étage}}$ (KN)
8 ^{ème}	343,76
7 ^{ème}	1820.39
6 ^{ème}	1789.53
5 ^{ème}	1793.8

4^{ème}	1780.93
3^{ème}	1780.93
2^{ème}	1782
1^{ème}	1854.39
RDC	1854.39
Sous-sol	2630,37

Tableau IV.3 : Poids de chaque étage de la structure.

IV.5.2.2.3. Les données géométriques :

On calcule les données géométriques de notre structure par rapport au repère (OX, OY) comme le montre la figure suivante :

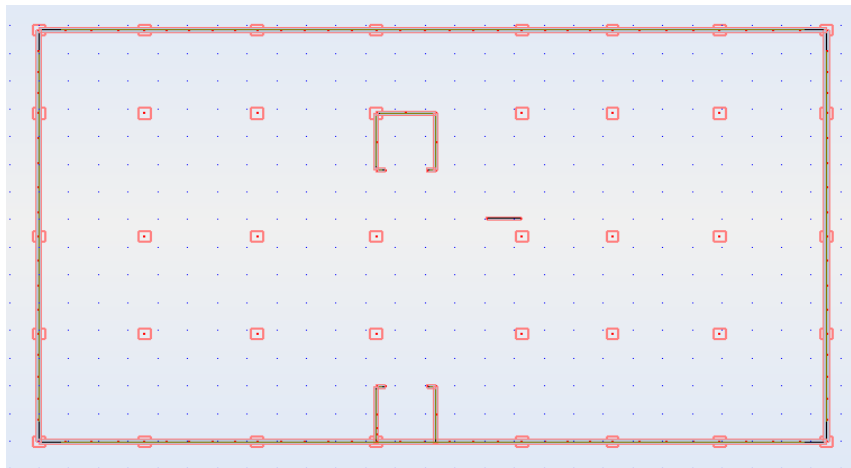


Figure IV.2: position des voiles en sous-sol XY.

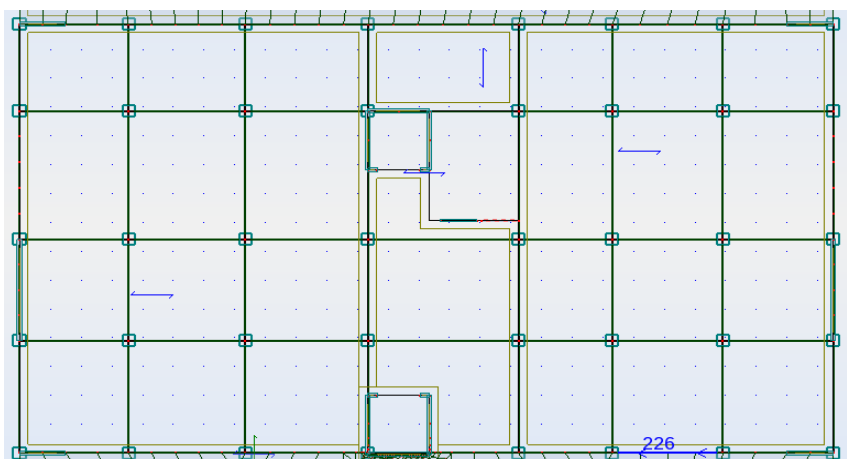


Figure IV.3 : position des voiles XY.

IV.5.2.2.3.1. Centre de masse :

La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul des centres des masses de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, Plancher, escalier, voiles, balcons....., etc.), Les coordonnées du centre de gravité des masses et données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} ; \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

M_i : la masse de l'élément i.

X_i, Y_i : les coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport à un repère global.

IV.5.2.2.3.2. Centre de torsion :

Les coordonnées du centre des rigidités peuvent être déterminé par les formules ci-après Avec :

$$X_{cj} = \sum I_{iy} X_j / I_{jy} \quad \text{Et} \quad Y_{cj} = \sum I_{ix} Y_j / I_{jx}$$

Avec :

I_{yi} : Inertie de l'élément i dans le sens y ;

X_i : Abscisse de l'élément I_{yi} ;

I_{xi} : Inertie de l'élément i dans le sens x ;

Y_i : Ordonnée de l'élément I_{xi} .

IV.5.2.2.3.3. L'excentricité théorique :

$$e_x = |X_{cm} - X_{ct}| ; \quad e_y = |y_{cm} - y_{ct}|$$

tableau ci-après résume les résultats des différents centres de gravité et de rigidité:

Etage	Position de center de masse		Position du center de torsion		Excentricité	
	X _G (m)	Y _G (m)	X _{CR}	Y _{CR}	e _{x_t}	e _{y_t}
Sous-sol	13.28	7.49	13.25	7.43	0.03	0.07
RDC	13.28	7.35	13	6.81	0.28	0.54
1	13.28	7.35	13	6.81	0.28	0.54
2	3.26	7.30	3	6.81	0.26	0.49
3	3.27	7.31	3	6.81	0.26	0.49

4	3.27	7.31	3	6.81	0.26	0.49
5	3.27	7.36	3	6.81	0.27	0.55
6	3.27	7.24	3	6.81	0.26	0.55
7	3.27	7.24	3	6.81	0.27	0.43
8	3.16	5.88	2.38	5.90	0.79	0.02

Tableau IV .4: Valeurs des excentricités théoriques de chaque niveau.

IV.5.2.2.3.4.L'excentricité accidentelle:

$$e_{xa} = \max(5\%L_{x\max}; e_{xt}) \quad \text{et} \quad e_{ya} = \max(5\%L_{y\max}; e_{yt})$$

L_{\max} : variable pour tout le niveau.

Niveau	L_x	L_y	e_{xa}	e_{ya}
Sous-sol	26.5	14.90	1.33	0.75
RDC	26.50	18.05	1.33	0.90
1	26.50	18.05	1.33	0.90
2	26.50	18.05	1.33	0.90
3	26.50	18.05	1.33	0.90
4	26.51	18.05	1.33	0.90
5	26.51	18.05	1.33	0.90
6	26.51	18.05	1.33	0.90
7	26.51	18.02	1.33	0.90
8	4.90	11.90	0.25	0.60

Tableau IV.5: Valeurs des excentricités accidentelles de chaque niveau

IV.6 Résultats de calcul (ROBOT) :**IV.6.1.Périodes et facteurs de participation modale :**

<i>Mode</i>	Fréquence [Hz]	<i>Période</i> [sec]	<i>Masse</i> <i>cumulées</i> <i>Ux [%]</i>	<i>Masse</i> <i>cumulées</i> <i>Uy [%]</i>	<i>Nature</i>	<i>Masse</i> <i>modale</i> <i>Ux [%]</i>	<i>Masse</i> <i>modale</i> <i>Uy [%]</i>
1	1.74	0.58	69.26	0.17	Translation	66.62	0.03
2	2.36	0.42	69.53	24.65	Translation	0.07	51.21
3	2.87	0.35	69.80	62.83	Torsion	0.05	9.10
4	3.00	0.33	71.31	65.06	/	0.01	0.39
5	3.97	0.25	71.32	65.41	/	0.01	0.35
6	4.64	0.22	80.18	65.48	/	8.86	0.06
7	5.20	0.19	80.27	67.51	/	0.09	2.03
8	5.26	0.19	80.54	68.48	/	0.27	0.97
9	5.95	0.17	82.05	68.48	/	1.51	0.00
10	6.82	0.15	84.51	68.48	/	2.46	0.00

Tableau IV.6 : Périodes et facteurs de participation modale.

III.6.2.Formes modales de la structure non-rigidifiée latéralement :**Mode 1 :**

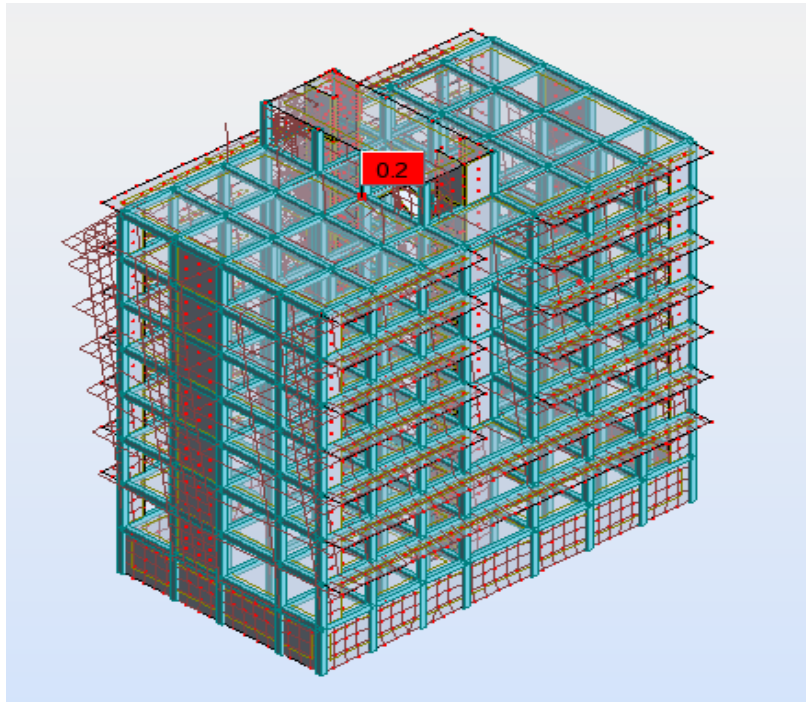


Figure IV.4 : MODE 1 3D .

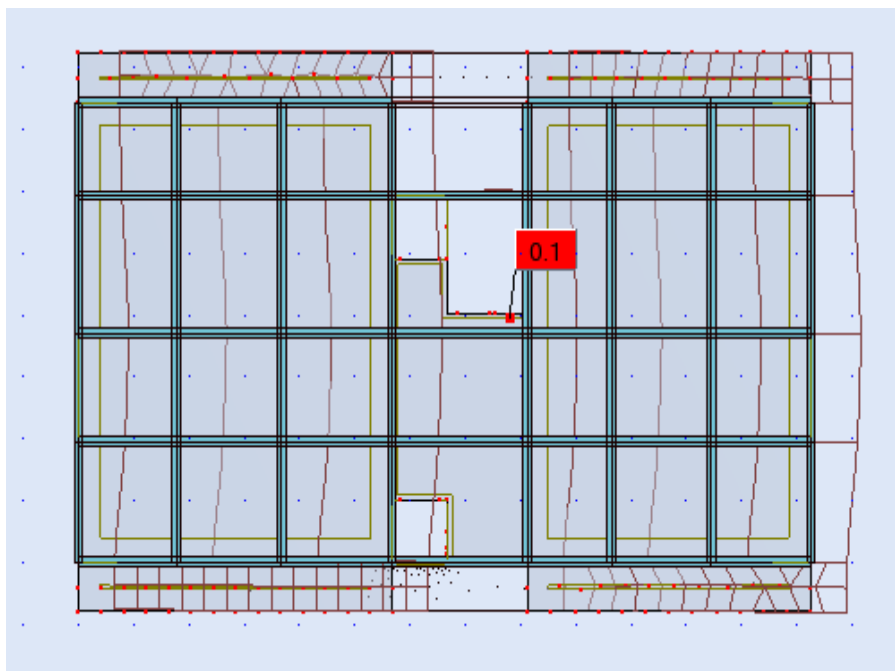


Figure IV.5 : MODE 1 XY .

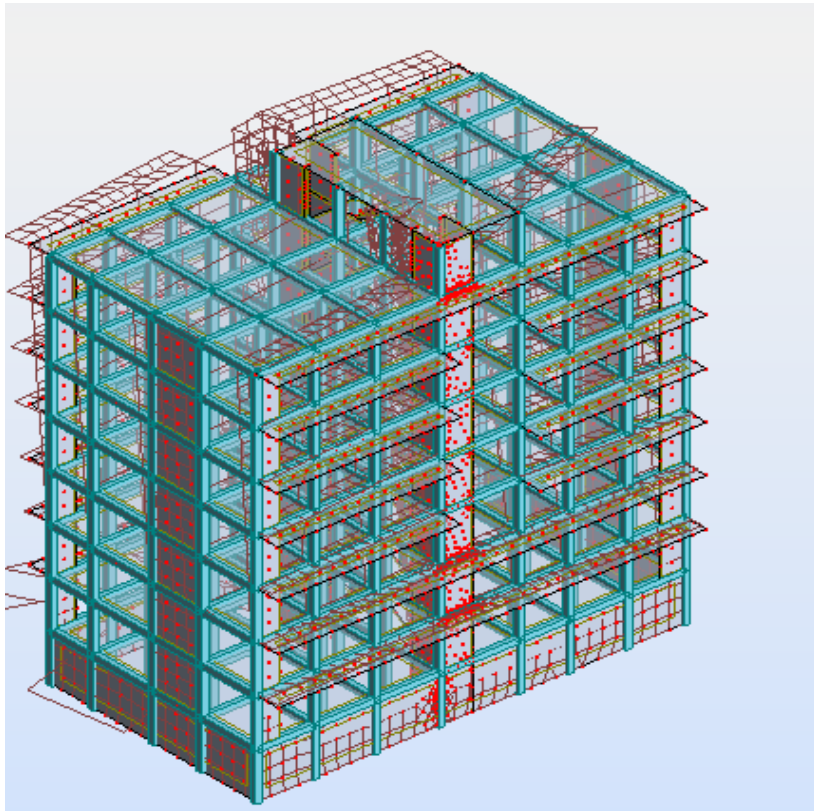
Mode 2 :

Figure IV.6 :MODE 2 3D .

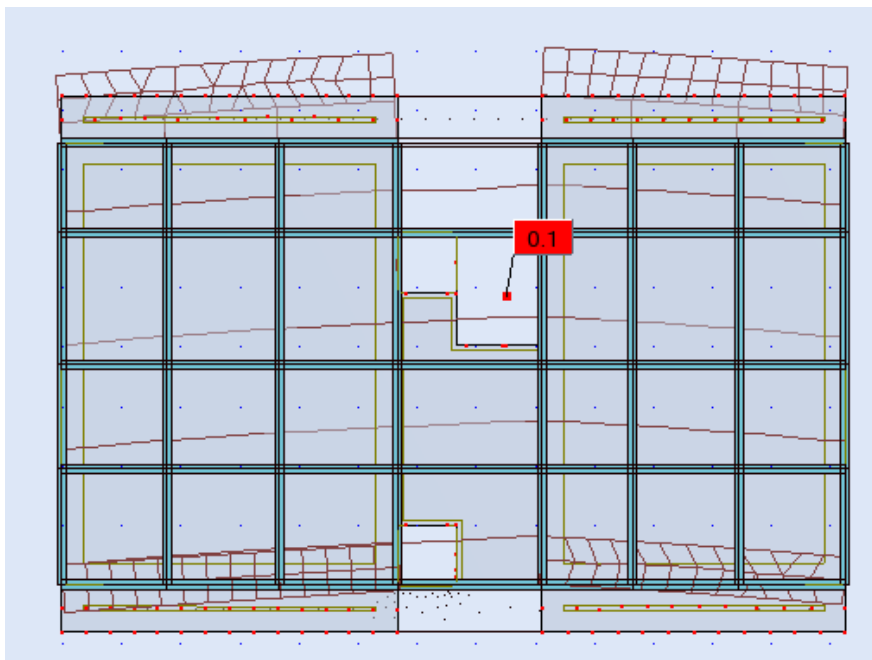


Figure IV.7 : MODE 2 XY .

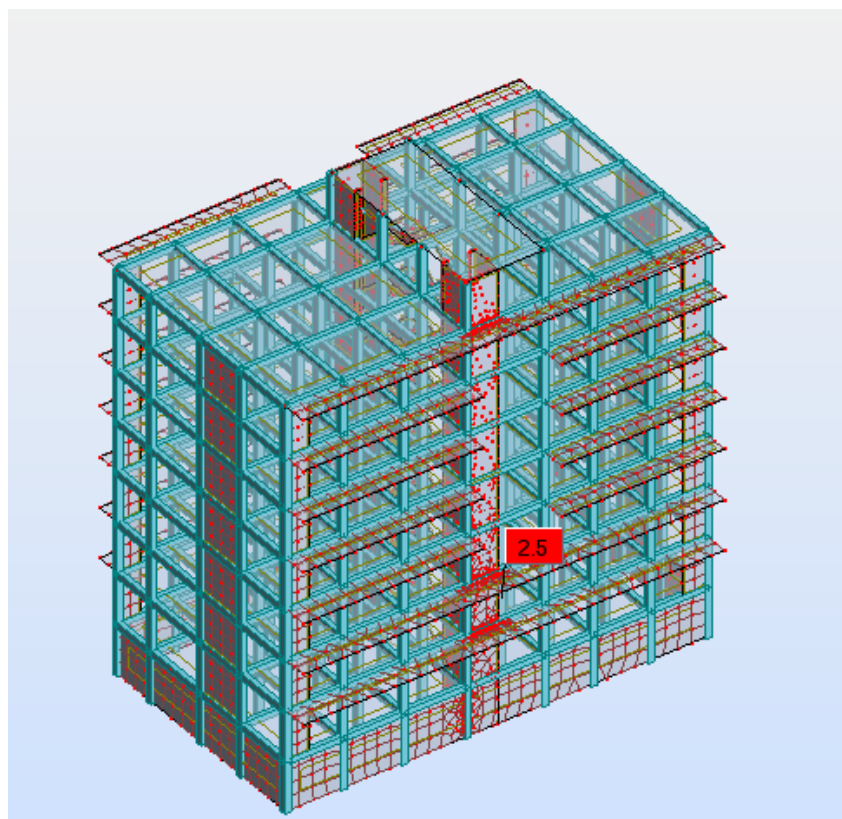
Mode 3 :

Figure IV.8 : MODE 3 3D .

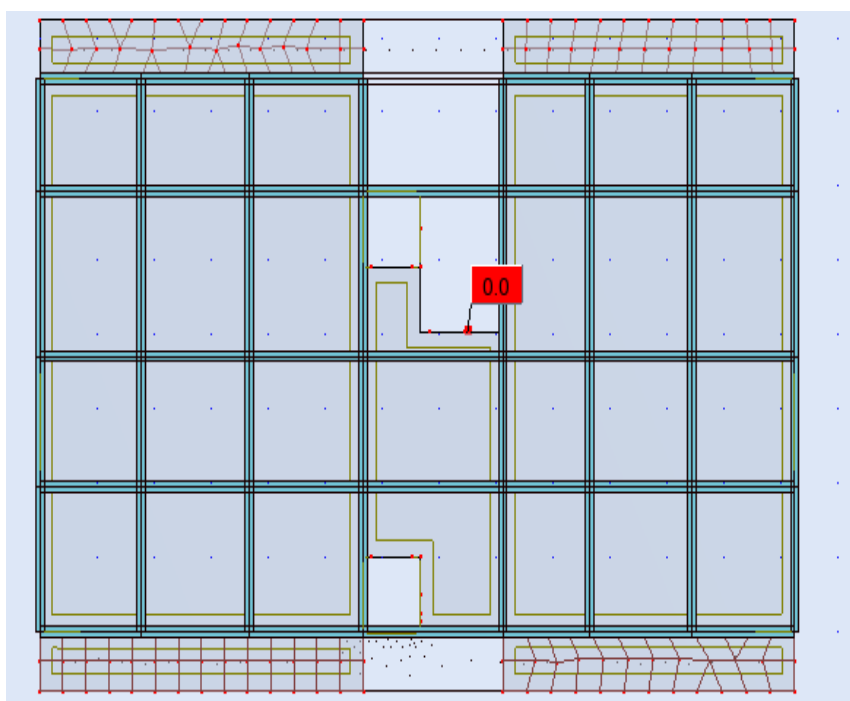


Figure IV.9 : MODE 2 XY .

IV.7.Vérification des méthodes :

IV.7.1. Vérification de l'effort tranchant à la base :

La résultante de force sismique à la base V_t , obtenue par combinaison de valeurs modales ne doit pas être inférieure à «80% »de la résultante des forces sismique déterminer par la méthode statique équivalente V par une valeur du période fondamental donne par la formule empirique appropriée, Si ($V_d > 0,8V_s$).

$$V_{dyn} \begin{cases} V_{dyn x} = 2120,91KN \\ V_{dyn y} = 2218,04KN \end{cases}$$

	V_{dyn}	V_{stat}	$0.8V_{stat} < V_{dyn}$
Ex	2120,91KN	17118 ,67KN	Condition vérifier
Ey	2218,04KN	1380.51KN	Condition vérifier

Tableau IV.7: L'effort tranchant à la base.

IV.7.2.Vérification de la période :

Les valeurs de T, calculées à partir de méthodes numériques ne doivent pas dépasser Celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T_{dynamique} < 1.3 \times T_{empirique}$$

La période donnée par **ROBOT** est : $T_{ROBOT} = 0.58 \text{ sec}$

La période de la méthode statique équivalente est : $T_{MSE} = 0.49$

$$1.3 \times 0.49 = 0.63 \text{ sec}$$

$$T_{ROBOT} < T_{MSE} \dots\dots\dots \text{cv}$$

IV.8.Distribution verticale de la force sismique :

La résultante des forces sismiques à la base est distribuée sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$V = F_t + \sum F_i$$

$$\text{Avec: } \begin{cases} F_t = 0.07 TV & \text{si } T > 0.7 \text{ s} \\ F_t = 0 & \text{si } T < 0.7 \text{ s} \end{cases}$$

$$\text{On a: } T = s < 0.7 \text{ s} \Rightarrow F_t = 0$$

La force sismique équivalente qui se développe au niveau (i) est donnée par la formule suivante :

$$F_i = \frac{(v - F_t).W_i.h_i}{\sum_{j=1}^n W_j.h_j}$$

F_i : force horizontale au niveau j ;

H_i : niveau de plancher ;

F_t : force concentrée au sommet de la structure ;

W_i : poids de l'étage.

Exemple :

Sous-sol :

$$\sum w \times h =$$

$$V_{\text{dyn } x} = 2120,91 \text{KN}$$

$$V_{\text{dyn } y} = 2218,04 \text{KN}$$

$$F_{ix} = \frac{V_x.w.h}{\sum w.h} = \frac{2057.46 \times 8048.23}{202607} = 81.73 \text{KN.}$$

$$F_{iy} = \frac{V_y.w.h}{\sum w.h} = \frac{2061.49 \times 8048.23}{202607} = 81.89 \text{KN.}$$

Niveau	h (m)	W (KN)	W.h (KN.m)	F _{ix} (KN)	F _{iy} (KN)
Sous-sol	3.06	2630.37	8048.93	65.36	68.38
RDC	6.12	1854.39	11348.86	92.16	96.42
1 ^{er} étage	9.18	1854.39	17023.3	138.24	144.63
2 ^{ème} étage	12.24	1782	21811.68	177.134	185.31
3 ^{ème} étage	15.3	1780.93	27248.22	221.28	231.50
4 ^{ème} étage	18.36	1780.93	32697.87	265.54	277.80
5 ^{ème} étage	21.42	1793.8	38423.19	312.03	326.45
6 ^{ème} étage	24.48	1789.53	43807.69	355.76	372.199
7 ^{ème} étage	27.54	1820.39	50133.54	407.13	425.94

8^{ème} étage	30.6	343.76	10519.05	85.42	89.37
Σ	/	/	261062.34	2120.054	2217.999

TableauIV.8: récapitulatif de la distribution de la résultante de la force sismique selon la hauteur

D'après **RPA/VER99** (Article 4.2.6.), l'effort tranchant au niveau de l'étage K est donné par la formule :

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i \begin{cases} Fix \\ Fiy \end{cases}$$

Exemple de calcul :

$$V_{5x} = F_{5x} + F_{6x} + F_{7x} = 390.18 + 452.53 + 69.04 = 911.75 \text{ KN}$$

$$V_{5y} = F_{5y} + F_{6y} + F_{7y} = 390.94 + 453.42 + 69.179 = 913.53 \text{ KN}$$

Niveau	H	Fix	Fiy	V _{KX}	V _{KY}
Sous-sol	3.06	65.36	68.38	2120.05	2217.99
RDC	6.12	92.16	96.42	2054.69	2149.61
1 ^{ère}	9.18	138.24	144.63	1962.53	2053.19
2 ^{ème}	12.24	177.134	185.31	1824.29	1908.56
3 ^{ème}	15.3	221.28	231.50	1647.16	1723.25
4 ^{ème}	18.36	265.54	277.80	1425.88	1491.75
5 ^{ème}	21.42	312.03	326.45	1160.34	1213.95
6 ^{ème}	24.48	355.76	372.199	848.31	887.509
7 ^{ème}	27.54	407.13	425.94	492.55	515.31
8 ^{ème}	30.6	85.42	89.37	85.42	89.37

TableauIV.9: les efforts tranchant a la base

IV.9.Calcul des déplacements :

D'après le **(RPA 99 ver 2003 / A4.4.3)** le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

Avec :

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i .

R : Coefficient de comportement ($R=4$).

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

$$\Delta_k < 1\%h_K$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacent Ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Niveau	Sens x-x					
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	h_K (cm)	Δ_k / h_K (%)	Observation
Sous-sol	0.5	2	2	306	0.01	Observé
RDC	1.5	6	4	306	0.01	Observé
1^{er} étage	2.7	10.8	4.8	306	0.01	Observé
2^{ème} étage	3.9	15.6	4	306	0.01	Observé
3^{ème} étage	4.9	19.6	4	306	0.01	Observé
4^{ème} étage	5.9	23.6	3.6	306	0.01	Observé
5^{ème} étage	6.8	27.2	3.6	306	0.01	Observé
6^{ème} étage	7.7	30.8	3.6	306	0.01	Observé
7^{ème} étage	8.4	33.6	2.8	306	0.009	Observé
8^{ème} étage	8.3	33.2	0.4	306	0.001	Observé

Tableau IV.10: Vérification des déplacements dans le sens x-x

Niveau	Sens y-y					
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	h_K (cm)	Δ_k / h_K (%)	Observation
Sous-sol	0.3	1.2	1.2	306	0.003	Observé
RDC	0.9	3.6	2.4	306	0.007	Observé
1^{er} étage	1.7	6.8	3.2	306	0.01	Observé
2^{ème} étage	2.8	11.2	4.4	306	0.01	Observé
3^{ème} étage	3.8	15.2	4	306	0.01	Observé

4^{ème} étage	4.8	19.2	4	306	0.01	<i>Observé</i>
5^{ème} étage	5.6	22.4	3.2	306	0.01	<i>Observé</i>
6^{ème} étage	6.3	25.2	2.8	306	0.009	<i>Observé</i>
7^{ème} étage	7	28	2.8	306	0.009	<i>Observé</i>
8^{ème} étage	6.5	26	2	306	0.001	<i>Observé</i>

Tableau IV.11 : Vérification des déplacements dans le sens y-y.

IV.10. Justification de la stabilité de la structure vis-à-vis de l'effet P-Δ:

Les effets de second ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau «k» :

$$P_k = \sum W_G(i) + \beta.W_Q(i) \quad i = k, \dots, n.$$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1) ;

h_k : Hauteur d'étage du niveau (k) ;

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau (k).

Si :

$-0.10 < \theta_k \leq 0.20$: Les effets (P-Δ) peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1-\theta)$.

Si

$0.20 > \theta_k$: La structure est potentiellement instable et doit être redimensionner

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

<i>Niveau</i>	Sens x-x					Observation
	h_K (cm)	P_K (KN)	Δ_{Kx} (cm)	V_{KX} (KN)	Θ_k	
<i>Sous-sol</i>	306	17434.49	2	2120.05	0.053	Observé
<i>RDC</i>	306	14804.12	4	2054.69	0.094	Observé
<i>1^{er} étage</i>	306	12949.73	4.8	1962.53	0.1	Observé
<i>2^{ème} étage</i>	306	11095.34	4	1824.29	0.079	Observé
<i>3^{ème} étage</i>	306	9313.34	4	1647.16	0.073	Observé
<i>4^{ème} étage</i>	306	7530.41	3.6	1425.88	0.062	Observé
<i>5^{ème} étage</i>	306	5747.48	3.6	1160.34	0.058	Observé
<i>6^{ème} étage</i>	306	1789.53	3.6	848.31	0.024	Observé
<i>7^{ème} étage</i>	306	2164.15	2.8	492.55	0.040	Observé
<i>8^{ème} étage</i>	306	343.76	0.4	85.42	0.0052	Observé

Tableau IV-12: Vérification des effets (P-Δ) sans x-x

<i>Niveau</i>	Sens x-x					Observation
	h_K (cm)	P_K (KN)	Δ_{KY} (cm)	V_{KY} (KN)	Θ_k	
<i>Sous-sol</i>	306	17434.49	1.2	2217.99	0.03	Observé
<i>RDC</i>	306	14804.12	2.4	2149.61	0.054	Observé
<i>1^{er} étage</i>	306	12949.73	3.2	2053.19	0.065	Observé
<i>2^{ème} étage</i>	306	11095.34	4.4	1908.56	0.083	Observé
<i>3^{ème} étage</i>	306	9313.34	4	1723.25	0.07	Observé
<i>4^{ème} étage</i>	306	7530.41	4	1491.75	0.065	Observé
<i>5^{ème} étage</i>	306	5747.48	3.2	1213.95	0.049	Observé
<i>6^{ème} étage</i>	306	1789.53	2.8	887.509	0.0184	Observé
<i>7^{ème} étage</i>	306	2164.15	2.8	515.31	0.038	Observé

<i>8^{ème} étage</i>	306	343.76	2	89.37	0.0251	Observé
------------------------------	-----	--------	---	-------	--------	---------

Tableau IV-13 : Vérification des effets (P-Δ) sans y-y.

IV.11. Vérification au renversement :

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier la stabilité d'un Ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique.

Il faut vérifier que :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

$$M_{resi} = W \times \frac{l}{2}$$

$$M_{renv} = \sum F_i \cdot Z_i$$

M_s : Moment résistant

M_r : Moment de renversement

W : poids du bâtiment

F : force sismique au niveau i

	Moment résistant	Moment de renversement	Condition
Sens X-X	262771.58KN.m	41680.98KN.m	Condition vérifier
Sens Y-Y	154495.99KN.m	36614.13KN.m	Condition vérifier

Tableau IV.14 : Vérification de renversement **Sens X-X** et **Sens Y-Y****IV-12. Conclusion :**

Le choix de la disposition des voiles pour le système portique pour la satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entravée certaines étapes.

Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences dans les deux systèmes, selon le RPA99/2003 à savoir :

- la vérification de la période.
- la vérification de la résultante des forces sismiques.
- justification vis-à-vis les déformations et effet (P-Δ).
- Vérification au renversement.
- Calcul des déplacements

Chapitre V

I. Introduction :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol, elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (poteaux –Poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé. Leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme. Ce pendant ces derniers d doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genre de sollicitations.

II.1.Etude des poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel « **Autodesk Robot Structural Analysais 2014** »; qui sont tiré des combinaisons plus défavorables exigées par le **RPA 99/2003** et **BAEL91** qui sont :

- ✓ $GQEx : G + Q \mp Ex.$
- ✓ $GQEy : G + Q \mp Ey.$
- ✓ $0.8GEx : 0,8G \mp Ex.$
- ✓ $0.8GEy : 0,8G \mp Ey.$
- ✓ $ELU : 1,35G + 1.5Q.$
- ✓ $ELS : G + Q.$

Pour notre projet on a deux types de poutres à étudier :

- Poutres principales (40×30).
- Poutres secondaires (30× 35).

II.2.Recommandation du RPA99/2003 :

✓ Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la

Poutre est de 0.5% en toute section $A_{t \min} = 0.005 \cdot S \cdot b.$

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone *I/a*.

✓ Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$

Avec :

b : largeur de la poutre.

St : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

– $St \leq \min (h/4; 12\Phi 1 \text{ min})$ en zone nodale.

– $St \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

Avec : h : hauteur de la poutre.

$\Phi 1$: valeur du plus petit diamètre des armatures longitudinales utilisé et dans le cas d'une

Section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers

Comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de

L'appui ou de l'encastrement.

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{\min} = 0.23 * \frac{f_{t28}}{f_e} * b * d \rightarrow \text{Pour les armatures tendues.}$$

II.3. Sollicitations de calculs :

II.3.1. Exemple de calcul :

Niveau	Combinaisons	Les sollicitations	Poutre principale		Poutre secondaire	
			Appuis	Travée	Appuis	Travée
terrasse	ELU	M_{\max} [kN.m]	77.62	61.73	61.73	55.36
	ELS	M_{\max} [kN.m]	56.39	43.62	40.52	35.62
	Accidentelle	M_{\max} [kN.m]	125.80	101.28	101.28	80.02
	Effort tranchant [kN]		71.58		56.16	
Etagé	ELU	M_{\max} [kN.m]	88.19	50.49	55.73	40.85
	ELS	M_{\max} [kN.m]	63.68	48.46	40.30	29.54
	Accidentelle	M_{\max} [kN.m]	148.43	110.41	107.09	104.14
	Effort tranchant [kN]		121.32		40.30	

Tableau V.1 : Sollicitations des poutres.

- **Armatures longitudinales :**

Suivant le RPA :

$$\text{-Poutres principales : } A'_{\min} = 0.005 * 40 * 30 = 7 \text{ cm}^2$$

$$\text{-Poutres secondaires : } A'_{\min} = 0.005 * 30 * 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

Suivant le BAEL :

Poutres principales :

$$A_{\min} = 0.23 * \frac{2.1}{400} * 30 * 40.5 = 1.5 \text{ cm}^2$$

Poutres secondaires :

$$A_{\min} = 0.23 * \frac{2.1}{400} * 30 * 31.5 = 1.14 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée :**

ELU

$M_{u.t} = 61.73 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_{u.t}}{\sigma_b * b * d^2} = \frac{61.73 * 10^3}{14.2 * 30 * (40.5)^2} = 0.088$$

$$\mu = 0.088 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\rightarrow \alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.115$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.954$$

$$A_{\text{cal}} = \frac{M_{u.t}}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{61.73 * 10^3}{348 * 0.954 * 40.5} = 4.59 \text{ cm}^2$$

ELA :

$M_{acc.t} = 101.28 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_{acc.t}}{\sigma_b * b * d^2} = \frac{101.28 * 10^3}{18.48 * 30 * 40.5^2} = 0.111$$

$$\mu = 0.111 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.147$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.941$$

$$A_{t \text{ acc}} = \frac{M_{acc.t}}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{101.28 * 10^3}{348 * 0.941 * 40.5} = 7.64 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max (A_{\text{col}}, A_{\text{acc}}, A_{\text{min}})$$

$$A_t = 7.64 \text{ cm}^2$$

On adopte: $A_{s,t} = 5\text{HA}14 = 7.70\text{cm}^2$

Sur appuis :

✓ **ELU :**

$$M_{u,t} = 77.62 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{u,t}}{\sigma_b * b * d^2} = \frac{77.62 * 10^3}{14.2 * 30 * 40.5^2} = 0.111$$

$$\mu = 0.111 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.147$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.941$$

$$A_{t, \text{cal}} = \frac{M_{u,t}}{\sigma_s * \beta * d} = 5.83 \text{ cm}^2$$

✓ **ELA :**

$$M_{acc,t} = 125.88 \text{ KM.m}$$

$$\mu = \frac{M_{acc,t}}{\sigma_b * b * d^2} = 0.180$$

$$\mu = 0.180 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

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

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.9$$

$$A_{t, \text{acc}} = \frac{M_{acc,t}}{\sigma_s * \beta * d} = 9.92 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}, A_{\text{acc}}, A_{\text{min}})$$

$$A_t = 9.92 \text{ cm}^2$$

On adopte: $A_t = 5\text{HA}16 = 10.05 \text{ cm}^2$

ELS:

-La fissuration est peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

- la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée:

$$\alpha \leq \alpha' = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad ; \quad \text{avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

	α	M_u	M_{ser}	γ	α'	Condition
<i>Travée</i>	0.18	61.73	43.62	1.38	0.45	C.V
<i>Appui</i>	0.25	77.62	56.39	1.37	0.43	C.V

Tableau V.2 : Récapitulatif de vérification.

-Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :

✓ **On doit vérifier que :**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left\{ T_u + \frac{M_u}{0.9 \cdot d} \right\}$$

$$12.06 \geq \frac{1.15}{400} \left[71.58 + \frac{77.62}{36.45} \right] = 0.21 \text{ cm}^2 \dots \text{ CV}$$

-Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

Nous avons :

$$\tau_u = \frac{T_{u,max}}{bd} = \frac{121.32}{35 \cdot 40.5} = 0.085 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u^* = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\} = 3 \text{ Mpa}$$

$\tau_u^* = 3 \text{ Mpa} > \tau_u = 0.085 \text{ Mpa}$ ➡ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

-Section et écartement des armatures transversales A t :

✓ **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{min} \right]$$

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1.2 \right] = 1.143 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE400

$$4\text{HA}8 \rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2$$

➤ **L'espacement des armatures transversales :**

○ **Zone nodal :** $\delta_{t4} = \min \left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi \right) = \min \left(\frac{40}{4}; 12 \cdot 1.14 \right) = 10 \text{ cm} \rightarrow \delta_t = 10 \text{ cm}$

○ **Zone courante :** $\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} \rightarrow \delta_t = 20 \text{ cm}$

Donc :

– $\delta_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodal

$-\delta_t = 20$ cm en zone courant

• **Vérification des armatures transversales :**

✓ **Zone nodale :**

$$A_{t \min} = 0.003 * 30 * 10 = 0.9 \text{ cm}^2$$

✓ **Zone courant :**

$$A_{t \min} = 0.003 * 30 * 20 = 1.8 \text{ cm}^2$$

Les longueurs de recouvrement :

$L_r > 40\phi$ en Zone II

$\phi = 14 \text{ mm}$ $L_r > 40 * 12 = 48 \text{ cm}$ on adopte $L_r = 50 \text{ cm}$

$\phi = 16 \text{ mm}$ $L_r > 40 * 16 = 64 \text{ cm}$ on adopte $L_r = 65 \text{ cm}$

Tableau Récapitulatif :

Type des poutres		A min [cm ²]		A cal [cm ²]		Barres choisies		A cor [cm ²]	
		BEAL	RPA	Terrasse	Etage	Terrasse	Etage	Terrasse	Etage
Poutres Secondaires	Travée	1.14	5.25	7.64	8.57	5HA14	6HA14	7.70	9.24
	Appui	1.14	5.25	9.92	11.98	5HA16	6HA16	10.05	12.06
Poutres Principales	Travée	1.5	7	8.16	8.04	5HA16	5HA16	10.05	10.05
	Appui	1.5	7	10.72	11.46	6HA12	6HA16	12.06	12.06

Tableau V.3.: Les barres choisies pour les poutres

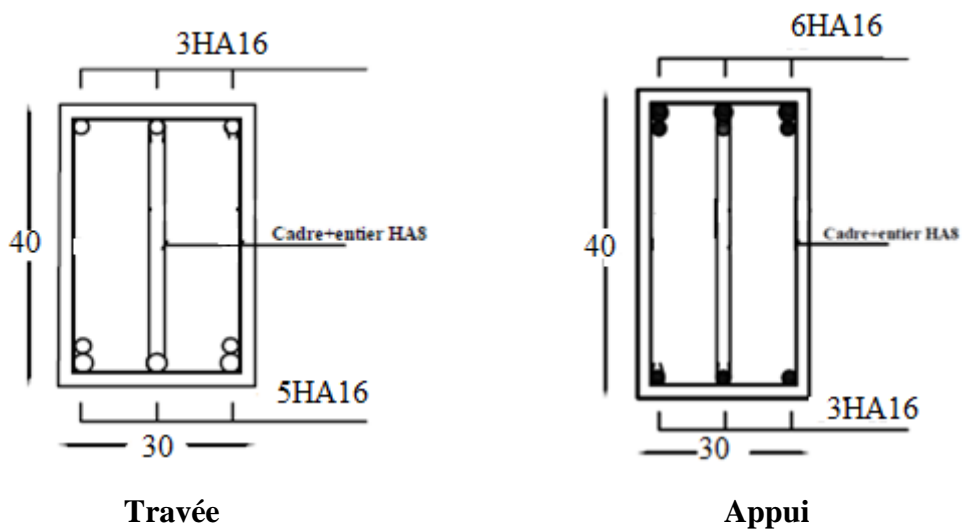
Type des poutres		α		M_u		M_{ser}		α^*		Condition
		Terrasse	Etage	Terrasse	Etage	Terrasse	Etage	Terrasse	Etage	
Poutre Principale	Travée	0.18	0.13	61.73	50.9	43.62	36.5	0.45	0.44	CV
	Appui	0.25	0.23	77.62	88.1	56.39	63.7	0.435	0.43	CV
Poutre Secondaire	Travée	0.06	0.06	55.36	40.8	35.62	29.5	0.440	0.42	CV
	Appui	0.11	0.15	61.73	55.3	40.52	40.3	0.44	0.44	CV

Tableau V .4: Récapitulatif de vérification à ELS.

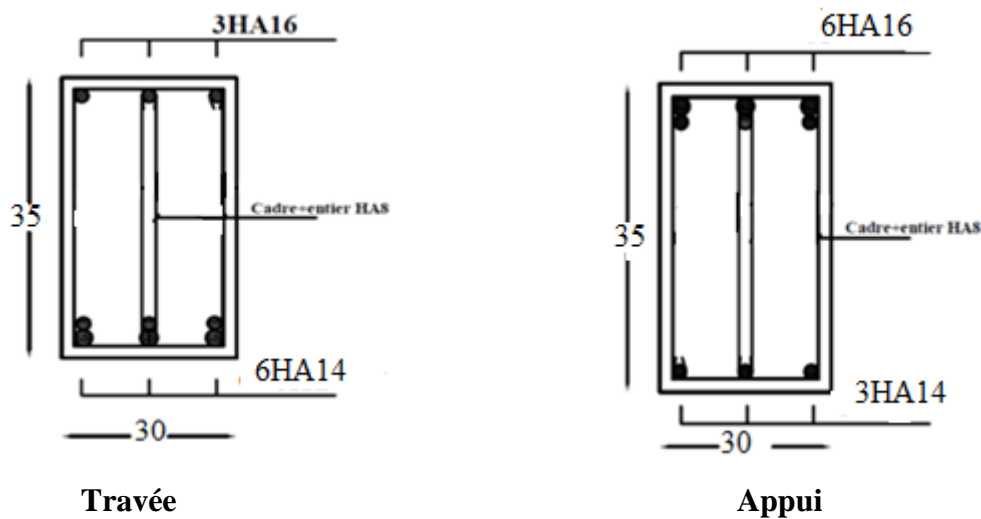
VI.4.Schéma ferrailage :

Etage :

Poutre Principale :

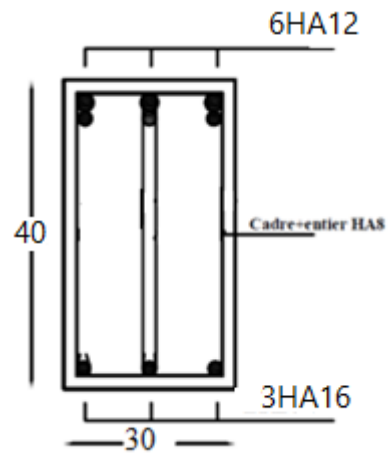
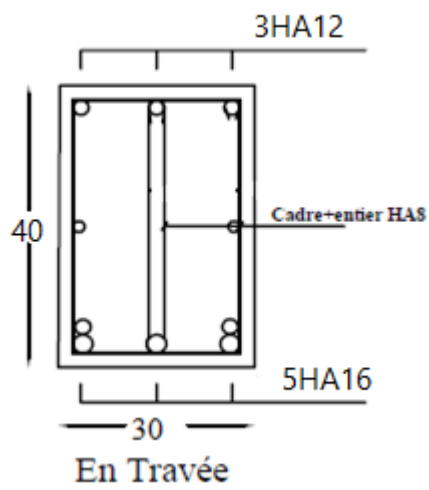


Poutre Secondaire :



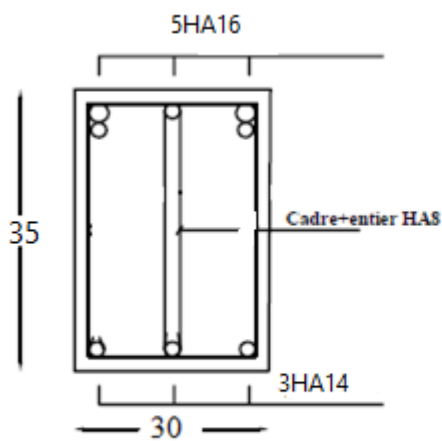
Terrasse :

Poutre Principale :

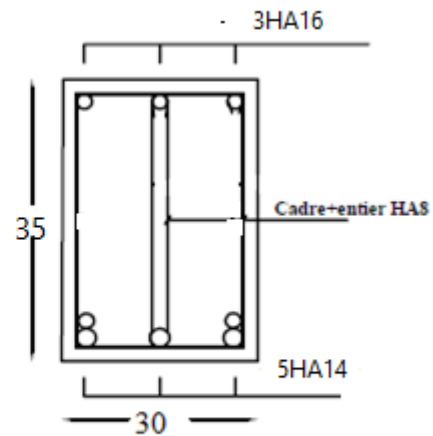


Appui

Poutre Secondaire :



Appui



Travée

Figure V.4 : Schéma de ferrailage des poutres au terrasse et étage

V.3. Etude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges supportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables.

V.3.1.1. Les combinaisons accidentelles :

Suivant le RPA :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

E.L.A :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{cases}$$

V.3.1.2. Les combinaisons fondamentales :

Suivant le BAEL :

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

$$\text{E.L.S} : G + Q$$

Les poteaux seront calculés à la flexion composée en fonction des moments fléchissant (M) et des efforts normaux (N).

Donc trois cas peuvent se présenter ; à savoir :

$$1^{\text{ère}} \text{ cas} : N_{\max} \rightarrow (M_{Z_{\text{corr}}} ; M_{Y_{\text{corr}}})$$

$$2^{\text{ème}} \text{ cas} : M_{Z_{\max}} \rightarrow N_{\text{corr}} ;$$

$$3^{\text{ème}} \text{ cas} : M_{Y_{\max}} \rightarrow N_{\text{corr}} ;$$

$$4^{\text{ème}} \text{ cas} : N_{\min} \rightarrow (M_{Z_{\text{corr}}} ; M_{Y_{\text{corr}}}) .$$

On a **1 seul type** des poteaux : **(40*40) cm**

Armatures longitudinales :

Les armatures doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets avec un diamètre minimum de **12mm**.

* Armatures minimales : 0.8% en zone II ;

$$* \text{ Armatures maximales} : \begin{cases} 4\% \times B & \text{en zone courante} \\ 6\% \times B & \text{en zone recouvrement} \end{cases}$$

Avec :

B : Section du poteau

- * Longueur de recouvrement est de 40ϕ en zone II ;
- * Le recouvrement se fait, si possible, à l'extérieur de la zone nodale ;
- * La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm.

Armatures transversales :

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

$$\frac{A_t}{\delta_t} = \frac{P_a \cdot V_u}{h_L \cdot f_e}$$

Avec :

- V_u : effort tranchant de calcul ;
- h_L : hauteur totale de la section brute ;
- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;
- P_a : est le coefficient correcteur qui tient compte de l'élançement géométrique des poteaux - dans la direction considérée $P_a = 2,5$ si $\lambda_g \geq 5$ et à $3,75$ dans le cas contraire.
- δ_t : l'espacement des armatures transversales qui peut être déterminé comme suit Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$\delta_t \leq \min(10 \cdot \phi_L; 15cm) \text{ En zone II}$$

Dans la zone courante :

$$\delta_t \leq 15 \cdot \phi_{L\min}$$

$\phi_{L\min}$: Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

* la quantité d'armatures transversales minimales est:

$$\frac{A_t}{\delta_t \cdot b} \text{ En \% et est donnée comme suit :}$$

- Si $\lambda_g \geq 5$: 0.3%
- Si $\lambda_g \leq 3$: 0.8%
- Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

λ_g : Est l'élançement géométrique du poteau

Avec :

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{h} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

h et **b** sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \cdot \phi_t$ minimum.

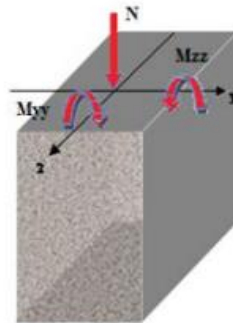


Figure V.5 : sollicitations sur les poteaux

V.3.2. Sollicitations :

Cas	Efforts	ELU	ELS	ELA
1	N_{max} [KN]	1748.99	1265.33	1657.89
	M_{Ycor} [KN.m]	31.54	22.78	48.67
	M_{Zcor} [KN.m]	7.54	5.44	41.76
2	M_{Zmax} [KN.m]	44.16	32.09	96.05
	M_{Ycor} [KN.m]	4.43	3.38	0.87
	N_{cor} [KN]	33.91	24.94	18.67
3	M_{Ymax} [KN.m]	68.89	48.95	66.91
	M_{Zcor} [KN.m]	33.05	23.32	54.14
	N_{cor} [KN]	32.36	22.60	50.83
4	N_{min} [KN]	228.42	165.39	941.80
	M_{Zcor} [KN.m]	6.89	4.99	62.29
	M_{Ycor} [KN.m]	3	2.17	0.27

Tableau V.5 : Sollicitations des poteaux

V.3.3. Exemple de calcul :

Etat Limite De Stabilité De Forme :

Les sections soumises à des efforts normaux de compression doivent être justifiées vis à vis de l'état limite de stabilité de forme conformément à l'article A.4.4 du **BAEL91** en adoptant une excentricité totale de calcul : $e = e_1 + e_a + e_2$.

Avec :

e_1 : excentricité du premier ordre.

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u}$$

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

$$e_a = \max\left(2\text{cm}, \frac{L}{250}\right)$$

e_2 : excentricité due aux efforts du second ordre, liée à la déformation de structure.

$$e_2 = \frac{3.l_f^2}{10000h}(2 + \alpha\phi)$$

Avec :

L : longueur du poteau.

l_f : longueur de flambement du poteau.

h : hauteur totale de la section du poteau dans la direction du flambement.

α : Rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad \text{Où} \quad \alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5M_{ser}}\right)$$

Le coefficient α est compris entre 0 et 1.

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée, ce rapport est généralement pris égal à 2

Les sollicitations de calcul deviennent ainsi : N_u inchangé , $M_u = N_u (e_1 + e_a + e_2)$.

1^{er} cas :

1.35G+1.5Q

$N_{max} = 1748.99 \text{ KN}$; $M_{Ycorr} = 31.54 \text{ KN.m}$; $M_{ser} = 22.78 \text{ KN.m}$

***Calcul de L'excentricité :**

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{31.54}{1748.99} = 0.018 \text{ m}$$

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{L}{250}\right) = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{306}{250}\right) = \max(2, 1.224)$$

$$e_a = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m}$$

$$\alpha = 10 \times \left[1 - \frac{Mu}{1.5Ms}\right] = 10 \times \left[1 - \frac{31.54}{22.78}\right] = 0.77$$

$$\alpha = 0.77$$

$$\phi = 2; l_f = 0.7L_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.14 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3 \times (2.14)^2}{10000h} (2 + \alpha\phi) = 0.0120 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 0.018 + 0.02 + 0.012 = 0.05 \text{ m}$$

*** Calcul de coefficient de remplissage Ψ :**

$$\Psi_1 = \frac{Nu}{b.h.\sigma_{bc}} = \frac{1748.99 \times 10^3}{400 \times 400 \times 14.2} = 0.076$$

Donc :

$$\Psi_1 \leq 0.81$$

$$\varepsilon = f(\Psi_1)$$

*** Calcul l'excentricité critique relative ζ :**

$$\zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\Psi_1})} = 0.151$$

$$e_{NC} = \zeta \times h = 0.151 \times 0.4 = 0.0604 \text{ m}$$

on à : $e = 0.05 \text{ m} < 0.0604 \text{ m} \implies$ **Section entièrement comprimée.**

$e < e_{NC}$ Section entièrement comprimée

$A'_{s,\min} = 4 \text{ cm}^2$ x périmètre de la section

$$A'_{s,\min} = 4 \times [(0.40 + 0.40) \times 2] = \mathbf{6.4 \text{ cm}^2}$$

On vérifie la section minimale par la règle du millième et par la règle de fragilité :

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{s,\min} \geq \max\left\{\frac{b.h}{1000}, B \frac{f_{t28}}{f_e}\right\}$$

$$A_{s,\min} \geq \max\left\{\frac{40 \times 40}{1000}; 40 \times 40 \frac{2.1}{400}\right\}$$

$$A_{s,\min} \geq \max\{1.60 \text{ cm}^2; 8.40 \text{ cm}^2\}$$

$$A_{s,\min} \geq 8.40 \text{ cm}^2$$

Suivant le RPA :

Armatures maximales :

* en zone courante :

$$A_s \leq A_{\max} = 4\% b.h$$

$$A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$$

* en zone de recouvrement :

$$A_s \leq A_{\max} = 6\% b.h$$

$$A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$$

* Le diamètre minimum :

$$\phi_{\min} = 12 \text{ mm.}$$

• **Armatures minimales :**

$$A_{\min} = 0.8\% \times (b.h) = 0.008 \times (40 \times 40) = 12.8 \text{ cm}^2$$

* **Choix des armatures :**

$$A_s \geq A_{s\min} = 12.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte: } A_s = 4HA14 + 4HA16 = 14.20 \text{ cm}^2$$

• **Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :**

– **Contrainte maximale de compression de béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{28}$$

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{22.78}{1265.33} = 0.0180 \text{ m}$$

$$S = bh + 15A_{totale} = 40 \times 40 + 15(14.20) = 1813 \text{ cm}^2$$

$$X_G = 15 \frac{A'_s \times \left(\frac{h}{2} - d'\right) - A_s \times \left(d - \frac{h}{2}\right)}{bh + 15(A_s + A'_s)} = -1.25 \text{ cm}$$

$$X_G = -1.25 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15 \left[A'_s \left(\frac{h}{2} - d' - X_G\right)^2 + A_s \left(d - \frac{h}{2} + X_G\right)^2 \right] = 218859.8825 \text{ cm}^4$$

$$I = 218859.8825 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e - X_G) \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} = 10.6 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{de la fibre supérieure}).$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}(e - X_G) \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I} = 10.2 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{de la fibre inf}).$$

$$\text{Max}(\sigma_{\text{sup}}, \sigma_{\text{inf}}) = 10.6 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

Calcul des armatures transversales :

$$L_f = 0,7 \times 3,06 = 2,14 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = 5,35 > 5$$

$$\text{Donc : } \lambda_g > 5 \implies \rho_a = 3,75$$

-Suivant le BAEL :

$$t \leq \min(15\phi_L^{\min}; 40\text{cm}; b + 10\text{cm})$$

$$\phi_L^{\min} = 12\text{mm}$$

$$t \leq \min(18; 40\text{cm}; 50\text{cm})$$

$$t \leq 18\text{cm} \implies t = 15\text{cm}$$

-Suivant le RPA :

*** Zone nodale :**

$$t \leq \min(10\phi_L^{\min}; 15\text{cm})$$

$$\phi_L^{\min} = 12\text{mm}$$

$$t \leq \min(12; 15\text{cm})$$

$$t \leq 12\text{cm} \implies t = 10\text{cm}$$

*** Zone courante :**

$$t' \leq 15\phi_L^{\min}$$

$$t' \leq 18\text{cm} \implies t' = 15\text{cm}$$

-Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{max}}{3} = 0,53\text{m}$$

Donc on prendra **HA 08**

-Détermination de la section des Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \implies A_t = \frac{\rho_a V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e}$$

$$A_t = 1,89\text{cm}^2$$

-Armatures transversales minimales :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = 5,35 > 5$$

$$\text{On a : } \lambda_g \geq 5 \implies \frac{A_{t,\min}}{t \cdot b_1} = 0,3\% \Leftrightarrow A_{t,\min} = 0,3\% t \cdot b_1$$

$$A_{t,\min} = 0,3\% t \cdot b = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 8\text{HA8} = 4,02\text{cm}^2 \succ A_{t,\min} = 1,2\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{cv}$$

Les cadres doivent être fermées par des crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_t$.

V.3.3.1. Calcul récapitulatif des sections des armatures des poteaux :

CAS	A _{cal} (cm ²)	A _{min RPA} (cm ²)	Choix	A _{adopté}
1	8.4	12.8	4HA14+4HA16	14.2
2	8.4	12.8	4HA14+4HA16	14.2
3	8.4	12.8	4HA14+4HA16	14.2
4	8.4	12.8	4HA14+4HA16	14.2

Tableau V.6 : Calcul et choix des sections d'armatures.

V.3.3.2. Vérification à l'ELS :

Cas	N ser	M ser	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	σ _s	σ̄ _s
1	1265.33	22.78	10.6	15	53.98	201.66
2	24.94	32.09	1.44	15	47.94	201.66
3	22.60	48.95	1.31	15	73.13	201.66
4	165.39	2.17	9.6	15	3.24	201.66

Tableau V.7 : Vérification des contraintes.

V.3.3.3. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{81.05}{40 \times 37} = 0.54 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{F_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\} = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{cv}$$

V.3.3.4. Vérification de l'effort normal :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,30$$

$$v = \frac{1748,99}{1600 \cdot 25} = 0.043 \leq 0.3 \dots \text{cv}$$

V.3.4. Schéma de ferrailage :

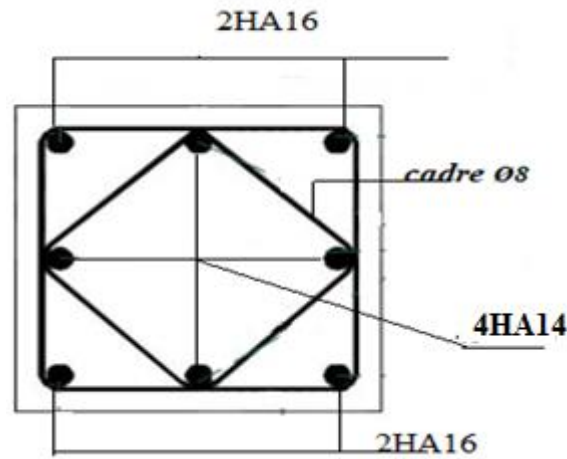


Figure V. 6 : Ferrailage de poteau 40*40

V.4.Les voiles :

V.4.1.Introduction :

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

Il a été constaté que de nombreux bâtiments à voiles en béton armé ont bien résisté sans endommagements exagérés.

Mis à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales (au plus 20%), les voiles en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques.

Pour cela l'avantage que présente l'utilisation des voiles est la réduction considérable

Des dommages sismiques des éléments non structuraux et du bâtiment en générale, et cela

Grâce à leur grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

Dans le but d'éviter les modes de ruptures cités ci-dessus on doit respecter les modalités suivantes :

- ✓ Pour éviter les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales.
- ✓ Pour éviter le troisième mode il faut mettre des armatures transversales.

V.4.2.Recommandation du RPA99/2003 :

a. Armatures verticales :

- Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{\min} = 0.2\% \times l_t \times e$

Avec :

l_t : Longueur de la zone tendue ; e : Épaisseur du voile.

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement : $S_t < e$ (e : épaisseur de voile).
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

b. Les armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

c. Les armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par 1m^2 au moins.

d. Les armatures de coutures :

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = I.V / f_e$$

e. Règles communes (armatures verticales et horizontales) :

Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales)

$A_{\min} = 0.15\% (b \times h)$ → Globalement dans la section du voile ;

$A_{\min} = 0.10\% (b \times h)$ → En zone courante.

❖ **L'espacement :**

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m^2 .

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

❖ **Longueurs de recouvrement :**

- 40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts et possible ;
- 20ϕ : Pour les barres situées dans.

V.4. 3. Les sollicitations :

Les voiles seront calculés à la flexion composée uni axiale en fonction des moments fléchissant (M) et des efforts normaux (N).

Donc trois cas peuvent se présenter ; à savoir :

- **Cas 1** : N min – M correspondant
- **Cas 2** : N max – M correspondant
- **Cas 3** : M max – N correspondant

	x-x		y-y		V(KN)	
	N _{max} (KN)	M _{cor} (KN.m)	N _{max} (KN)	M _{cor} (KN.m)	V _x	V _y
ELU	775.08	17.09	1448.83	187.86	903.89	164.55

Tableau. V.8 : Sollicitations maximales de calcul de voile le plus sollicité dans les deux sens.

V.4.3.1. Exemple de calcul d'un voile :

$$L = 2.90m$$

$$M = 17.09 \text{ KN.m}$$

$$N = 775.08 \text{ KN}$$

$$I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0.15 \times 2.9^3}{12} = 0.3 \text{ m}^4$$

$$\Omega = e \times L = 0.15 \times 2.9 = 0.43 \text{ m}^2$$

$$v = \frac{L}{2} = \frac{2.9}{2} = 1.45m$$

Avec :

I: Inertie du voile;

Ω : Surface en plan du voile ;

v : La position de l'axe neutre.

- **Armatures verticales**

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} \times v$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M}{I} \times v$$

$$\sigma_1 = 1885.11 \text{ KN/m}$$

$$\sigma_2 = 1719.91 \text{ KN/m}$$

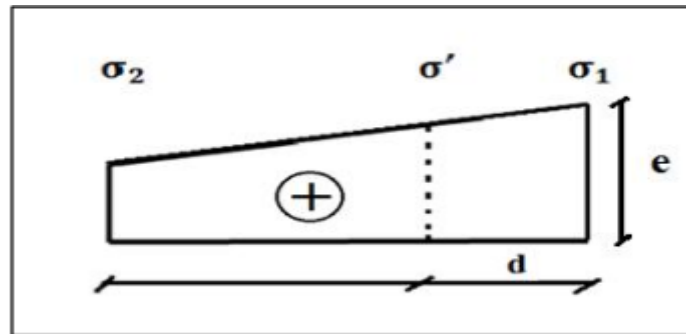


Figure V-7 : Diagramme d'une section entièrement comprimée.

Si :

σ_1 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)

$$A_{\min} = 0.2\% \times l_t \times e$$

$$L = 290 \text{ cm} \Rightarrow A_{\min} = 0.20\% \times e \times L = 0.002 \times 15 \times 290 = 8.7 \text{ cm}^2$$

Permet de découper la zone comprimée en bande dont la largeur d est tel que :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_C \right) = 1.53 \text{ m}$$

On adopte : **d=1.5m**

h_e : Hauteur d'étage.

L_C : Longueur de la zone comprimée.

D'après le RPA 99 on a :

✓ **La section globale :**

$$A \geq 0.15\% \times e \times L$$

$$A \geq 0.0015 \times 15 \times 290 = 6.52 \text{ cm}^2$$

✓ **En zone courante :**

$$0.10\% \times e \times L = 0.001 \times 15 \times 290 = 4.35 \text{ cm}^2$$

L'espacement :

✓ **Zone courante**

$$S_t \leq \min(1.5e; 30 \text{ cm}) = \min(22.5; 30) = 22.5 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 20 \text{ cm}$

Longueur de la zone courante :

$$L_2 = L - 2L_1 = 290 - (2 \times 29) = 232 \text{ cm}$$

$\Rightarrow N$ (espacements) :

$$L_2 / S_t = \frac{232}{20} = 11.6$$

On prend : N (espacements) = 12

$$\Rightarrow N \text{ (barres)} = N \text{ (espacements)} + 1 = 12 + 1 = 13$$

$$N(\text{barres}) = 13$$

✓ **La zone d'about**

$$S_t/2=10 \text{ cm}$$

$$L_1=L/10=20\text{cm}$$

$$N (\text{espacements}) = L_1/S_t= 29/20 = 1.45$$

On prend : N (espacements) = 2

$$\Rightarrow N (\text{barres}) = N (\text{espacements}) + 1 = 2 + 1 = 3$$

✓ **Le diamètre**

$$\emptyset \leq a/10 = 15\text{mm}$$

On adopte : $\emptyset=8\text{mm}$

✓ **Zone courante**

$$A_s = 13\text{HA}8 = 6.53\text{cm}^2$$

✓ **La zone d'about**

$$A_s = 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{tot}} = 2A_{\text{tend}} + A_{\text{comp}} = 2 \times 1.51 + 6.53 = 9.55 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{tot}} = 9.55 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} (\text{globale}) = 8.7\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{cv}$$

✓ **Ferraillage horizontal à l'effort tranchant**

La vérification de la résistance au cisaillement se fait en majorant la contrainte de cisaillement de 40%.

La contrainte de cisaillement est limitée comme suit :

$$\tau = \frac{1.4V}{b.d} \leq 0.2f_{c2} = \mathbf{5\text{MPa}}$$

Avec :

$$\tau = 0.32 \text{ MPa} < 5\text{MPa}. (\text{Pas de risque de cisaillement})$$

La section d'armatures est déterminée par le **BAEL** comme suit :

$$\frac{A_T}{b_0.S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{ij}.k}{0.8.f_e.(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

$k = 0$ (Pour prendre en compte la reprise de bétonnage)

$$\alpha = 90^\circ, S_t \leq (1.5e, 30\text{cm})$$

Donc: $S_t = \mathbf{20\text{cm}}$

$$\mathbf{At \geq 0.34 \text{ cm}^2}$$

- **Choix des armatures**

On adopte : = 2HA8/ml=1.01 cm²

Soit : St=25 cm.

- **Vérification de l'espacement**

S_t =25 cm ≤ min (3h, 33 cm) =33cm.....CV

- **Le pourcentage minimum d'armatures**

D' autre part le **RPA 99/version 2003** prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

➤ Pour $\tau < 0.025f_{c28} = 0.625\text{MPa} \implies A_{RPA} = 0.0015. b.St$

➤ Pour $\tau > 0.025f_{c28} = 0.625\text{MPa} \implies A_{RPA} = 0.0025. b.St$

On a $\tau = 0.32 < 0.625\text{Mpa}$

donc $\implies A_{RPA} = 0.0015. b.St = 0.0015 \times 15 \times 25 = 0.56 \text{ cm}$

Tableau Récapitulatif :

Sens	X-X	Y-Y
L (m)	2.90	4.45
E(cm)	15	15
N(KN)	775.08	1448.83
M(KN.m)	17.09	187.86
σ_1 (Mpa)	1885.11	2646.06
σ_2 (Mpa)	1719.91	1698.34
A _{min} (cm ²)	8.7	13.35
A _{cal} (cm ²)	6.52	10.01
A _{BAEL} (cm ²)	0.34	0.063
A _{RPA} (cm ²)	0.56	0.56
St (courante)	20cm	20cm
St (about)	10cm	10cm
Armature zone courante	13HA8	18HA10

Armature zone d'about	3HA8	3HA10
τ (Mpa)	0.33Mpa	0.059Mpa

Tableau V.9 : ferrailage des voiles

V.4.4. Schéma de Ferrailage :

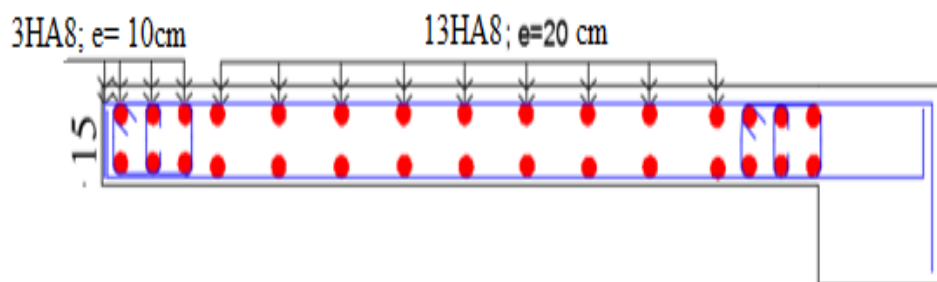


Figure V.8 : schéma de ferrailage des voiles

Chapitre VI

VI.1. Introduction:

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour rôle le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles Posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux, Fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI.2. Le choix de type de fondation :

Le choix de type de fondation dépend du :

- ✓ Type d'ouvrage à construire.
- ✓ La nature et l'homogénéité du sol.
- ✓ La capacité portante du terrain de fondation.
- ✓ La charge totale transmise au sol.
- ✓ La raison économique.
- ✓ La facilité de réalisation.

En effet une méthode rapide et simplifiée permet de déterminer si une solution par semelle continue est possible ou s'il faut prévoir un radier général.

- si $S_0 > S$: la fondation par semelles isolées est possible.
- si $S > S_0$: la solution de fondation superficielle n'est pas possible.
- si $S \approx S_0$: c'est une solution par radier général qu'il faut adopter.

Tel que :

S_0 : L'emprise de la structure (surface de Bâtiment).

S : La surface totale minimale d'assise de fondation.

$\overline{\sigma}$: La contrainte admissible pour le sol de fondation.

Cependant une vérification dans l'ordre suivant est requise : les semelles isolées, les semelles filantes et enfin le radier général et on opte pour le choix qui convient.

$$S_0 = 554.135 \text{ m}^2$$

$$N_{\max} = 36490.97 \text{ KN (ROBT)}$$

$$S = \frac{N_{\max}}{\sigma_s} = \frac{36490}{200} = 182.45 \text{ m}^2$$

➤ **Verification:**

- $S/S_0 = 182.45/554.135 = 32.92 \%$
- $S/S_0 = 32.92\% < 50\%$

VI. 3. Combinaisons d'actions à considérer :

D'après le **RPA99 version 2003** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- ✓ $G + Q \pm E$
- ✓ $0.8 \times G \pm E$

VI.4. Calcul des semelles :

VI.4.1. Calcul de la semelle isolée :

VI.4.1.1. Semelle sous poteau intermédiaire :

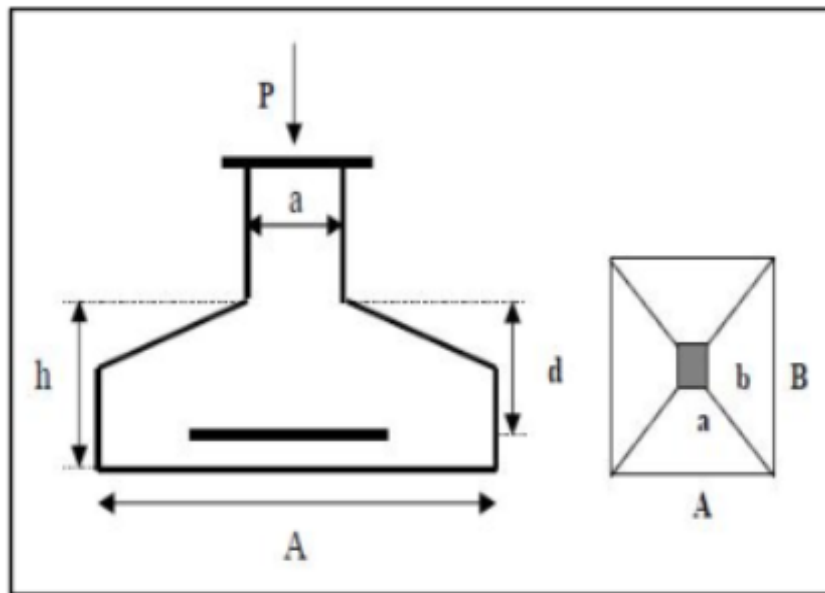


Figure VI.1 : Semelle isolé.

➤ Condition d'homogénéité :

$$a = 40 \text{ cm}, b = 40 \text{ cm}$$

$$A/B = a/b = 1$$

On a :

Donc le pré-dimensionnement se fera à l'ELS

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{N_s}{A \cdot B} \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_s}} = 2.10 \text{ m}$$

$$B = A = 2.10 \text{ m}$$

Donc finalement on choisie une semelle de **(2.20m×2.20m)**

➤ **Détermination de 'h' et 'd'**

D'après condition de rigidité (**méthode des bielles**)

$$A-a \geq d \geq \frac{B-b}{4} \rightarrow 2.20 - 0.40 \geq d \geq \frac{2.20-0.40}{4}$$

$$1.8 \geq d \geq 0.45$$

On adopte : d = 60cm

$$\text{D'où : } h = d + 5 \text{ cm} \rightarrow h = 65 \text{ cm}$$

Vérification des conditions de stabilité :

$$N_{ser} = 886.12 \text{ KN} ; M_{ser} = 2.31 \text{ KN.m}$$

$$N_u = 1224.12 \text{ KN} ; M_u = 3.22 \text{ KN.m}$$

Selon le BAEL on a :

$$e_0 = \max [e_{0,u} ; e_{0,s}]$$

$$e_{0,u} = \frac{M_u}{N_u} = \frac{3.22}{1224.12} = 0.0026 \text{ m}$$

$$e_{0,s} = \frac{M_s}{N_s} = \frac{2.31}{886.16} = 0.0026 \text{ m}$$

$$e_0 = 0.0026 \text{ m} \leq \frac{A}{6} = \frac{2.50}{6} = 0.42 \dots \text{CV}$$

$$e_0 = 0.0026 \text{ m} \leq \frac{A}{4} = \frac{2.50}{4} = 0.62 \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Vérification des conditions de rigidité :**

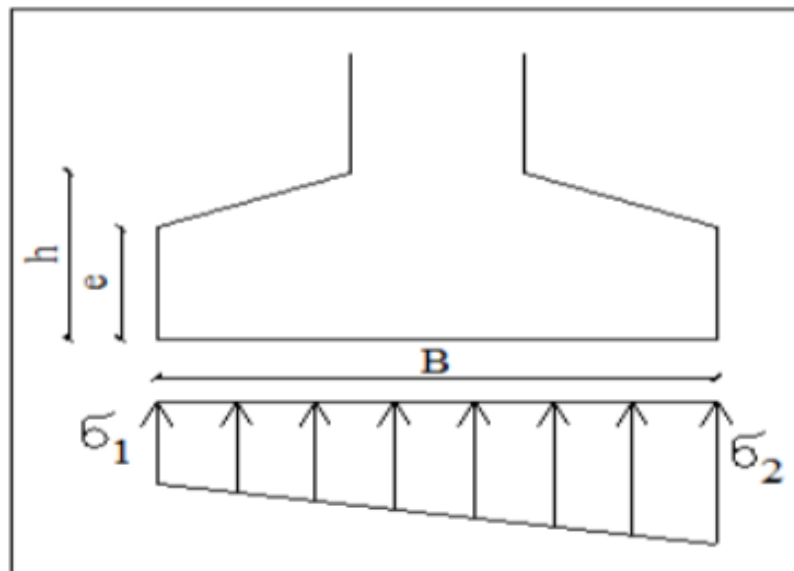


Figure VI.2. Schéma équivalent d'une semelle isolée

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_M = \left(1 + \frac{6e_0}{B}\right) \frac{Ns}{A*B} = 142.67 \text{KN/m}^2 \\ \sigma_m = \left(1 - \frac{6e_0}{B}\right) \frac{Ns}{A*B} = 140.90 \text{KN/m}^2 \\ \sigma_{\text{moy}} = \frac{\sigma_m + 3\sigma_M}{4} = 142.23 \text{KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 142.23 \text{KN/m}^2 \leq 200 \text{KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Calcul du ferrailage:**

– **Poids propre de la semelle :**

$$P_s = \gamma * h * A * B$$

$$P_s = 0.65 * (2.20 * 2.20) * 25 = 78.65 \text{KN}$$

– **Poids de remblai :**

$$P_r = 18(2.2 * 2.2 - 0.4 * 0.4) (2 - 0.65)$$

$$P_r = 113.72 \text{KN}$$

$$N_{t,s} = N_s + P_s + P_r$$

$$N_{t,s} = 886.12 + 78.65 + 113.72$$

$$N_{t,s} = 1078.49 \text{KN}$$

$$N_{t,u} = N_u + 1.35(P_s + P_r)$$

$$N_{t,u} = 1561.01 \text{KN}$$

Le ferrailage se calcul avec la méthode de bielles, car on va prendre comme étant la contrainte uniforme tout au long de la semelle.

- ✓ **Sens X -X:**

$$\eta = 1.6 ; f_{t28} = 2.1 \text{MPa}; \sigma_s = 348 \text{MPa}.$$

$$N'_s = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) N_s = 888.88 \text{KN}$$

$$A_{XST} = \frac{N'_s(A-a)}{8*d*\sigma_s} = 10.03 \text{cm}^2$$

$$A_{XST} = A_{yst} = 10.03 \text{cm}^2$$

- **Condition de non fragilité:**

$$A_{\text{min}} = 0.23 \text{cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{min}}; A_u) = 10.03 \text{cm}^2$$

$$\text{On adopte: } A_s = 9\text{HA}12 = 10.18 \text{cm}^2$$

Soit: $S_t=27\text{cm}$.

- Vérification de l'espacement:

$$S_t=27\text{cm} \leq \min(3h, 33\text{ cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

- La longueur de scellement:

$$L_s=40\Phi=56\text{cm}$$

$B/8 \leq 60\text{ cm} \leq B/4$; $31.5\text{cm} \leq 60\text{cm} \leq 62.5\text{cm}$ Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités et ne comportent pas des crochets.

VII.4.1.2. Vérification du non poinçonnement de la semelle :

$$\left\{ \begin{array}{l} a_1 = a + h = 2.5 + 0.65 = 3.15\text{m} \\ b_1 = b + h = 2.5 + 0.65 = 3.15\text{m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} a_2 = a + 2h = 2.5 + (2 \times 0.65) = 3.8\text{m} \\ b_2 = b + 2h = 2.5 + (2 \times 0.65) = 3.8\text{m} \end{array} \right.$$

$$U_c = 2(a_1 + b_1) = 12.6\text{m}$$

$$P_u' = (P_s + 1.35 \times G_0) [1 - (a_2 \times b_2 / AB)] = 1809.47$$

$$P_u' = -1809.47\text{KN} \leq 0.045 \times U_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b = 6142500\text{ KN}$$

VI.4.1.3. Schéma de ferrailage:

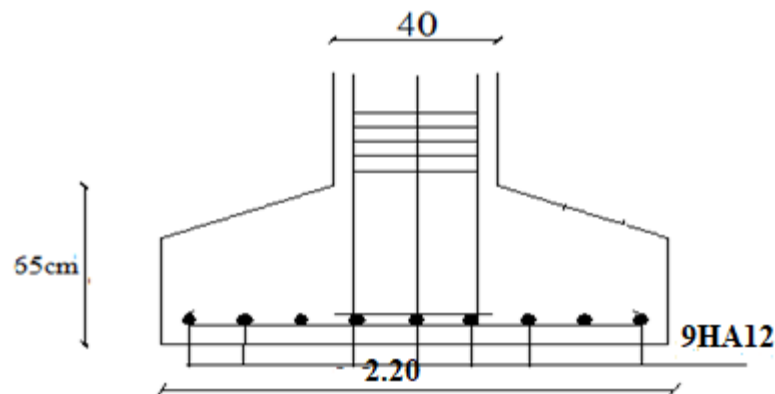


Figure VI.3. Ferrailage de la semelle intermédiaire.

VI.4.2. Calcul de la semelle filante sous voile :**VI.4.2.1. Calcul de la semelle filante sous voile d'épaisseur 20 cm(X-X) :**Avec : **L=4.50 m****➤ Calcul des sollicitations :**

$$N_{ser} = 1214.27 \text{ KN} ; M_{ser} = 27.43 \text{ KN.m}$$

$$N_u = 1697.07 \text{ KN} ; M_u = 33.28 \text{ KN.m}$$

Les sollicitations totales résultantes sont :

$$\frac{N_{ser}}{L} = N_{ser} = 269.83 \text{ KN.}$$

$$\frac{M_{ser}}{L} = M_{sur} = 6.09 \text{ KN.m.}$$

$$\frac{N_u}{L} = N_u = 377.13 \text{ KN.}$$

$$\frac{M_u}{L} = M_u = 7.39 \text{ KN.m}$$

$$\frac{N_{ser}}{\sigma_{ser}} = 1.35 \text{ m}^2 < \frac{N_{ult}}{\sigma_{ult}} = 2.39 \text{ m}^2$$

Donc le Pré-dimensionnement se fera à l'ELU

➤ Calcul de L'excentricité:

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{7.39}{377.13} = 0.0195 \text{ m}$$

$$e_0 \leq \frac{b}{6} \rightarrow b \geq 6e_0 = 0.117 \text{ m}$$

$$B \geq \left(1 + \frac{3e_0}{b}\right) \frac{N_u}{\sigma_{sol}} = \left(3 * \frac{0.0195}{0.117} + 1\right) \frac{377.13}{270} = 2.09 \text{ m}$$

Donc on adopte : **B=2.10m**

$$\left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \frac{N_u}{A * B} = \left(1 + \frac{3 * 0.0195}{2.10}\right) \frac{377.13}{1 * 2.10} = 184.96 \text{ KN/m}^2 < 270 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \text{CV}$$

$$d \geq \frac{B-b}{4} \rightarrow d = 50 \text{ cm} \text{ et } h = d + 5 = 55 \text{ cm}$$

➤ Le ferrailage:

$$A_s = \frac{N_u}{8 * d * \sigma_s} \left[1 + \frac{3e_{0u}}{B}\right] (B-b) = 10.53 \text{ cm}^2$$

➤ Condition de non fragilité:

$$A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$A = \max \{ A_{\min} ; A_u \} = 10.53 \text{ cm}^2$$

On adopte : 10 HA12 = 11.31 cm²

- **L'espacement:**

Soit : $S_t = 25 \text{ cm}$.

Vérification de l'espacement :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \text{CV}$$

- **Les armatures de répartition:**

$$A_{\text{rup}} = \frac{A}{4} = \frac{11.31}{4} = 2.82 \text{ cm}^2$$

Soit: A_{rup} = 6HA8 = 3.02 cm²

Soit : $S_t = 25 \text{ cm}$.

- **Vérification de l'espacement :**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

La longueur de scellement:

$$L_s = 40\Phi = 48 \text{ cm}$$

$$B/4 \leq 48 \text{ cm} \leq B/8; 19 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm} \leq 97 \text{ cm}$$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités et ne comportent pas des crochets.

VI.4.2.2. Calcul de la semelle filante sous voile d'épaisseur 20 cm (sens y-y) :

Avec : L = 4.05 m

- **Calcul des sollicitations :**

$$N_u = 2309.10 \text{ KN} ; M_u = 56.93 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{ser}} = 1667.69 \text{ KN} ; M_{\text{ser}} = 40.63 \text{ KN.m}$$

Les sollicitations totales résultantes sont :

$$\frac{N_u}{L} = N_u = 570.14 \text{ KN/ml}$$

$$\frac{M_u}{L} = M_u = 14.05 \text{ KN.m/ml}$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{L} = N_{\text{ser}} = 411.77 \text{ KN/ml}$$

$$\frac{M_{\text{ser}}}{L} = M_{\text{ser}} = 10.03 \text{ KN.m/ml}$$

- **Vérification :**

$$\frac{N_{Ser}}{\sigma_{Ser}} = 2.05 \text{m}^2 > \frac{N_{ult}}{\sigma_{ult}} = 1.05 \text{m}^2$$

Donc le Pré-dimensionnement se fera à l'ELS

- **Calcul de l'excentricité :**

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{10.03}{411.77} = 0.024 \text{m}$$

$$e_0 \leq \frac{b}{6} \leftrightarrow b \geq 6e_0 = 0.144 \text{m}$$

Il faut que :

$$B \geq \left(1 + \frac{3e_0}{b}\right) \frac{N_s}{\sigma_{sol}} \rightarrow \left(1 + \frac{3 \cdot 0.024}{0.144}\right) \frac{411.77}{200} = 3.08 \text{m}$$

Donc on adopte : B=3.10m

$$\left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \frac{Nu}{A \cdot B} = 136.80 \text{KN/m}^2$$

136.80.12KN/m² < 200KN/m².....CV

$$d \geq \frac{B-b}{4} \rightarrow d = 70 \text{cm} \text{ et } h = d + 5 = 75 \text{ cm}$$

- **Le ferrailage:**

La section d'armature principale par unité de longueur vaut :

$$A_s = \frac{Nu}{8 \cdot d \cdot \sigma_s} \left[1 + \frac{3e_0}{B}\right] (B - b) = 18.94 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non-fragilité:**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A = \max \{ A_{\min} ; A_u \} = 18.94 \text{ cm}^2$$

On adopte: **As = 13HA14 = 20.01 cm²**

- **L'espacement:**

Soit: St=26cm.

- ❖ **Vérification de l'espacement :**

S t = 26cm ≤ min (3h, 33 cm) = 33cm.....CV.

- **Les armatures de répartition :**

$$A_{\text{rep}} = \frac{A}{4} = \frac{20.01}{4} = 5.00 \text{cm}^2$$

Soit : $A_{rep} = 5HA12/ml = 5.65cm^2/ml$

Soit : $St = 30cm$.

- **Vérification de l'espacement :**

$St = 30cm \leq \min(3h, 33cm) = 33cm \dots \dots \dots CV.$

- **La longueur de scellement:**

$L_s = 40\Phi = 56cm$

$B/8 \leq 56cm \leq B/4; 43cm \leq 56cm \leq 87cm$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités et ne comportent pas des crochets.

VI.4.2.3. Schéma de ferrailage :

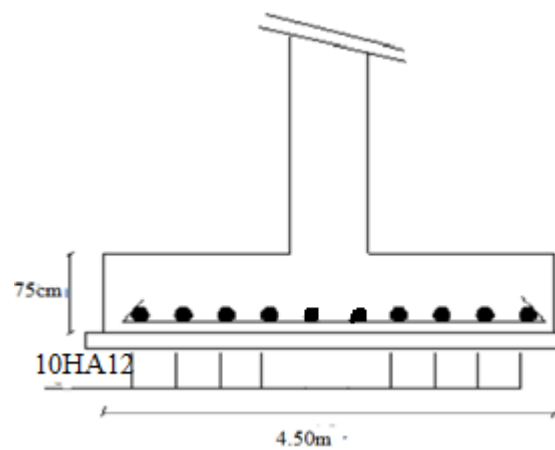


Figure VI.4: Ferrailage de semelle filante sens X-X

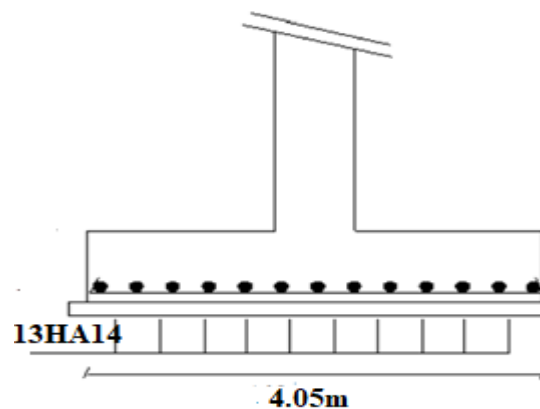


Figure VI.5: Ferrailage de semelle filante sens y-y.

VI.5. Les longrines:

VI.5.1. Introduction:

Les longrines sont des poutres longitudinales reposant sur le sol, elles sont situées juste au dessus des semelles, leurs rôles d'aborder effort normal provenant des charges et surcharges et les transformer à un effort de traction

VI.5.2 .Prédimensionnement:

Pour un sol de fondation de catégorie (S_2), les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont (25 x 30) cm².

On adopte (b x h) = (35 x 35) cm².

VI.5.3. Sollicitations:

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale a :

$$F = N/\alpha \geq 20 \text{ KN}$$

Avec :

N : effort à la base du poteau le plus sollicité.

α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

(dans notre cas $\alpha = 15$)

VI.5.4. Ferrailage de longrines:

✓ A l'état limite ultime:

Les armatures longitudinales sont données par:

$$A_u \geq \frac{N}{15\sigma_s}$$

On a : $N_u = 1045.5 \text{ KN}$

$$\text{Alors : } A_u \geq \frac{1045.5 \cdot 10^3}{348 \cdot 15} = 2 \text{ cm}^2$$

✓ Etat limite de service: (CBA 93)

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta_1 f_{tj}} \right] = 201.66 \text{ MPa}$$

$N_{ser} = 886.18 \text{ KN}$

$$\text{Alors : } A_{\text{ser}} = \frac{886.18}{15 \cdot 201.66} = 2.86 \text{ cm}^2$$

Section minimale donnée par le RPA 99:

Le ferrailage minimum doit être de 0,6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20cm ; $15\phi_1$)

$$\text{Alors : } A_r \geq 0.6\%(35 \cdot 35) \Rightarrow A_r = 6.69 \text{ cm}^2$$

Résultats:

$$A = \max [A_u ; A_{\text{ser}} ; A_r] = 6.69 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6HA12 = 6.79 cm²

✓ Espacement:

$$S_t = \min [20 \text{ cm} ; 15\phi_1]$$

On adopte : $S_t = 15 \text{ cm}$

✓ Armatures transversales:

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{12}{3} = 4 \text{ mm}$$

On adopte : 8 mm

VI.5.5. Schéma de ferrailage :

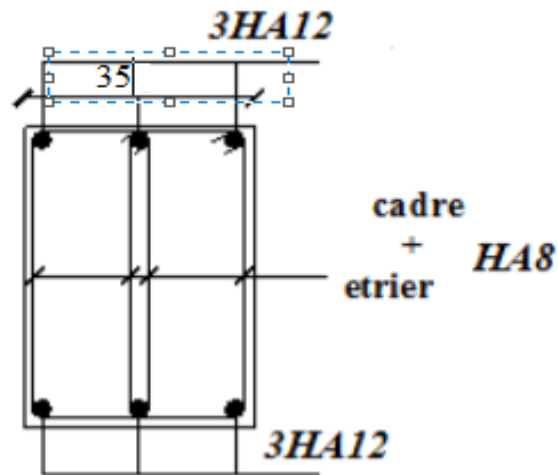


Figure.VI. 6. schéma de Ferrailage des longrines.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

Le travail que nous avons effectué dans le cadre de notre sujet de fin d'étude est bâtiment à usage d'habitation «SS+RDC+7 étages» en béton armé avec un contreventement mixte situé dans la zone sismique IIa.

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur pour analyser et étudier un projet de bâtiment réel. Il est important de bien analyser une structure avant de la calculer. L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût. La sauvegarde des vies humaines lors d'un séisme majeur est un objectif ciblé. et la surabondance des voiles dans une structure ne veut pas dire nécessairement une bonne résistance vis-à-vis des séismes mais bien au contraire, elle peut nuire à la stabilité de la structure, lorsque les voiles sont mal placés.

Finalement cette étude, nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

Notons enfin, que ce projet constitue pour nous une première expérience très bénéfique du point de vue utilisation l'outil informatique, et la maîtrise du logiciel « ROBOT » en utilisant les connaissances de base des sciences de l'ingénieur acquise durant la formation,

Bibliographie

Bibliographie

Les règlements :

DTR-BC.2.2. Charge permanentes et surcharges.

DTR-BC.2.41. Règles de conception et de calcul des structures en béton armé
(C.B. A93).

DTR-BC.21. Principe généraux pour vérifier la sécurité des ouvrages.

CPA 425. Dosage du Ciment.

RPA99/Version2003.

BAEL91/Version2003.

Règle des trois pivots.

La formule de Blondel. Pour le pré dimensionnement des escaliers.

Autres documents consultés :

Cours génie civil. (Université Abbes laghrour.).

Cours B.A.IUP GCI3. Option OS2004/05 B.6.210.

Mémoires de fin études 2016. (Bâtiment à usage d'habitation R+7 en béton armé avec un contreventement mixte ; Université Abbes laghrour.).

Mémoires guide. (Bloc à usage commercial d'un rez-de chaussée et 3étage +Sous-Sol.)

Logiciels utilisés :

Autodesk Robot structural analysis 2014.

Autodesk AutoCAD 2016.

Word 2016.

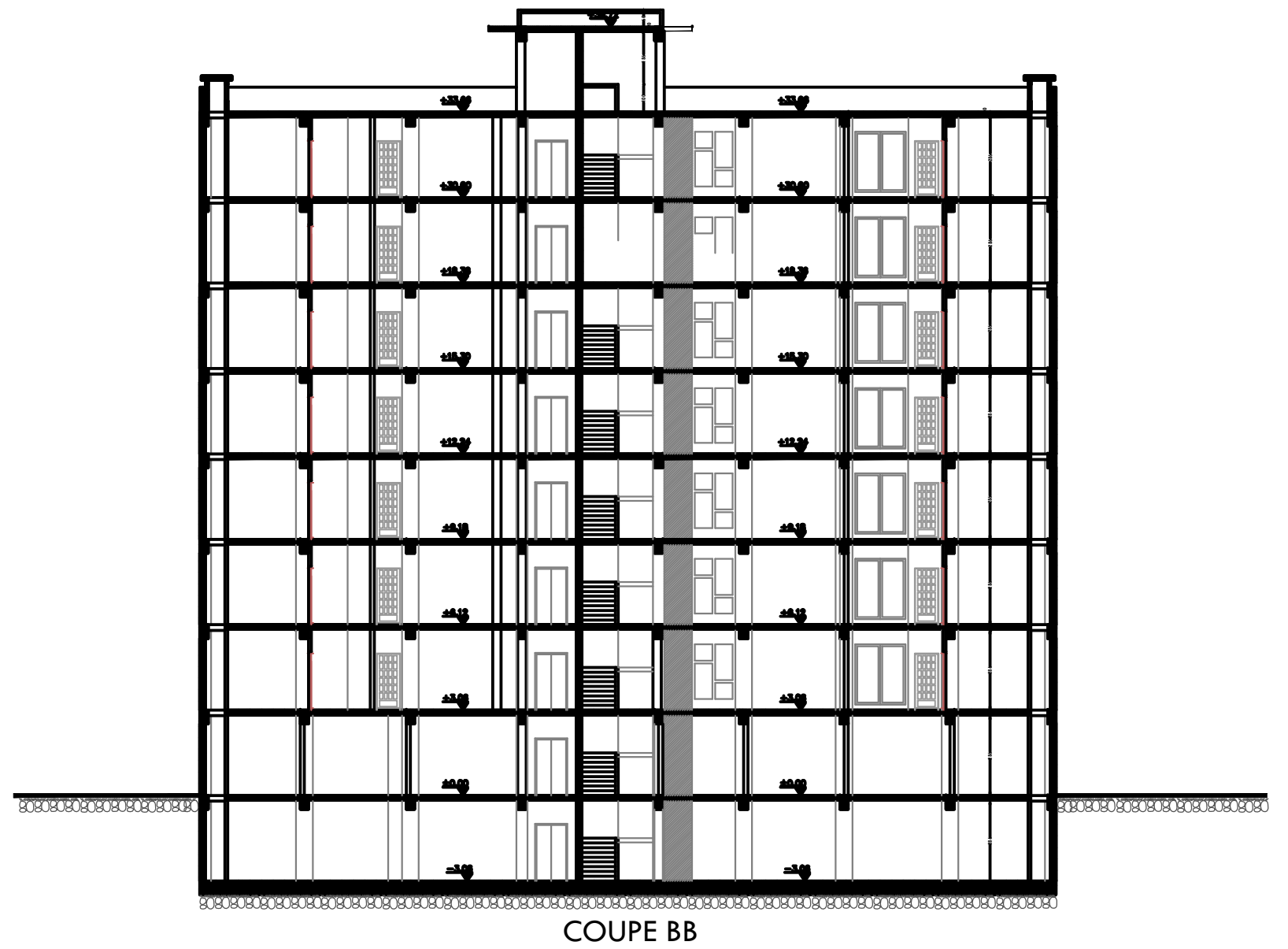
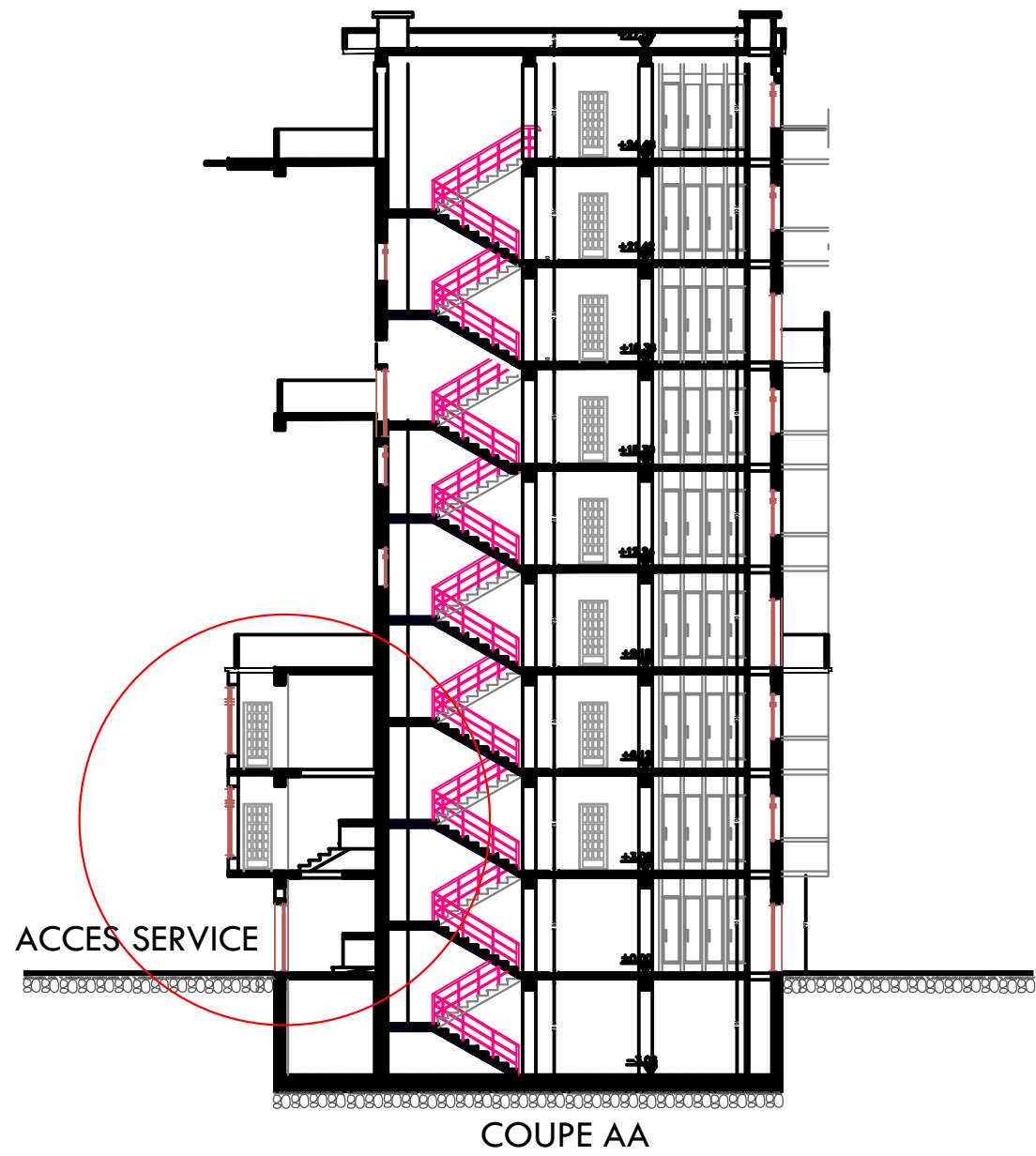
Annexes

Tableau 5 : Section rectangulaire en flexion simple, sans armatures comprimées,
Pour l'utilisation du tableau dans le cas de la section en T.

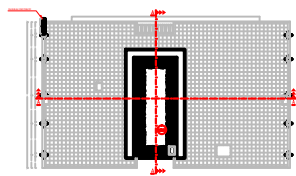
μ	α	β	1 000 ϵ_s	μ	α	β	1 000 ϵ_s	μ	α	β	1 000 ϵ_s
0,000	0,0000	1,000	10	0,080	0,1044	0,958	10	0,160	0,2193	0,912	10
0,002	0,0025	0,999	10	0,082	0,1071	0,957	10	0,162	0,2223	0,911	10
0,004	0,0050	0,998	10	0,084	0,1099	0,956	10	0,164	0,2253	0,910	10
0,006	0,0075	0,997	10	0,086	0,1126	0,955	10	0,166	0,2284	0,909	10
0,008	0,0100	0,996	10	0,088	0,1154	0,954	10	0,168	0,2314	0,907	10
0,010	0,0126	0,995	10	0,090	0,1181	0,953	10	0,170	0,2345	0,906	10
0,012	0,0151	0,994	10	0,092	0,1209	0,952	10	0,172	0,2376	0,905	10
0,014	0,0176	0,993	10	0,094	0,1236	0,951	10	0,174	0,2406	0,904	10
0,016	0,0201	0,992	10	0,096	0,1264	0,949	10	0,176	0,2438	0,902	10
0,018	0,0227	0,991	10	0,098	0,1291	0,948	10	0,178	0,2469	0,901	10
0,020	0,0252	0,990	10	0,100	0,1320	0,947	10	0,180	0,2500	0,900	10
0,022	0,0279	0,989	10	0,102	0,1348	0,946	10	0,182	0,2531	0,899	10
0,024	0,0304	0,988	10	0,104	0,1376	0,945	10	0,184	0,2562	0,898	10
0,026	0,0330	0,987	10	0,106	0,1404	0,944	10	0,186	0,2594	0,896	10
0,028	0,0355	0,986	10	0,108	0,1431	0,943	10	0,188	0,2626	0,895	9,83
0,030	0,0381	0,985	10	0,110	0,1460	0,942	10	0,190	0,2658	0,894	9,67
0,032	0,0406	0,984	10	0,112	0,1489	0,940	10	0,192	0,2689	0,892	9,52
0,034	0,0432	0,983	10	0,114	0,1517	0,939	10	0,194	0,2721	0,891	9,36
0,036	0,0459	0,982	10	0,116	0,1546	0,938	10	0,196	0,2753	0,890	9,21
0,038	0,0485	0,981	10	0,118	0,1574	0,937	10	0,198	0,2785	0,889	9,07
0,040	0,0511	0,980	10	0,120	0,1603	0,936	10	0,200	0,2818	0,887	8,92
0,042	0,0536	0,979	10	0,122	0,1631	0,935	10	0,202	0,2850	0,886	8,78
0,044	0,0562	0,978	10	0,124	0,1660	0,934	10	0,204	0,2882	0,885	8,64
0,046	0,0589	0,976	10	0,126	0,1689	0,932	10	0,206	0,2915	0,883	8,51
0,048	0,0615	0,975	10	0,128	0,1719	0,931	10	0,208	0,2948	0,882	8,37
0,050	0,0641	0,974	10	0,130	0,1748	0,930	10	0,210	0,2980	0,881	8,24
0,052	0,0667	0,973	10	0,132	0,1776	0,929	10	0,212	0,3013	0,879	8,12
0,054	0,0694	0,972	10	0,134	0,1805	0,928	10	0,214	0,3046	0,878	7,99
0,056	0,0721	0,971	10	0,136	0,1835	0,927	10	0,216	0,3079	0,877	7,87
0,058	0,0747	0,970	10	0,138	0,1864	0,925	10	0,218	0,3112	0,876	7,75
0,060	0,0774	0,969	10	0,140	0,1894	0,924	10	0,220	0,3146	0,874	7,63
0,062	0,0801	0,968	10	0,142	0,1923	0,923	10	0,222	0,3179	0,873	7,51
0,064	0,0828	0,967	10	0,144	0,1953	0,922	10	0,224	0,3212	0,872	7,40
0,066	0,0854	0,966	10	0,146	0,1983	0,921	10	0,226	0,3246	0,870	7,28
0,068	0,0881	0,965	10	0,148	0,2013	0,919	10	0,228	0,3280	0,869	7,17
0,070	0,0907	0,964	10	0,150	0,2041	0,918	10	0,230	0,3315	0,867	7,06
0,072	0,0935	0,963	10	0,152	0,2071	0,917	10	0,232	0,3349	0,866	6,95
0,074	0,0962	0,962	10	0,154	0,2101	0,916	10	0,234	0,3383	0,865	6,85
0,076	0,0989	0,960	10	0,156	0,2131	0,915	10	0,236	0,3417	0,863	6,74
0,078	0,1016	0,959	10	0,158	0,2162	0,914	10	0,238	0,3451	0,862	6,64

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,2
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3

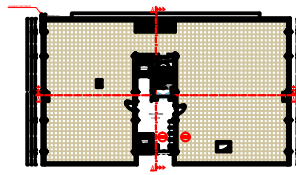
Section en cm² de 1 à 20 armatures de diamètre ϕ en mm.



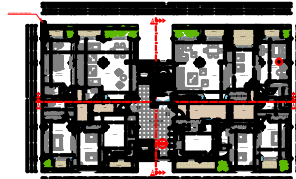
COUPE AA & COUPE BB



PLAN DE LA 2eme TERRASSE - INACCESSIBLE
Niv +36.72



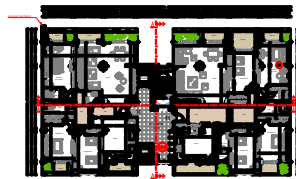
PLAN DE LA TERRASSE ACCESSIBLE
Niv +33.66



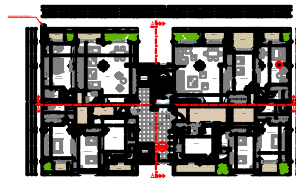
PLAN DU 7eme ETAGE
Niv +30.60



PLAN DU 6eme ETAGE
Niv +27.54



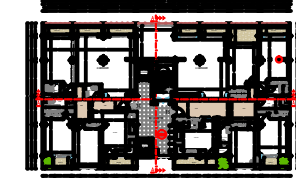
PLAN DU 5eme ETAGE
Niv +15.30



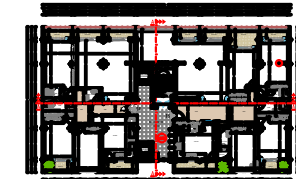
PLAN DU 4eme ETAGE
Niv +12.24



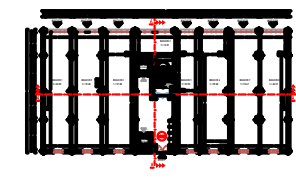
PLAN DU 3eme ETAGE
Niv +9.18



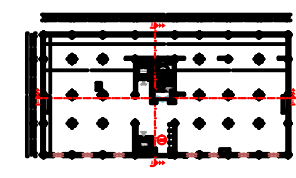
PLAN DU 2eme ETAGE - ETAGE DE SERVICE
Niv +6.12



PLAN DU 1er ETAGE - ETAGE DE SERVICE
Niv +3.06



PLAN DU REZ DE CHAUSSEE
Niv ±0.00



PLAN DU SOUS SOL
Niv -3.06

BLOC BARRE