

Ordre...../F.S.S.A/UAMOB/2020

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ-BOUIRA



Faculté des Sciences et des sciences appliquées
Département Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

Déposé par :
ZAINE AMINA
HADDADOU ROUMISSA

En vue de l'obtention du diplôme de **Master 02** :

Filière : **Génie Civil**
Option : **Structures**

Thème :

**Etude d'un bâtiment (R+5+Entre sol) à usage
multiple contreventé par des voiles porteurs en
béton armé**

Examiner par :

M ^r	SAOUDI Brahim	MAA	UAMOB	Examineur
M ^{me}	AIT AHMED Fatiha	MAA	UAMOB	Examineur
M ^r	REFFAS Brahim	MAA	UAMOB	Encadreur

Année Universitaire 2020/2021

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Dédicace

A ma mère

A mon père

A mon frère et mes sœurs

A tous mes chers collègues et amis

A Roumissa et sa famille

Amina

Dédicace

Je dédie ce présent travail en signe de reconnaissance à mes très chers parents qui ont tout fait pour me soutenir dans mes études.

A ma grand mère.

A mes frères et sœurs.

A mes oncles, tantes et mes cousins.

A toute ma famille.

A Amina et sa famille.

Roumissa

Remerciements

En premier lieu, nous remercions le bon Dieu de nous avoir donné la force et le courage de réaliser ce modeste travail.

Nous tenons à adresser nos vifs remerciements à notre encadrant Mr REFFAS pour son aide et pour attention durant ce travail .

Nous remercions également les professeurs de génie civil pour le savoir qui nous ont transmis et à tous les étudiants de génie civil , pour leur compagnie et leur entraide mutuelle,et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'accomplissement de ce modeste travail.

En fin, nos remerciements au jury qui a accepté de juger avec volonté notre travail et d'avoir contribué à notre formation.

Sommaire

Introduction Générale

I. Chapitre : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux.

I. Introduction	1
I.1. présentation de l'ouvrage.....	1
I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	1
I.3. Les éléments de la structure :.....	1
I.3.1. Ossature :.....	1
I.3.2. Planchers :.....	2
I.3.3. Maçonnerie :.....	2
I.3.4. Les revêtements :.....	2
I.3.5. Les escaliers:.....	2
I.3.6. Balcons :.....	3
I.3.7. Terrasses :.....	3
I.3.8. Les voiles:.....	3
I.3.9. L'acrotère:	3
I.3.10. Les fondations :.....	3
I.3.11. Système de coffrage :.....	3
I.4. La réglementation :.....	3
I.5. Caractéristiques des matériaux :.....	4
I.5.1. Béton :.....	4
I.5.1.1. Résistances du béton :.....	4
I.5.2. L'acier :.....	9
I.6. Hypothèses de calcul.....	10
I.6.1. Définition des états limites.....	10
I.6.2. Hypothèse de calcul à l'ELU.....	10
I.6.3. Hypothèses de calcul à l'ELS.....	11

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et répartition de charge.

Introduction.....	12
II.1. Plancher	12
II.2. Poutre.....	12
II.3. Balcon.....	14
II.4.Escalier	14
II.5.L'acrotère	15
II.6. Le Voile	15
II.7. Descente des charges.....	17
II.8.Pré- dimensionnement Les poteaux :.....	19

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaires.

Introduction.....	23
III .1.Calcul de l'acrotère.....	23
III.1.1 : Définition:.....	23
III.1.2 : Schéma statique (solicitation durable) :.....	23
III.1.3 : vérification au séisme :.....	23
III.1.4 : Les charges :.....	24
III.1.5 : Sollicitations :.....	24
III.1.6 : Ferrailage :.....	25
III.1.7 : Les vérifications :.....	26
III.1.8 : Schéma de ferrailage de l'acrotère :.....	28
III .2.Calculs des escaliers.....	28
III.2.1 .Schéma de ferrailage d l'escalier :.....	36
III.3.Calcul du plancher :.....	38
III.3.1. Introduction :.....	38
III.3.3 .Calcul de la dalle de compression :.....	38
III.3.4. Calcul des armatures :.....	38
III.3.5. Calcul des poutrelles :.....	39
III.3.6. Chois de la méthode de calcul :.....	42
III .4. Calcul des balcons.....	53
III.4.1.Les charges :.....	53

III.4.2.Vérifications :.....	55
III.4.3.Schéma de ferrailage de balcon :.....	57

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique.

Introduction	58
IV.1. Etude dynamique.....	58
IV.1.2.Objectif de l'étude dynamique :.....	58
IV.2.1. Modélisation mathématique :.....	58
IV.2.2.Modélisation de la structure étudiée :.....	58
IV.3.L'étude sismique:.....	65
IV .3.1.Présentation des différentes méthodes de calcul :.....	65
IV.3.2.Choix de la méthode de calcul :.....	67
IV.3.3 Classification de l'ouvrage :.....	67
IV.3.4.Application la méthode dynamique modale spectrale :.....	68
IV.3.5.Méthode statique équivalente :.....	69

Chapitre V : Calcul des éléments structuraux.

Introduction.....	78
Présentation de logiciel SOCOTEC	78
V.1Ferrailage des poteaux.....	78
V.1.1. Etude de ferrailage	78
V.1.2.Exemple de calcul	82
V.1.2.1 Ferrailage longitudinal	82
V.1.2.2 Calcul d'armature transversale	85
V.3 Vérifications diverses	86
V.3.1 Vérification du poteau a l'effort tranchant	86
V.3.2 Vérification des Contraintes	88
V.3.3 Vérification au flambement	88
V.3.4.Schéma de ferrailage	89
V.4.Ferrailage des poutres	89

Sommaire

V.4.1.calcul du ferrailage.....	89
V.4.2. Exemple de calcul :.....	89
V.4.2.1. Calcul des armatures longitudinales.....	89
V.4.2.2. Calcul des armatures transversales	91
V.4.2.3Vérification des contraintes à l'ELS	94
V.4.3. Schéma de ferrailage des poutres :.....	95
V.5.ferrailage des voiles	96
V.5.1 : Introduction	96
V.5.2 Les combinaisons d'action.....	96
V.5.3 Recommandations de RPA.....	97
V.5.4 : Ferrailage des voiles	99
V.5.4.1 Expose de la méthode.....	99
V.5.4.2.Vérification	101
V.5.5. Exemple d'application	102
V.5.6.Schéma de ferrailage pour le voile V3	104

Chapitre VI: Etude de l'infrastructure :

Introduction	105
VI .1.Stabilités des fondations	105
VI.2.Différents types des fondations	105
VI.3.Choix de type de fondation :.....	106
VI.3.1.Semelles filantes :.....	107
VI .4.Calcul d'un radier général :.....	107
VI.4.1.L'épaisseur du radier :.....	107
VI.4.2.Détermination des efforts :.....	109
VI.4.3. Les vérifications :.....	110
VI.4.4.Ferrailage du radier :.....	114
VI .5. Ferrailage de voile.....	126

Conclusion générale

Annexe

Liste des Tableaux

❖ Chapitre II :

Tableau .II.1 : Descente de charge.....	21
Tableau .II.2 : Choix de section des poteaux.....	21

❖ Chapitre III :

Tableau.III.1 : Les sollicitations dues à l'acrotère.....	24
Tableau III.2 : Vérification de la contrainte de compression dans le béton de l'acrotère.....	27
Tableau.III.3 : les surcharges des escaliers.....	28
Tableau. III.4 : Caractéristiques géométriques et mécaniques.....	31
Tableau.III.5 : les résultants de choix de ferrailage.....	33
Tableau.III.6 :Vérification de contrainte de compressions dans le béton ELS en appui et travée.....	35
Tableau.III.7 : Choix des armatures.....	35
Tableau.III.8 :Charges revenant aux poutrelles après coulage.....	42
Tableau.III.9 :Principe de calcul de la méthode de Caquot.....	44
Tableau.III.10 : récapitulatif des résultats trouvés d'après la méthode de Caquot(ELE).....	45
Tableau.III.11 : récapitulatif des résultats trouvés d'après la méthode de Caquot(ELS).....	46
Tableau.III.12 :Les moments et les efforts tranchant max à L'ELU.....	47
Tableau III.13 :Les moments et les efforts tranchant max à L'ELS.....	47
Tableau III.14 :Vérification des contraintes.....	51
Tableau III.15 : Les résultats de calcul.....	56

❖ Chapitre IV :

Tableau IV.1 : Centre de masse et Centre de rigidité.....	62
Tableau IV.2 : Participation massique.....	63
Tableau IV.3 : Déplacements latéraux inter-étage dans le sens XX'.....	74
Tableau IV.4 : Déplacements latéraux inter-étage dans le sens YY'.....	74
Tableau IV.5 : Vérification de l'effet P-Delta dans le sens XX'.....	75
Tableau IV.6 : Vérification de l'effet P-Delta dans le sens YY'.....	75
Tableau IV.7 : vérification de l'effort normal.....	76

❖ **Chapitre V :**

Tableau V.1.1: Coefficient de sécurité et caractéristiques mécaniques.....	79
Tableau V.1.2: Les sollicitations obtenues par ETABS	80
Tableau V.1.3: Ferrailage maximale et minimale des poteaux.....	98
Tableau V.1.4 : Ferrailage longitudinal des poteaux.....	84
Tableau V.1.5 : Armature transversale (Zone courante).....	87
Tableau V.1.6 : Armature transversale (Zone nodale).....	87
Tableau V.1.7 : Ferrailage transversal des poteaux	87
Tableau V.1.8 : Vérification des contraintes.....	88
Tableau V.2.1 : Ferrailage des poutres principales.....	91
Tableau V.2.2 : Ferrailage des poutres secondaires.....	91
Tableau V.2.3: Vérification de contrainte de cisaillement des poutres.....	92
Tableau V.2.4: vérification à la flèche	93
Tableau V.2.5: Vérification des poutres à l'ELS.....	94
Tableau. V.3: résultats de l'ETABS	102

❖ **Chapitre VI :**

Tableau VI.1 : Vérification des contraintes sous le radier.....	113
Tableau VI.2 : Vérification de soulèvement.....	114
Tableau VI.3: Calcul des sollicitations.....	115
Tableau IV.4 : ferrailage de la dalle.....	116
Tableau IV.5: Vérification des contraintes à l'ELS (sens transversal).....	116
Tableau IV.6. Vérification des contraintes à l'ELS (sens longitudinal).....	116
Tableau VI.7: Calcul des sollicitations.....	117
Tableau VI.8 : ferrailage des nervures longitudinales.....	117
Tableau VI.9 : ferrailage des nervures transversales.....	118
Tableau VI.10 : Vérification des contraintes à l'ELS (sens transversal).....	119
Tableau VI.11: Vérification des contraintes à l'ELS (sens longitudinal).....	120
Tableau VI.12 : ferrailage du débord.....	120
Tableau VI.13 : ferrailage du débord.....	122

Liste des figures

❖ Chapitre I :

Figure I.1 : Diagramme contraintes déformations du béton a l'ELU.....	7
Figure I.2 : Diagramme contraintes déformations du béton a l'ELS.....	8
Figure I.3 : Diagrammes des contraintes déformation de l'acier.	11

❖ Chapitre II :

Figure II.1 : Plancher en corps creux	12
Figure II.2 : Dimensions à respecter par les poutres d'après le RPA 99 version 2003.....	13
Figure II.3 : Prédimensionnement des escaliers.....	15
Figure II.4 Acrotère.....	15
Figure II.5 : Coupe de voile en élévation.....	16
Figure II.6 : Coupe de voile en plan.....	16

❖ Chapitre III :

Figure.III.1 : schéma statique (solicitation durable).....	23
Figure .III.2 : Schéma de ferrailage de l'acrotère :	28
Figure III.3 : Diagramme des moments fléchissent et des efforts tranchants à l'ELU.....	29
Figure III.4 : Diagramme des moments fléchissent et des efforts tranchants a l'ELS.....	30
Figure .III.5 . Schéma de ferrailage d l'escalier.....	36
Figure III.6 : Treillis soudé de 15x15cm.....	39
Figure.III.7 : Schéma de la poutrelle.....	40
Figure.III.8 Schéma statique des poutrelles.....	44
Figure.III.9 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELU.....	45
Figure.III.10 : Diagramme des moments à L'ELU.....	46
Figure.III .11 :Diagramme des efforts tranchants à L'ELS.....	47
Figure.III.12 :Diagramme des moments à L'ELS.....	47
Figure.III.13 : Dimensions de poutrelle.....	48
Figure.III.14 : Moment équilibré par la table de compression.....	48

Liste des figures

Figure.III.15 : schéma de ferrailage du plancher.....	53
Figure.III.12. : Schéma statique (ELU).....	54
Figure.III.13 : Schéma statique (ELS).....	54
Figure.III.14. Ferrailage de balcon.....	57

❖ Chapitre IV :

Figure IV.1 : Vue en 3D de la structure.....	60
Figure IV.2 : Disposition des voiles.	61
Figure IV.3 : 1 ^{er} mode de translation.....	64
Figure IV.4: 2 ^{ème} mode de translation.....	64
Figure IV.5 : 3 ^{ème} mode de rotation.....	65
Figure IV.6: Diagramme de spectre de calcul.....	69
Figure IV.7 : Facture d'amplification dynamique.....	71

❖ Chapitre VI :

Figure VI.1 : La section transversale.....	82
Figure VI.2 : Organigramme de calcul des poteaux.....	84
Figure VI.3 : Schéma de ferrailage	89
Figure VI.2.2 : Schéma de ferrailage des Poutres secondaires.....	95
Figure VI.3.1 : disposition des armatures verticales dans les voiles.....	97
Figure VI.3.2 : Diagramme des contraintes.....	99
Figure VI.3.3 :les cantraintes dans le voile V3.....	102
Figure VI.3.4 : les Contraintes de la bande.....	103
Figure VI.3.5 : Schéma de ferrailage pour le voile V3.....	104

❖ Chapitre VI :

Figure VI .1: Schéma statique du débord.....	121
Figure VI .2: Schéma dimensionnement de voile périphérique.....	126
Figure VI.3 : Schéma ferrailage du voile périphérique.....	126

Symboles et Notations

f_{cj} : Résistance caractéristique de compression à « j » jour.

f_{tj} : Résistance caractéristique de traction à « j » jour.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_{vj} : Module de déformation différée du béton à l'âge de « j » jour.

E_{ij} : Module de déformation instantanée du béton à l'âge de « j » jour.

E : Actions accidentelles.

G : Charges permanente.

Q : Charges d'exploitation.

q_u : Charges réparties ultime.

q_s : Charges réparties de service.

A_r : Aire d'une section d'acier de répartition.

A_t : Aire d'une section d'acier transversal.

A_s : Aire d'une section d'acier.

B : La largeur (m).

B_r : Section réduite du béton.

I : Moment d'inertie.

M_u : Moment de calcul ultime.

M_s : Moment de calcul de service.

N_u : Effort normal ultime.

N_s : Effort normal de service.

V ; T : Effort tranchant.

S : Surface plane de la structure.

d : Position des armatures tendues par rapport à la fibre la plus comprimée.

e : Epaisseur.

L : Longueur.

L_r : Longueur de recouvrement.

l_f : Longueur de flambement.

I : Rayon de giration.

μ : Coefficient de frottement.

μ_{bu} : Moment ultime réduit.

ν : Coefficient de poisson.

σ_{bc} : Contrainte du béton à la compression.

σ_s : Contrainte de l'acier à la traction.

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures.

ζ : Contrainte tangentielle de cisaillement.

ζ_{se} : Contrainte d'adhérence.

η : Coefficient de fissuration.

Ψ_s : Coefficient de scellement.

l_s : Longueur de scellement.

ξ_{bc} : Raccourcissement relatif du béton.

ξ_s : Allongement relatif de l'acier tendu.

γ_b : Coefficient de sécurité de béton.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

γ : Poids spécifique déjaugé.

A : Coefficient d'accélération de zone.

C^T : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU : Etat limite ultime.

F_s : Coefficient de sécurité = 1.5.

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement global.

P : Poids du radier (KN).

N : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

S_{rad} : Surface du radier (m²)

S_{bat} : Surface totale du bâtiment (m²).

W : Poids propre de la structure.

Z : Bras de levier.

f : La Flèche.

h^N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

σ : Contrainte normale.

φ : Angle de frottement interne du sol (degrés).

σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

k_c : Coefficient de portance.

q_0 : Contrainte effective verticale initiale au niveau de fondation (bars).

τ_{ultim} : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

B : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

h_t : Epaisseur de la dalle de radier (cm).

h_p : Hauteur de la nervure (cm).

Introduction générale

INTRODUCTION GENIRRALE

La conception d'un projet de génie civil s'élabore en tenant compte de la sécurité et de l'économie.

Les différentes études et règlements préconisent divers systèmes de contreventement assurant une bonne dissipation des efforts. Le choix d'un système de contreventement dépend de type de l'ouvrage, la nature des matériaux, la hauteur du bâtiment, son usage, ainsi que la capacité portante du sol.

Dans la présente étude qui consiste à étudier et calculer les éléments résistants d'un bâtiment à contreventement mixte (voiles-portiques) à usage d'habitation et commercial. Cette étude nous permettra d'apprendre à justifier la sécurité et la stabilité d'ensemble de la structure.

Notre démarche s'articule autour de six chapitres. Présentation d'ouvrage et les normes à utiliser. Le pré-dimensionnement des éléments de structure, en suite on effectue une descente des charges en appliquant la loi de dégression de charge. Le calcul des différents éléments non structuraux de l'ouvrage au chapitre 3. L'analyse de la structure s'appuie sur la combinaison des efforts internes dus charges statique et dynamique.

Après analyse et interprétation des résultats on passe aux ferraillages des éléments résistants. En fin, l'étude de l'infrastructure fera objet de dernier chapitre.

CHAPITRE

I

Presentation et description de l'ouvrage

Introduction

Ce projet consiste à étudier les éléments résistants d'un bâtiment (R+5+entre sol) à usage multiple (habitation, commerciale).

Ce bâtiment est implanté à Bouira. Cette région classée selon le règlement parasismique Algérien, **modifié en 2003** comme étant une zone de moyenne sismicité **Zone II à et** de moyenne importance de **groupe 2**.

I.1.Présentation de l'ouvrage

La structure est composée de :

- Un entre – sol à usage Commercial.
- Rez-de-chaussée (RDC) à usage Commercial
- 1,2, 3, 4 et 5^{eme} étages a usage habitation.

I.2.Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Hauteur totale du bâtiment..... 22,44m

Longueur totale du bâtiment.....28,20m

Entre sol

Hauteur.....2,06m

Largeur totale du bâtiment.....16,40m

RDC

Hauteur.....4,08m

Largeur totale du bâtiment.....16,40m

Etages courants (1^{ere}, 2^{eme}, 3,4 et 5étage)

Hauteur.....3,06m

I.3.Eléments de la structure

I.3.1. Ossature :

Le bâtiment est a ossature mixte, compose de poteaux et de poutres formant un système de portiques qui sont destinés à reprendre les charges et les surcharges ; et de voiles disposes dans les deux sens (longitudinal et transversal) formant ainsi un système de contreventement

rigide assurant la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales en plus des charges verticales.

I.3.2. Planchers

a- Plancher a corps creux :

Les planchers sont des surfaces planes qui limitent les étages. Leur rôle principal est :

- ✓ la transmission des efforts horizontaux aux éléments de contreventement ;
- ✓ la résistance aux charges permanentes et les surcharges sur les étages ;
- ✓ l'isolation thermique et phonique ;
- ✓ support des plafonds et revêtements ;

Les planchers seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées.

b- Dalles pleins en béton arme :

Des dalles pleins sont prévues dans les balcons, et dans les paliers de repos des escaliers.

I.3.3. Maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creux :

- ❖ **Les murs extérieurs** : ils sont réalisés en séparés par une lame d'air de 5cm. Double cloisons de 10cm d'épaisseur
- ❖ **Les murs intérieurs** : ils sont constitués d'une seule paroi de brique de 10 cm d'épaisseur.

I.3.4. Les revêtements

Les revêtements horizontaux sont réalisés en :

- ❖ Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- ❖ Plâtre pour les plafonds.

Les revêtements verticaux sont réalisés en :

- ❖ Mortier de ciment pour les murs de façades
- ❖ Enduit plâtre pour les cloisons intérieurs.
- ❖ Céramique pour les cuisines et les salles d'eau.

I.3.5. Les escaliers

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction.

Notre structure comporte deux cages d'escalier :

- ✓ Un escalier droit permet de passer de RDC vers les étages courant.
- ✓ Un escalier droit permet de passer de RDC vers entre sol.

Ceux-ci seront réalisés en béton armé et coulé sur place.

I.3.6. Balcons : Les balcons sont réalisés en dalles pleines.

I.3.7. Terrasses : Notre bâtiment est muni d'une terrasse inaccessible

I.3.8. Les voiles:

Se sont des éléments rigides en béton armé, coulé sur place, ils assurent d'une part le transfert des charges verticales et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales.

I.3.9. L'acrotère

Au niveau de terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

I.3.10. Les fondations

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol. Le choix de type de fondation dépend de type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I.3.11. Système de coffrage

- Coffrage traditionnel en bois pour les portiques.
- Coffrage métallique pour les voiles.

I.4. La réglementation

L'étude de présent ouvrage sera menée suivant les réglementations suivantes :

Document technique réglementaire DTR.- B.C.2.2 :

C'est un document qui traite les charges permanentes et les charges d'exploitation des bâtiments, de leurs modes d'évaluation, et leurs valeurs à introduire dans les calculs.

Règles Parasismiques Algériennes (RPA 99 modifié en 2003 - DTR B.C.2.48):

C'est un document technique réglementaire fixant les règles de conception et de calcul des constructions en zones sismiques. Ces règles visent à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des sollicitations sismiques, par une conception et un dimensionnement approprié.

Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des Etats Limites (BAEL 91) :

C'est des règles de calcul applicables à tous les ouvrages en béton armé, soumis à des ambiances s'écartant des influences climatiques, et dont le béton est constitué de granulats naturels normaux, avec un dosage en ciment au moins égale à 300 kg/m^3 de béton mis en œuvre.

Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93) :

Document technique réglementaire D.T.R B.C 2.41 ayant pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuelles devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et il s'applique plus spécialement aux bâtiments cour

I.5. Caractéristiques des matériaux

La construction sera réalisée par deux types de matériaux, à savoir le béton et l'acier, qui doivent reprendre aux normes du RPA99 modifié 2003 ainsi les règles de béton armé aux états limites (BAEL91 modifié 99).

I.5.1. Béton :

Le béton est un matériau de construction hétérogène, constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment), de granulats (sable, gravier), d'eau de gâchage éventuellement d'adjuvants, le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression désigné par f_{c28} (résistance à la compression à 28 jours) et de sa résistance à la traction déduite de celle de la compression.

Da le cas courant le béton utilisé est dosé à 350 kg/m^3 de ciment portland artificiel 325 (CPA325).

Pour 1 m^3 de béton :

- Sable : 380 à 450 cm^3 de diamètre ($D \leq 5 \text{ mm}$).
- Gravillons : 750 à 850 cm^3 de diamètre ($D \leq 25 \text{ mm}$).
- Ciment : 300 à 400 kg .
- L'eau : 150 à 200 l .

Dans la pratique, on doit s'approcher du rapport eau/ciment = $0,5$

I.5.1.1. Résistances du béton :

On définit deux types de résistances :

a).la résistance caractéristique à la compression f_{cj} :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance mécanique à la compression à l'âge de 28 jours notée f_{c28} . Cette valeur est déterminée par des essais réalisés sur des éprouvettes normalisées de forme cylindrique de 32 cm de hauteur et 16 cm de diamètre. Lorsque les sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge de j jours est inférieur à 28j, on se réfère à la résistance f_{cj} obtenu au jour considéré, qui est évaluée par les formules données par le BAEL91 modifié 99 :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \text{ pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa. (BAEL91/ Art.2.1.11).}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} \text{ Pour } f_{c28} > 40 \text{ M}$$

La valeur de f_{cj} est conventionnellement prise égale à f_{c28} pour $j > 28$ lorsqu'il s'agit de vérifier la résistance des sections, cependant pour l'évaluation des déformations, il convient de tenir compte des valeurs probables des caractéristiques du béton au delà de 28 jours on peut alors admettre que pour les grandes valeurs de j , on a sensiblement

$f_{cj} = 1,1 f_{c28}$, à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement et que sa résistance f_{c28} ne dépasse pas 40 MPa, si non, on peut évaluer f_{c28} par la première des formules ci-dessus pour $28 \leq j < 60$ et prendre $f_{c28} = 1,1 f_{c28}$ pour $j \geq 60$.

Dans notre cas on prendra $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

b) Résistance caractéristique à la traction f_{tj} :

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \dots \dots \dots \text{ Si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa (Art -2.1, 12BAEL91)}$$

$$f_{tj} = 0,275 (f_{cj})^{2/3} \dots \dots \dots \text{ Si } f_{c28} > 60 \text{ MPa}$$

-Ainsi pour notre cas on aura :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \Rightarrow f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

c) Contraintes limites:

Les calculs justificatifs seront conduits selon la théorie des états limites exposée dans le B.A.E.L99. Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou l'un des éléments est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action. On distingue deux états limite.

❖ Etats limites ultimes (ELU) :

Correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction soit :

- Equilibre statique.
- Résistance de l'un des matériaux de la structure.
- Stabilité de forme.

▪ Hypothèses :

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10 ‰ et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le cas de la compression simple.

❖ Etats limites de service (ELS) :

Constituent les frontières au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- Ouverture des fissures.
- Déformation des éléments porteurs.
- Compression dans le béton.

▪ Hypothèses :

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s = 15E_b$; $n = 15$)
 $n=15$: coefficient d'équivalence.

c-1) Contrainte limite ultime de résistance à la compression f_{bu} :

Elle est calculée selon l'article [Art A.4.3,41/BAEL 91 modifié 99] comme Suite:

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \gamma_b} [\text{MPa}]$$

Avec:

θ : Coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions.

$\theta = 1$: si la durée d'application est > 24 heures.

$\theta = 0,9$: si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures.

$\theta = 0,85$: si la durée d'application est $<$ à 1 heure.

γ_b : Coefficient de sécurité qui a pour valeurs :

$\gamma_b = 1,5$ dans le cas d'une situation courante.

$\gamma_b = 1,15$ dans le cas d'une situation accidentelle.

Pour $\gamma_b = 1,5$ et $\theta = 1$ on aura $f_{bu} = 14,2$ MPa

Pour $\gamma_b = 1,15$ et $\theta = 0,85$ on aura $f_{bu} = 21,74$ MPa

c-2) La contrainte limite de service à la compression :

C'est l'état au delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité. [Art A.4.5,2/BAEL 91 modifié 99]

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

c-3) Diagrammes des contraintes déformation du béton :

Le diagramme contrainte (σ_{bc}) déformation (ϵ_{bc}) du béton pouvant être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit « parabole – rectangle ».

En compression, les déformations relatives du béton sont limitées à 3,5‰.

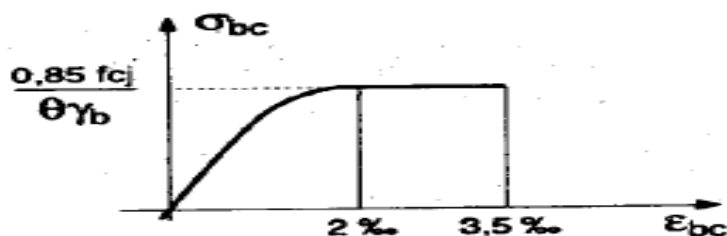


Figure I.1 : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELU.



Figure I.2 : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELS.

c-4) Contrainte limite de cisaillement:

Elle est donnée selon [Art 5.1,21 /BAEL91 modifié 99] par la formule :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad \text{Avec :}$$

V_u : Effort tranchant dans la section étudiée.

b : Largeur de la section cisailée.

d : Hauteur utile de la poutre.

$\tau_u = \min [0,13 \cdot f_{c28}; 5 \text{ MPa}]$ pour **une fissuration peu nuisible**.

$\tau_u = \min [0,10 \cdot f_{c28}; 4 \text{ MPa}]$ pour **une fissuration préjudiciable ou très préjudiciables**.

d) Modules d'élasticité:

Selon la durée d'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

d-1) Module de déformation longitudinale instantanée du béton

(Article : A.2.1.21/BAEL 91)

Lorsque la durée de la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il en résulte un module égal à:

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[1/3]{f_{cj}} [\text{MPa}]$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ [MPa]} \Rightarrow E_{i28} = 32164,195 \text{ [MPa]}$

d-2) Module de déformation longitudinale différée du béton

(Article : A.2.1, 22 /BAEL91) :

Ce module de déformation est utilisé pour le calcul de déformation différée qui sont :

Le fluage : il correspond à un raccourcissement dans le temps, sous contrainte constante qui se stabilise au bout d'une période comprise entre 3ans et 5 ans.

Le retrait : c'est un phénomène de raccourcissement différé due au départ de l'eau libre interne non nécessaire à l'hydratation du ciment .Le module de déformation longitudinal différé est utilisé pour des chargements de longue durée d'application (cas courant), il est donné par la formule suivante :

$$E_{Vj} = \frac{E_{ij}}{3} \cdot 3700 \sqrt[1/3]{f_{cj}} \cdot [\text{MPa}] \quad (\text{CBA 93 - A.2.1.2.2}).$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ [MPa]} : E_{V28} = 10819 \text{ [MPa]}$

d-3) Module d'élasticité transversale:

Il caractérise la déformation du matériau sous l'effet de l'effort tranchant, il est donné par la relation suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} [\text{MPa}]$$

E : module de Young.

ν : Coefficient de poisson (article : A.2.1, 3 / BAEL 91) :

C'est le rapport entre déformations transversales et longitudinales.

$$\nu = \left(\frac{\Delta d/d}{\Delta l/l} \right)$$

$\Delta d/d$: La déformation relative transversale

$\Delta l/l$: La déformation relative longitudinale

$$\nu = \begin{cases} 0.2, & \text{à l'ELS} \\ 0, & \text{à l'ELU} \end{cases}$$

e) Masse volumique du béton armé :

Le poids volumique de béton est de l'ordre de :

- ✓ 2300 a 2400 daN/m³ s'il n'est pas armé. CPA 325
- ✓ 2500 daN/m³ s'il est armé.

f) Le dosage :

Le laboratoire de contrôle est chargé de trouver la composition du béton qui atteint une résistance caractéristique de 25MPa a l'âge de 28 jours.

I.5.2 L'acier

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'aciers :

- ❖ Aciers doux ou mi-dur pour 0.15 à 0.25 de carbone.
- ❖ Les aciers durs pour 0.25 à 0.40 de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à $E_s = 200\,000$ MPa.

La caractéristique mécanique la plus importante des aciers est la limite élastique f_e .

a)- Module de déformation longitudinale: [Art A.2.2, 1 /BAEL91 modifié 99]

Sa valeur est constante quelque soit la nuance de l'acier : $E_s = 200\,000$ [MPa]

b)- **Coefficient de poisson des aciers** : il est pris égal $\nu=0,3$.

I.6. Hypothèses de calcul :

I.6.1. Définition des états limites: l'acier est utilisé à sa limite élastique avec un coefficient de sécurité.

I.6.2. Hypothèse de calcul à l'ELU :

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible d'élasticité de l'acier.

f_e : Limite d'élasticité garantie.

γ_s : Coefficient de sécurité tel que :

Avec $\gamma_s = 1,15$ en situations courantes.

$\gamma_s = 1,00$ en situations accidentelles.

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
$f_e=400\text{MPa}$	$\bar{\sigma}_{st}=348\text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{st}=400\text{ MPa}$
$f_e=520\text{MPa}$	$\bar{\sigma}_{st}=452\text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{st}=520\text{ MPa}$

I.6.3. Hypothèses de calcul Contrainte limite de service

Afin de réduire les risques d'apparition de fissures dans le béton et selon l'appréciation de la fissuration, le BAEL a limité les contraintes des armatures tendues comme suit :

- ✓ Fissurations peu nuisibles [Art A.4.5,32/BAEL91 modifié 99]

Cas des armatures intérieures où aucune vérification n'est nécessaire (la contrainte n'est soumise à aucune limitation)

$$\bar{\sigma} = f_e$$

- ✓ Fissuration préjudiciable [Art A.4.5,33/BAEL91 modifié 99]

Cas des éléments exposés aux agressions chimiques, atmosphériques,

$$\bar{\sigma} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n f_{t28}} \right\}$$

- ✓ Fissuration très préjudiciable

$$\bar{\sigma} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 90 \sqrt{n f_{t28}} \right\}$$

$\eta \equiv$ coefficient de fissuration.

$\eta = 1.6$ pour les HA de diamètre $> 6\text{mm}$.

$\eta = 1.3$pour les HA de diamètre $< 6\text{mm}$.

$\eta = 1.0$ pour les RL.

d) Diagrammes des contraintes déformation de l'acier :

[ArtA.2.2,1/BAEL91modifié99]

Dans le calcul relatif aux états limites, nous utiliserons le diagramme simplifié suivant :

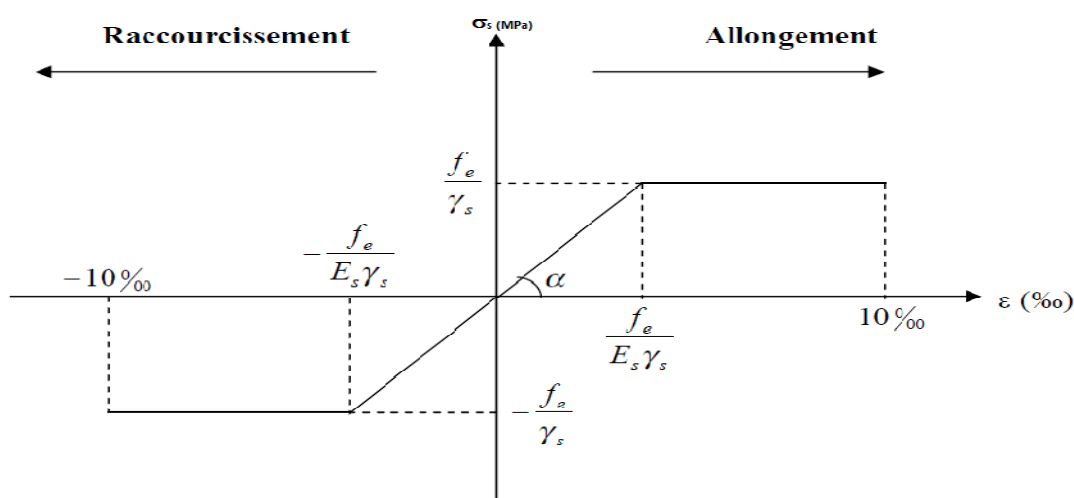


Figure I.3 : Diagrammes des contraintes déformation de l'acier.

e) Protection des armatures : [Art A.7.1 / BAEL91modifié99]

Pour protéger les armatures des effets des intempéries et autres agents agressifs, en plus d'un excellent bétonnage, on doit aussi veiller à ce que l'enrobage (c) des armatures soit conforme aux valeurs suivantes :

- ❖ $C \geq 5\text{cm}$ pour les ouvrages exposés à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- ❖ $C \geq 3\text{cm}$ pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou susceptible de l'être) à des actions agressives, à des intempéries, et des condensations, que encore, en égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux...).
- ❖ $C \geq 1\text{cm}$ pour les parois qui seront situées dans les locaux couverts et clos et qui seront non exposées aux condensations.

CHAPITRE

II

Predimensionnement des elements

Introduction :

Le but de pré-dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure.

Ces dimensionnement sont choisis selon les préconisations du **RPA99 version2003**, **CBA93**, **BAEL 91**, les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérification dans la phase de dimensionnement.

II. Pré-dimensionnement des éléments

II .1. Les planchers

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, elles se reposent sur 2,3 ou 4 appuis.

L'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions d'utilisations que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir de cette condition ci-après :

$$e \geq L / 22.5 \geq 17.77 \text{ cm} \text{ Finalement l'épaisseur à retenir est : } \mathbf{h_t = (16+4) \text{ cm}}$$

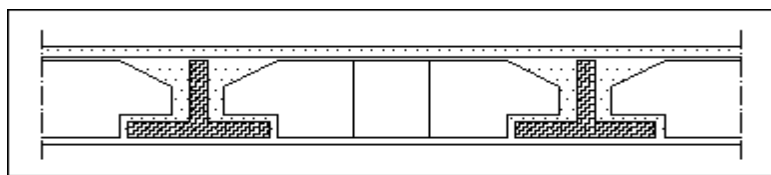


Figure II.1 : *Plancher en corps creux*

II.2. Les poutres :

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé coulé sur place supportant les charges et surcharges. Leur pré-dimensionnement s'effectue par des formules données par le **BAEL91** et vérifie les dimensions données par le **RPA2003 version 2003**.

On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage

$$\text{Selon le RPA (zone IIA) (art 7-4-1)} \left\{ \begin{array}{l} h_t \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4.0 \\ b_{max} \leq 1.5h + b_1 \end{array} \right.$$

$$\text{Selon BAEL91 : } \left\{ \begin{array}{l} \frac{l_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{l_{max}}{10} \\ h_t \geq b \leq 0.7h_t \end{array} \right.$$

L_{max} : longueur libre entre nus d'appuis.

h_t : hauteur totale de la poutre.

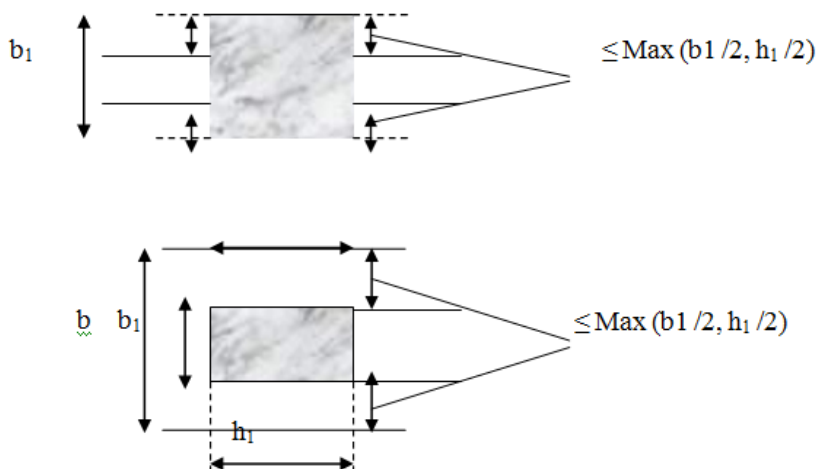


Figure II.2 : Dimensions à respecter par les poutres d'après le RPA 99 version 2003

❖ **Dimension à respecter par les poutres :**

• **Poutre principale :**

$$\begin{cases} L/15 \leq ht \leq L/10 \\ 0.3ht \leq b \leq 0.7 ht \end{cases} \quad \begin{cases} 460/15 \leq ht \leq 460/10 \\ 0.3ht \leq b \leq 0.7 h \end{cases} \quad \Rightarrow \quad ht = 45 \text{ cm}$$

Vérification des exigences du RPA 99 Version 2003 :

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

$h_t = 45 \text{ cm} > 30\text{cm} \Rightarrow \text{C.V}$

$\frac{h_t}{b} = \frac{45}{30} = 1.50 < 4$

• **Poutre secondaire :**

$$\begin{cases} L/15 \leq ht \leq L/10 \\ 0.3ht \leq b \leq 0.7 ht \end{cases} \quad \begin{cases} 400/15 \leq ht \leq 400/10 \\ 0.3ht \leq b \leq 0.7 ht \end{cases} \quad \Rightarrow \quad ht = 40 \text{ cm}$$

Vérification des exigences du RPA 99 Version 2003 :

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

$h_t = 45 \text{ cm} > 30\text{cm} \Rightarrow \text{C.V}$

$\frac{h_t}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 < 4$

Poutre principale :(45X30)**Poutre secondaire :(40X30)****II.3.Les balcons**

Le balcon est constitué d'une dalle pleine, il a travaillé comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive. L'épaisseur de la dalle de balcon est donnée par la formule suivante : $e \geq \frac{L}{10}$ avec

L : largeur de balcon.

Dans notre cas a deux types de balcons de largeur différente :

$$L = 170 \text{ cm} \implies e \geq \frac{170}{10} \implies e = 17 \text{ cm}$$

$$L = 90 \text{ cm} \implies e \geq \frac{90}{10} \implies e = 90 \text{ cm}$$

Donc on prend : $e = 20 \text{ cm}$

II.4 Les escaliers :

L'escalier est constitué d'une suite de plans horizontaux permettant de passer à pied d'un niveau à un autre.

Dans notre structure les escaliers de R D C et les autres niveaux comporte deux volées avec un palier intermédiaire.

H : demi hauteur 'étage, et égale à 153 cm

g : Giron

e_p : épaisseur de paillasse

h : hauteur de la contre marche

L : la longueur de la paillasse pochetée et égale à 240 cm

n : nombre de contre marche

La longueur de la marche et la Hauteur de la contre marche doivent vérifier la condition de « BLONDEL » $59 < (g + 2h) < 66$

Prenons: $g = 30 \text{ cm}$ et $h = 17 \text{ cm}$

$59 \text{ cm} \leq g + 2.h = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm}$; La formule de « BLONDEL » est vérifiée.

$L = g(n-1)$; $n = 9$ contre marche ; $n-1 = 8$ marche

Epaisseur de la paillasse :

La paillasse est considérée comme une dalle sur deux appuis simples, d'épaisseur « e »

$$\text{telle que : } \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} ; \text{ ou } \text{tg } \alpha = \frac{H}{L} \implies \text{tg } \alpha = \frac{1.53}{2.5} \implies \alpha = 32.52$$

$$L_0 = \frac{240}{\cos 32.52} + 170 = 455 \text{ cm} \text{ donc : } \frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20} \implies \frac{450}{30} \leq e_p \leq \frac{455}{20}$$

$$\Rightarrow 15.17 \leq e_p \leq 22.75 \Rightarrow e_p = 15\text{cm}$$

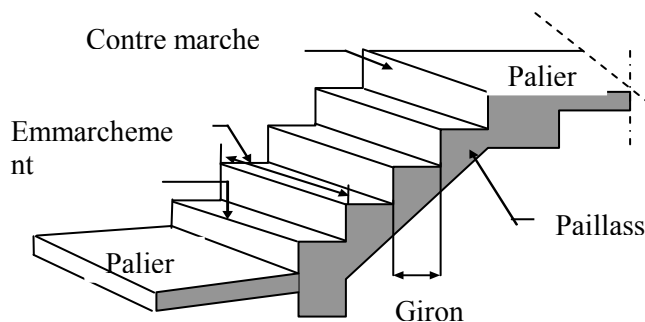


Figure II.3 : Pré-dimensionnement des escaliers.

II.5.L'Acrotère :

Le poids propre de l'acrotère

pour 1 ml : $G = \rho \times S$

S : la surface transversale total de l'acrotère

ρ : le poids volumique de béton $\rho = 25 \text{ KN} / \text{m}^3$

La surface de l'acrotère:

$$S = (0,7 \times 0,1) + \left(\frac{0,03 \times 0,1}{2}\right) + (0,1 \times 0,07) = 0,0785 \text{m}^2$$

$$G = 0,0785 \times 25 = 1,9625 \text{KN}$$

$G = 1,96 \text{KN}$

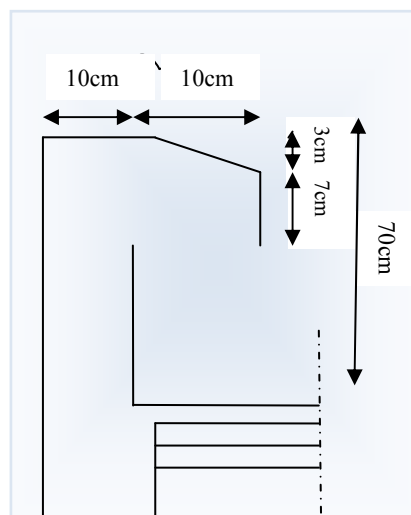


Figure. II.4: Les dimensions de l'acrotère

II.6. Pré Dimensionnement des voiles

Le Pré-dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 du **RPA99V2003**. Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux

(séisme ou vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effet de séisme ou du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

- Seuls les efforts de translation seront pris en compte.

D'après le **RPA99V2003** article 7.7.1« les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. »Où L et e sont respectivement la portée et l'épaisseur du voile.

L'article 7.7.1 RPA99V2003 « l'épaisseur minimale est de 15 cm ».De plus l'épaisseur doit être déterminé en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique la figure ci-après :

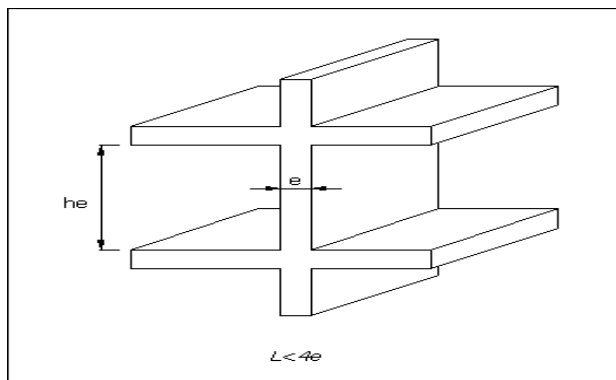


Figure. II.5 : Coupe de voile en élévation.

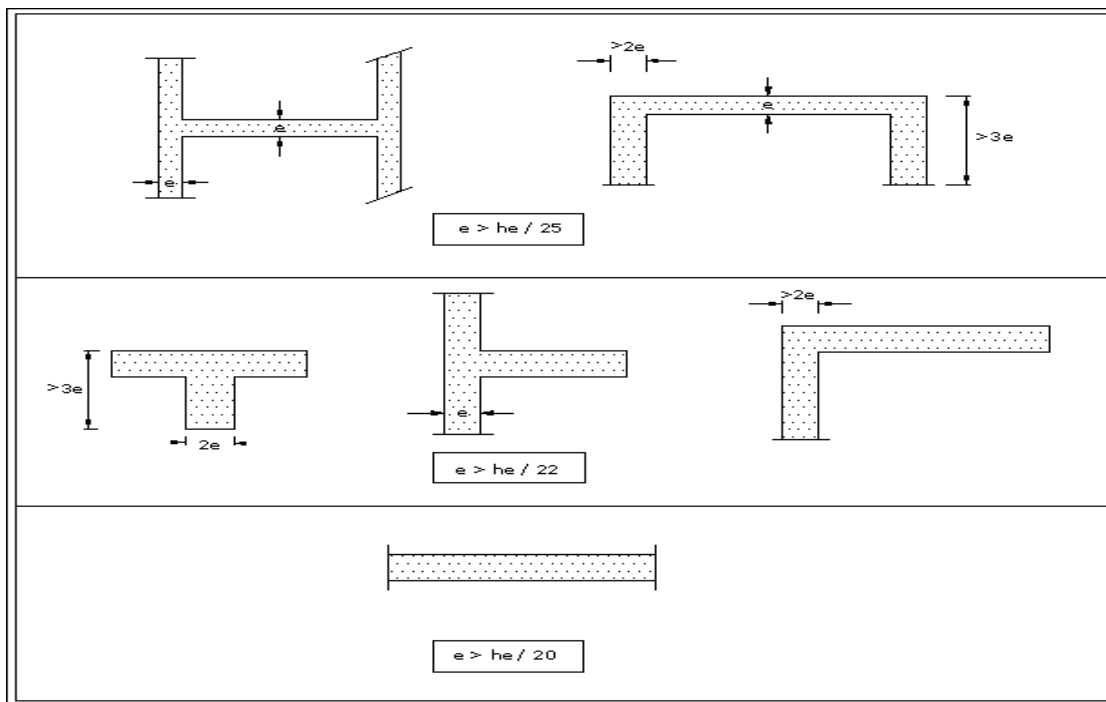


Figure II.6: Coupe de voile en plan

$$e \geq \max (he/25, he/22, he/20).$$

→Pour RDC:

$$he = 4,08 - 0,4 = 3,68 \text{ m.}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{368}{20} = 18,3 \text{ cm.}$$

→ Pour les 1, 2, 3, 4, 5^{ème} étage et entre sol :

$$h_e = 3,06 - 0,4 = 2,66 \text{ m.}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{266}{20} = 13,3 \text{ cm.}$$

D'après le RPA l'épaisseur minimale est de 15 cm donc on prend : $a = 20 \text{ cm.}$

On adoptera une épaisseur des voiles :

→ pour le RDC $e = 20 \text{ cm}$ $L \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \Rightarrow$ **condition vérifiée**

→ pour les 1, 2, 3, 4, 5^{ème} étage et entre sol $e = 20 \text{ cm}$

$L \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \Rightarrow$ **condition vérifiée**

II.7. Evaluation des charges et surcharges :

Pour déterminer les charges permanentes G et les surcharges d'exploitation Q, nous allons référer au DTR B-C2-2.

a) Charges permanentes :

- **plancher terrasse inaccessible :**

- protection gravillon (ép. 5 cm) 1,00 KN/m²
- Etanchéité multicouche (ép. 2 cm) 0,12 KN/m²
- Papier kraft (2 feuille) 0,50 KN/m²
- Forme de pente en béton maigre (ép. 5 cm) 0,55 KN/m²
- Plancher en corps creux (16 + 4) cm..... 2,80 KN/m²
- Enduit en plâtre (ép. 2cm)..... 0,20, KN/m²
- Isolation thermique en liège (4 cm) 0,16 KN/m²

$G_t = 5,33 \text{ KN / m}^2$

- **plancher étage courant :**

- Carrelage (2 cm)..... 0,40 KN/m²
- Chape en mortier de ciment (ép. 2 cm) 0,40 KN/m²
- Couche de sable (ép. 3cm) 0,54 KN/m²
- Plancher en corps creux (16 +4) cm..... 2,80 KN/m²
- Enduit en plâtre (ép. 2 cm) 0,0 KN/m²

$$G_t = 4.34 \text{ KN / m}^2$$

- **Maçonneries :**

- ✓ **les murs extérieurs :**

- Enduit ciment (ép. 2 cm).....0,36 KN / m²
 - Brique de 15 cm1,30 KN / m²
 - L'âme de l'aire (5cm)..... 0,99 KN / m²
 - Brique de 10 cm0,20 KN / m²
 - Enduit en plâtre (ép. 2 cm)0,36 KN / m²

$$G_t = 2,76 \text{ KN / m}^2$$

- ✓ **Les murs intérieurs :**

- Brique creuse (ép. 10 cm)0.90 KN / m²
 - Enduit en plâtre (ép. 2x2cm) 0.40 KN / m²

$$G_t = 1.3 \text{ KN / m}^2$$

- **Balcon:**

1. Carrelage..... (ep =2cm).....0, 40 KN/m².
2. Mortier de pose (ep =3cm).....0,60 KN/m².
3. Couche de sable..... (ep =2cm).....0,36 KN/m².
4. Dalle en béton armé..... (ep =15cm).....3.75 KN/m².
5. Enduit en plâtre..... (ep =2cm).....0,20KN/m²

$$G_t = 5.31 \text{ KN/m}^2.$$

- **Les escaliers :**

- Palier:**

- 1-Poids propre de palier (ep =18cm).....3.75KN/m².
- 2- Mortier de pose (ep =3cm).....0.60KN/m².
- 3-Carrelage (ep = 2cm).....0.40KN/m²
- 4- Enduit en plâtre.....(ep =2cm).....0,20KN/m².
- 5- lit de sable (ep = 2 cm).....0.36 KN / m²

$$G_t = 5.31 \text{ KN/m}^2$$

- **Paillasse :**

1. Poids propre de paillasse..... (ep =18cm).....	4.15 KN/m ² .
2. Poids propre de la marche.....(ep =0.17/2cm).....	2.12 KN/m ²
3. Carrelage.....(ep =2cm).....	0.4 KN/m ²
4. Mortier de pose.....(ep =3cm).....	0.60 KN/m ²
5. Enduit de plâtre.....(ep =2cm).....	0.20KN/m ²
6. Garde du corp.....	1 KN/m ²
7. Couche de sable.....(ep =2cm).....	0.36 KN/m ²

$$G_t = 8.83 \text{ KN/m}^2$$

Surcharges d'exploitations :

Plancher terrasse (inaccessible.....	Qt =1,00KN/m ² .
1-Plancher courant (usage d'habitation).....	Qt =1,50KN/m ² .
2-Escalier (usage d'habitation).....	Qt =2,50KN/m ² .
3-Balcon.....	Qt =3,50KN/m ² .

II.8.Pré- dimensionnement Les poteaux

Ils sont en général de forme carrée ou de forme rectangulaire.

Les dimensions de leurs sections transversales doivent satisfaire les conditions du RPA99 (artic 7.4.1/V2003) :

$$\text{Min} (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \quad \text{en zones I et II}_a$$

$$\text{Min} (b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm} \quad \text{en zones II}_b \text{ et III}$$

$$\text{Min} (b_1, h_1) \geq h_e / 20$$

$$1/4 < (b_1 / h_1) < 4$$

B_r : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur surtout sa périphérique tel que :

$$\text{Poteaux rectangulaires} \dots\dots\dots B_r = (a - 0,02) (b - 0,02) \text{ m}^2$$

β : Coefficient dépendant de l'élanement mécanique (λ) des poteaux qui est défini comme

$$\text{suit : Si } \lambda \leq 50 : \beta = 1 + 0.2(\lambda / 35)^2$$

$$\text{Si } 50 \cdot \lambda \cdot 70 : \beta = 0.6(50/\lambda)^2$$

Pour que toutes les armatures participent à la résistance, on prendra l'élanement mécanique forfaitairement égale à : $\lambda=35$ D'où : $\beta=1.2$ Donc : $Br \geq 0.064 Nu$

Le pré-dimensionnement se fait en considérant le poteau le plus sollicité Pour déterminer les dimensions, on présente la méthode de calcul suivante

Pour tenir compte du poids de maçonnerie et de l'acrotère on doit majorer la surface de 15% .

La surface revenant à ce poteau est $S = 12.839 \text{ m}^2$.La surface majorée (15%) $S' = 14.76 \text{ m}^2$

Tableau .II.1 : Descente de charge .

Niveaux	Elément	G	Q
5-5	Plancher terrasse Poutre principale Poutre secondaire	14.76 x5.33=78.67 (0.35x0.45)x25x4.2=16.53 (0.4x0.30)x25x2.8= 8.4 G= 103.6	1x14.76 = 14.76 Q= 14.76
4-4	Plancher courent Poutre principale Poutre secondaire Poteau Revenant 5-5	14.76 x4.34=64.05 (0.35x0.45)x25x4.2=16.53 (0.4x0.30)x25x2.8= 8.4 (0.3x0.3)x25x3.06= 6.88 103.6 G = 199.46	1.5x14.76=22.14 Revenant 5-5 Q =36.9
3-3	Plancher courant Poutre principale Poutre secondaire Poteau Revenant 4 - 4	14.76 x4.34= 64.05 (0.35x0.45)x25x4.2=16.53 (0.4x0.30)x25x2.8= 8.4 (0.3x0.3)x25x3.06= 6.88 199.46 G = 295.32	1.5x14.76=22.14 Revenant 4 - 4 Q = 59.04
2-2	Plancher courant Poutre principale Poutre secondaire Poteau Revenant 3-3	14.76 x4.34=64.05 (0.35x0.45)x25x4.2=16.53 (0.4x0.3)x25x2.8= 8.4 (0.3x0.3)x25x3.06= 6.88 295.32	1.5x14.76=22.14 Revenant 3 - 3

		G = 391.18	Q = 81.18
1-1	Plancher courant Poutre principale Poutre secondaire Poteau Revenant 2-2	14.76x4.34=64.05 (0.35x0.45)x25x4.2=16.53 (0.4x0.3)x25x2.8= 8.4 (0.3x0.3)x25x3.06= 6.88 391.18 G = 415.04	1.5x14.76=22.14 Revenant 2 – 2 Q = 103.32
RDC	Plancher courant Poutre principale Poutre secondaire Poteau Revenant 1-1	14.76x4.34=64.05 (0.35x0.45)x25x4.2=16.53 (0.4x0.3)x25x2.8= 8.4 (0.3x0.3)x25x3.06= 6.88 415.04 G = 510.9	1.5x14.76=22.14 Revenant 1 – 1 Q = 125.46

Tableau .II.2 : Choix de section des poteaux.

Etage	G	Q	Nu 1.35G+1.5Q	Br	a x b (cm. cm)	a x b (selon RPA)	a x b (choix)
5	103.6	14.76	162	103.68	10.18x10.18	(30x30)	(30x30)
4	199.46	36.9	324.864	207.91	14.42x14.42	(30x30)	(35x35)
3	295.32	59.04	487.242	311.83	17.65x17.65	(30x30)	(35x35)
2	391.18	81.18	649.863	415.91	22.39x22.39	(30x30)	(40x40)
1	415.04	103.32	715.284	457.78	21.39x21.39	(30x30)	(40x40)
RDC	510.9	125.46	877.905	561.85	23.70x23.70	(30x30)	(45x45)
Entre sol	510.9	125.46	877.905	561.85	23.70x23.70	(30x30)	(45x45)

➤ *Vérification des poteaux aux exigences de l’RPA 99:*

L’article 7.4.1 de RPA99 exige que les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b , h)} \geq 30 \\ \text{Min (b , h)} \geq h_e / 20 \\ 1/4 \geq b / h \geq 4 \end{array} \right.$$

Application : Pour le poteau (40,40)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b, h) \geq 30 \\ \text{Min}(b, h) \geq h_e/20 \\ 1/4 \geq b/h \leq 4 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(40, 40) \geq 30 \\ \text{Min}(40, 40) \geq h_e/20 = 15.3\text{cm} \\ 1/4 \geq b/h \leq 4 = 1 \leq 4 \end{array} \right. \quad \text{CV}$$

CHAPITRE

III

Calcul des éléments secondaires

III. Introduction

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.
- Les éléments secondaires à calculer dans ce chapitre sont : les escaliers, l'acrotère, les planchers à corps creux, les balcons.

III.1. Etude de l'acrotère

III.1.1 : Définition:

Notre ouvrage comprend un seul type d'acrotère. L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS en flexion composée pour une bande de 1m Linéaire.

III.1.2 : Schéma statique (solicitation durable) :

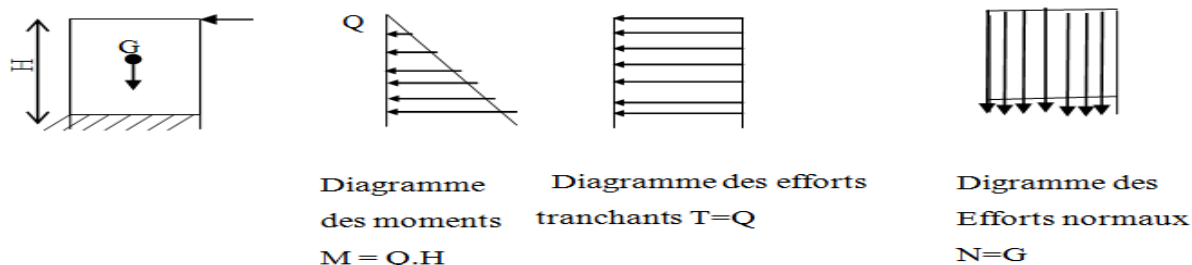


Figure.III.1 : schéma statique (solicitation durable).

III.1.3 : vérification au séisme

D'après le **RPA99V2003** (Article 6.2.3) les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

A: Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) du RPA suivant la zone sismique (zone IIa) et le groupe d'usage du bâtiment (groupe2) **A = 0.15**

C_P : facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 dans le tableau (6.1) $C_P = 0,80$
(élément en console).

W_P : poids de l'acrotère $W_P = 1.96 \text{ KN/ml}$

$$D'où : F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.96 = F_p = 0.94 \text{ KN/ml}$$

III.1.4 : Les charges

Poids propre de l'acrotère: $G = 1.96 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

Force sismique : $F_p = 0.94 \text{ KN/ml}$

III.1.5 : Sollicitations

G : Crée un effort normal : $N_G = G = 1.96 \text{ KN/ml}$ Crée un Moment : $M_G = 0$

Q : Crée un effort normal : $N_Q = 0 \text{ KN}$

Crée un Moment : $M_Q = Q \times H = 1 \times 0.70 = 0.7 \text{ KNm/ml}$

Crée un effort normal : $N_{F_p} = 0 \text{ KN}$

Crée un Moment : $M_{F_p} = F_p \cdot h^2 / 3 = 0.153 \text{ KNm/ml}$

Combinaison des sollicitations,

Tableau.III.1 : Les sollicitations dues à l'acrotère.

ELU :

$$N_U = 1.35N_G + 1.5N_Q ;$$

$$M_U = 1.35M_G + 1.5M_Q$$

ELS :

$$N_{ser} = N_G + N_Q$$

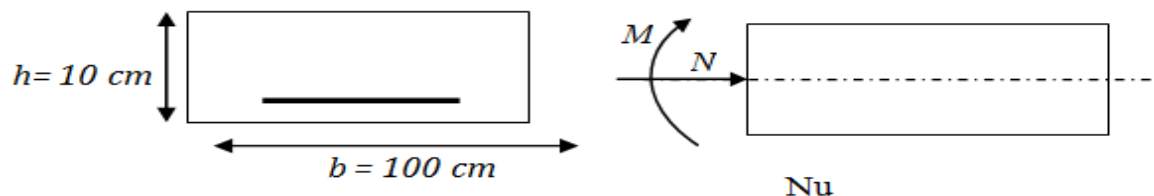
$$M_{ser} = M_G + M_Q$$

Combinaison accidentelle : $G + 0,75Q + F_p$

Cas	M (kN.m)	N (KN)
ELU	1.05	2.646
ELS	0.7	1.96
Combinaison accidentelle	0.47	1.45

III.1.6 : Ferrailage

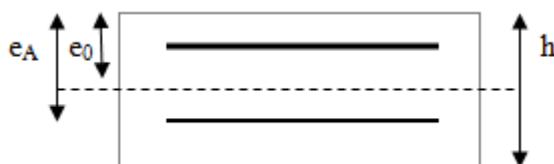
Le travail consiste à étudier une section rectangulaire avec : $h = 10 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = 8 \text{ cm}$; $d' = 2 \text{ cm}$.



a) Calcul des armatures à L'E.L.U :

❖ Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = M_u / N_u = 1.05 / 2.4 = 0.39 \text{ m} \Rightarrow h/2 - d' = 5 - 2 = 3 \text{ cm} \Rightarrow e_0 = 39 \text{ cm} > h/2 - d' = 3 \text{ cm}$$



D'où Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures et l'effort normal (N) est un effort de compression ($N_u > 0$), donc la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f puis on se ramène à la flexion composée.

$$e_A = e_0 + (h/2 - d') = 0.39 + (0.1/2 - 0.02) = 0.42 \text{ m}$$

$$N_u \times e_A = 2.64 \times 0.42 = 1.10 \text{ kN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{1.10 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.0121$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 * 25}{1 * 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_{lu} = (3440 \gamma + 49 * f_{c28} - 3050) 10^{-4} \Rightarrow \gamma = \frac{M_f}{M_{ser}} = \frac{1.10}{0.70} = 1.57$$

$$\mu_{lu} = (3440 * 1.57 + 49 * f_{c28} - 3050) 10^{-4} = 0.35$$

$\mu_{bu} < \mu_{lu}$ Alors $A' = 0$ (pas d'armature comprimée)

$\mu_{bu} < 0,275$ on utilise la méthode simplifiée.

$$Z_b = d(1 - 0,6 * \mu_{bu}) = 0,08x(1 - 0,6x0,0121) = 0,08m$$

$$A = \frac{M_f}{Z_b * f_{ed}} = \frac{0,80 * 10}{0,08 * 348} = 0,29cm^2$$

❖ **Les armatures en flexion composée :**

$$A' = A' f_s = 0 \implies A' = A_f - \frac{N_u}{f_e} = 0,29 - \frac{264 * 10}{348} = 0,22cm^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,70}{1,96} = 35,7cm$$

$$A_{min} = 0,23.b.d. \cdot \frac{F_{t28}}{F_e} \cdot \frac{e_s - 0,45.d}{e_s - 0,185.d} \implies A_{min} = 0,23.b.d. \cdot \frac{2,1}{400} \cdot \frac{35,7 - 0,45 * 8}{35,7 - 0,185 * 8} = 0,906cm^2$$

On remarque que $A_{calcul} = 0,22 cm^2 < A_{min} = 0,906 cm^2$ Donc le ferrailage se fera avec A_{min}

Soit $A_s = 4HA8/ml$ avec un espacement $St = 100/4 = 25cm$

❖ **Les armatures de répartition A_r :**

$A_r = A_s / 4 = 2,01/4 = 0,502cm^2$; Soit $4HA\phi 8 = 2,01cm^2$ avec un espacement $St = 25cm$

III.1.7 : Les vérifications :

✓ **Vérification au cisaillement :** BAEL Art 7.4.3.1

Nous avons une fissuration préjudiciable d'où $\gamma_b = 1,5 Mpa$

$$\overline{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4MPa\right) = \min\left(0,15 \frac{25}{1,5}, 4\right) = 2,5MPa \quad \tau_u = \frac{V_u}{b * d}$$

$V_u = 1,5xQ = 1,5x1 = 1,5 KN$ donc : $\tau_u = 0,019Mpa < \overline{\tau}_u = 2,5Mpa \implies$ condition vérifié.

Alors les armatures transversales ne pas nécessaires.

✓ **Vérification d'adhérence des barres :** (BAEL Art 7.4.3.2)

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} \quad \text{avec : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

ψ_s : Coefficient de scellement ($\psi_s = 1.5$ acier Fe400 haute adhérence).

$\sum U_i$: somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.05 \text{ cm} \quad ; \quad n : \text{Nombre des barres}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.50 \cdot 10^{-3}}{0.9 \cdot 0.08 \cdot 0.1005} = 0.21 \text{ Mpa} \quad \tau_{se} = 0.21 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 1.5 \cdot 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

b) Vérification à l'ELS :

La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

La contrainte dans l'acier : $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

Dans le béton :

On doit vérifier que : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_{bc} = KY$

$$K = \frac{M_{SER}}{I} \quad I = \frac{by^3}{3} + 15 \cdot [A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2]$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Le tableau suivant récapitulé les résultats trouvés :

Tableau III.2 : Vérification de la contrainte de compression dans le béton de l'acrotère.

Mser (KN.m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K Mpa/m ³	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
0.7	2.01	1350.47	1.78	37.02	0.71	15	CV

Dans l'acier : la fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\bar{\sigma}_s = \text{MIN} \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{c28}} \right] \quad \text{avec } \eta=1.6 ; \bar{\sigma}_s = 202 \text{Mpa}$$

$$\sigma_s = nK(d - y) \quad \text{avec } n=15 \quad \sigma_s = 15 \times 37.02 \times (0.08 - 0.0178) = 33.67 \text{Mpa}$$

$$\sigma_s = 33.67 \text{Mpa} < \bar{\sigma}_s = 202 \text{Mpa} \quad \implies \quad CV$$

III.1.8 Schéma de ferrailage de l'acrotère :

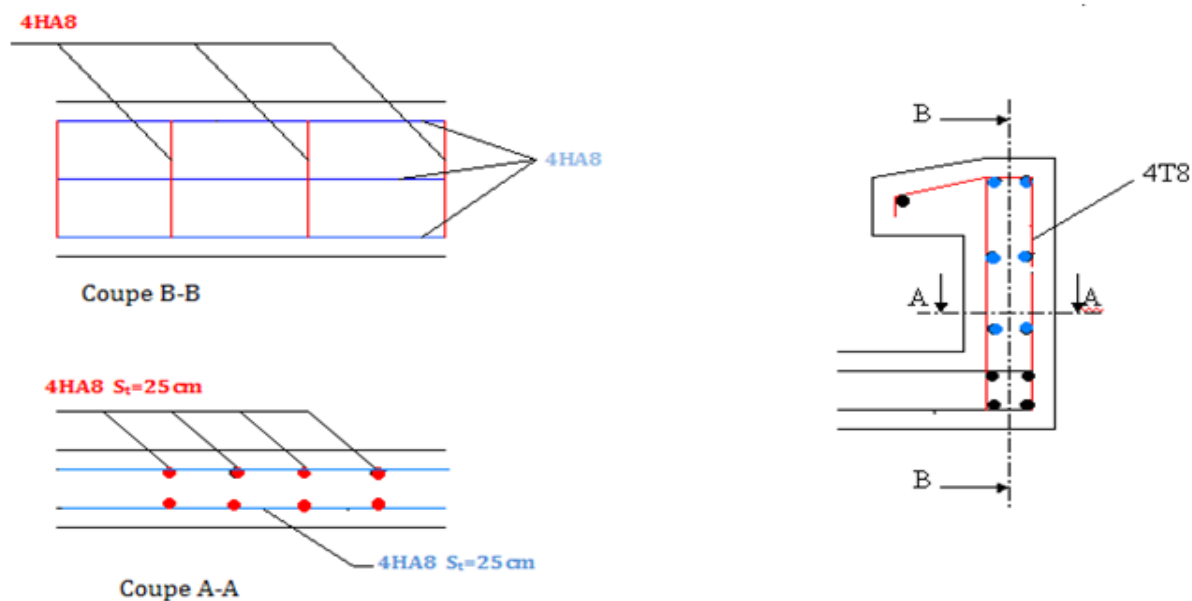


Figure .III.2 : Schéma de ferrailage de l'acrotère :

III.2.Calculs des escaliers

1) Les surcharges :

Tableau III.3 : les surcharges des escaliers.

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	Qu (KN/ml)	Qser (KN/ml)
Palier	5,31	2,5	10.92	7,81
Paillasse	8,83	2,5	15,67	11,35

2) Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants :

En utilisant le logiciel du calcul en flexion(RDM6).

❖ ELU :

les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous par RDM6 :

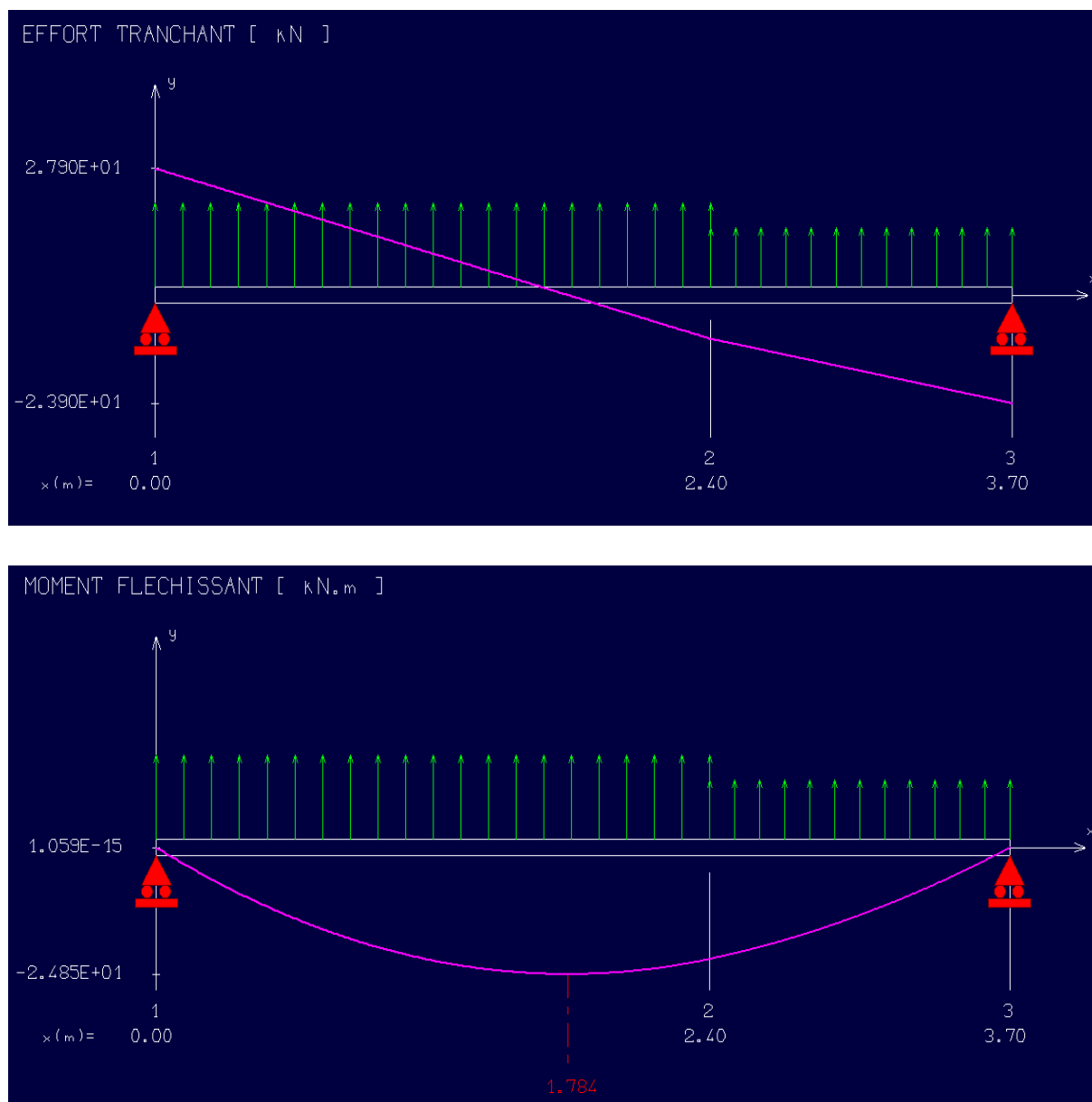


Figure III.3 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU.

❖ ELS :

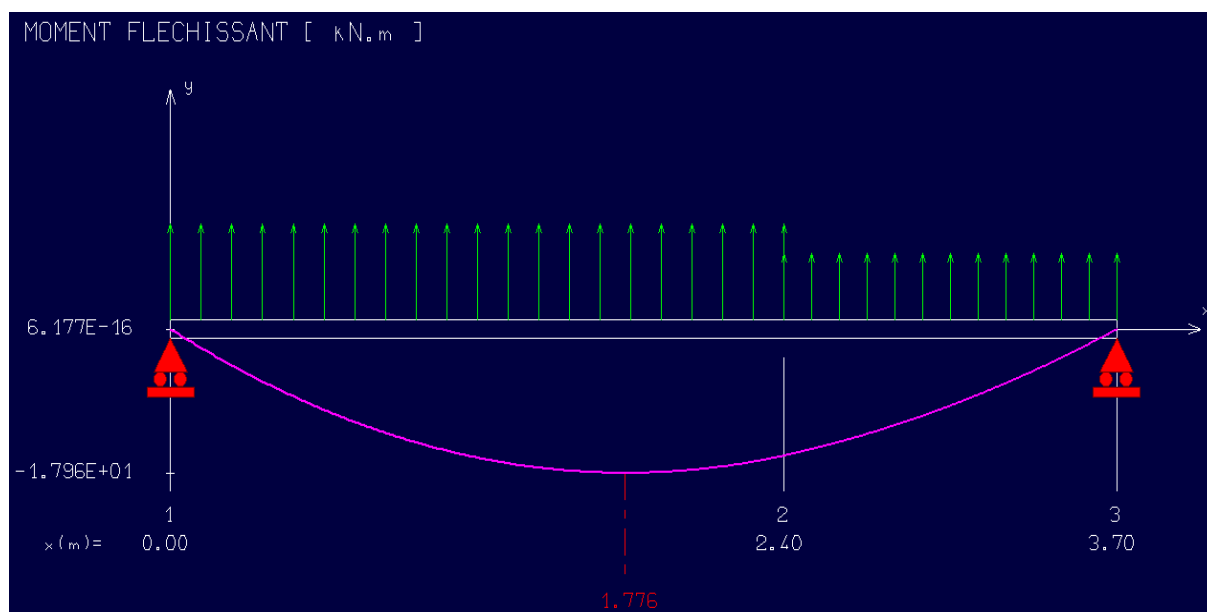
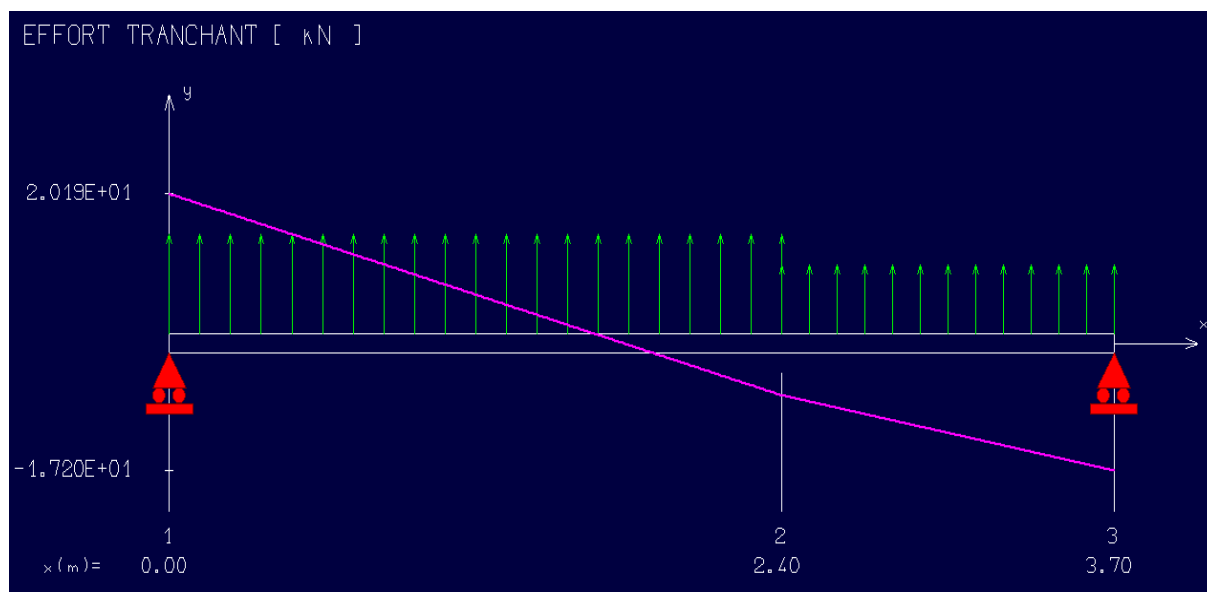


Figure III.4: Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants a l'ELS.

Evaluation des sollicitations de calcul :

- ❖ **ELU :** $-M_{max}=21,84 \text{ KN.m}$; $Tu_{max}=27,90 \text{ KN}$
- En travée : $M_t=0,75 \times M_{max}=0,75 \times 21,84 =16,38 \text{ KN.m}$
- Sur appuis : $M_a=(-0,5) \times M_{max}=(-0,5) \times 21,84 =10,92 \text{ KN.m}$

- ❖ **ELS** : $-M_{max}=15,77 \text{ KN.m}$; $Tu_{max}=20.19 \text{ KN}$
- En travée : $M_t=0,75 \times M_{max}=0,75 \times 15,77=11,83 \text{ KN.m}$
- Sur appuis : $M_a=(-0,5) \times M_{max}=(-0,5) \times 15,77=7,89 \text{ KN.m}$

Calcul des armatures : Il sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple.

- ✓ Caractéristiques géométriques et mécaniques :

Tableau. III.4 : Caractéristiques géométriques et mécaniques.

h(m)	b(m)	C (m)	d(m)	f_{c28} (Mpa)	f_e (Mpa)	f_{t28} (Mpa)	γ_b	γ_s	F_{ed} (Mpa)	F_{bu} (Mpa)	F_{bc} (Mpa)
0,15	1,00	0.02	0.135	25	400	2.1	1.5	1.15	348	14.2	14.16

- ❖ **ELU** :

a. Aux appuis :

1) Armature longitudinale :

Calcul du moment réduit μ :

$$\mu = M_u / b \cdot d^2 \cdot f_{bu} \quad \mu = \frac{10.92 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.135^2 \cdot 14.2} \longrightarrow \mu = 0.042 < \mu_l = 0.391 \text{ (feE400)} \longrightarrow A'_s = 0$$

$$A_s = \frac{f_{bc} \cdot 0.8 \alpha b d}{\sigma_{su}} \quad , \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.042}) = 0.05$$

$$A_s = \frac{14.16 \times 0.8 \times 0.05 \times 1000 \times 135}{348} \times 10^{-2} = 2.20 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.20 \text{ cm}^2 \text{ soit } \boxed{A_s = 5 \text{ HA } 10 = 3.93 \text{ cm}^2} \quad \text{Avec un espacement } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

2) Armature de répartition :

$$A_{rep} = \frac{A_s}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 \text{ soit : } \boxed{A_r = 4 \text{ HA } 10 = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}}$$

Avec un espacement $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

➤ **En travée :**

1) Armature longitudinale :

Calcul du moment réduit μ :

$$\mu = M_u / b \cdot d^2 \cdot f_{bc} \mu = \frac{16.38 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.135^2 \cdot 14.2} \longrightarrow \mu = 0.063 < \mu_l = 0.391 \text{ (feE400)} \longrightarrow A'_s = 0$$

$$A_s = \frac{f_{bc} \cdot 0.8 \alpha b d}{\sigma_{su}} ; \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) ; \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.12}) = 0.081$$

$$A_s = \frac{14.16 \times 0.8 \times 0.081 \times 1000 \times 135}{348} \times 10^{-2} \quad A_s = 3.56 \text{ cm}^2 \text{ soit : } \boxed{A_s = 5 \text{ HA } 12 = 5.65 \text{ cm}^2}$$

Avec un espacement $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

1) Armature de répartition :

$$A_{rep} = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 \text{ soit : } \boxed{A_r = 4 \text{ HA } 10 = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}}$$

Avec un espacement $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

• **Vérifications:**

a) Condition de non fragilité:

$$\left\{ \begin{array}{l} A_l \geq A_{\min} \\ A_{\min} = 0,23 b d (f_{t28} / f_e) \longrightarrow A_{\min} = 0,23 (100) (13.5) \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2 \\ A_t \geq A_{\min} \end{array} \right.$$

➤ **Aux appuis:**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_l = 3.93 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \longrightarrow \dots\dots\dots \text{C.V} \\ A_t = 3.14 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \longrightarrow \dots\dots\dots \text{C.V} \end{array} \right.$$

➤ **Aux travées:**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_l = 5.65 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \longrightarrow \dots\dots\dots \text{C.V} \\ A_t = 3.14 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \longrightarrow \dots\dots\dots \text{C.V} \end{array} \right.$$

b) Vérification de disposition d'armature: (Art :A.8.2.42. BAEL.91 Version 99) :

L'écartement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs Suivantes :

- **Armature longitudinale :**

$$St \leq \min (3h, 33cm) = \min (45; 33) = 33cm$$

Avec : $h = \text{l'épaisseur de la paillasse } (h = 15cm) \implies St = 20 cm < 33 cm \implies CV$

- **Armature de répartition :**

$$St \leq \min (4h, 45cm) = \min (60; 45 cm) = 45 cm \implies St = 25cm < 45cm \implies C.V$$

Tableau III.5: les résultants de choix de ferrailage.

	A_s (cm^2)	$A_{adopée}$ (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Choix	$A_{repartition}$ (cm^2)	choix
Appuis	2.20	3.93	1.63	5HA10	3.14	4HA10
Travée	3.56	5.65	1.63	5HA12	3.14	4HA10

c) Vérification de l'effort tranchant : (Art : A.5.1.2. BAEL.91 Version 99) :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira le cas le plus défavorable.

$$(V_u \max = 21.84 KN).$$

Donc il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa \right) \quad \tau_u = \frac{27.90 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.21 MPa$$

$$\tau_u = 0.21 MPa < \bar{\tau}_u = 3.33 MPa \implies C.V$$

- **Conclusion :**

Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

a) Vérification de compression : (BAEL 91 Art A 5-1.3.21)

$$V_u \leq \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9 \times bd}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq \frac{0,4 \times 25 \times 10^{-1} \times 0,9 \times 13,5 \times 100}{1,5} = 810 \text{ KN}$$

$$Vu_{\max} = 27,90 \text{ KN} < \bar{V}u = 810 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

b) Vérification de l'adhérence d'appui :

$$\tau_{ser} = T_u / 0,9 \times dx \sum u_i < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3,15 \text{ MPa} \iff \sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 5 \cdot 3,14 \cdot 10 = 157$$

$$\tau_{ser} = 27,90 \times 10^3 / 0,9 \times 135 \times 157 = 0,151 < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

d) Contrainte de compressions dans le béton ELS: (La fissuration est peu nuisible).

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

- **Contrainte maximale dans le béton comprimé** ($\sigma_{bc} = KY$) :

$$A_s' = 0 ; \quad A_s = 3,93 \text{ cm}^2$$

$$K = \frac{M_{SER}}{I} \quad I = \frac{by^3}{3} + 15 \cdot [A_s (d-y)^2 + A_s' (y-d')^2]$$

$$y = \frac{15(A_s + A_s')}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A_s')}{7,5(A_s + A_s')^2}} - 1 \right]$$

$$\text{Dans ce cas on a : } A_s' = 0 \iff Y = \frac{15(A_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s)}{7,5(A_s)^2}} - 1 \right]$$

➤ Appui :

$$Y = \frac{15(3,93)}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{100(13,5 \times 3,93)}{7,5(3,93)^2}} - 1 \right] \iff Y = 3,44 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 [A_s (y - d)^2] \iff I = \frac{100 \cdot 3,44^3}{3} + 15 [3,93 (13,5 - 3,44)^2] \iff I = 7322,9 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{7.89 \cdot 10^6}{7322.9 \cdot 10^4} \cdot 3.44 \cdot 10 \implies \sigma_b = 3.71 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \implies \text{C.V}$$

➤ **Travée :**

$$Y = \frac{15(5.65)}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{100(13.5 \times 5.65)}{7.5(5.65)^2}} - 1 \right] \implies Y = 4.01 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 [A_s (y - d)^2] \implies I = \frac{100 \cdot 4.01^3}{3} + 15 [5.65 (13.5 - 4.01)^2] \implies I = 14080.71 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{11.83 \cdot 10^6}{14080.71 \cdot 10^4} \cdot 4.01 \cdot 10 \implies \sigma_b = 3.37 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \implies \text{C.V}$$

- **Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :**

Tableau.III.6 : Vérification de contrainte de compressions dans le béton ELS en appui et travée.

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm^2)	I (cm^4)	Y (cm)	K (MPa/m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
<i>Appui</i>	7.89	3.93	722.9	3.44	0.12	3.71	15	C.V
<i>travée</i>	11.83	5.65	14080.71	4.01	0.08	3.37	15	C.V

- **Tableau recapitulative des ferriages:**

Tableau.III.7 : Choix des armatures.

	A_s (cm^2)	$A_{adopée}$ (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Choix	$A_{repartition}$ (cm^2)	Choix
Appuis	2.20	3.93	1.63	5HA10	3.14	4HA10
Travée	3.56	5.65	1.63	5HA12	3.14	4HA10

III.2.1 .Schéma de ferrailage d l'escalier :

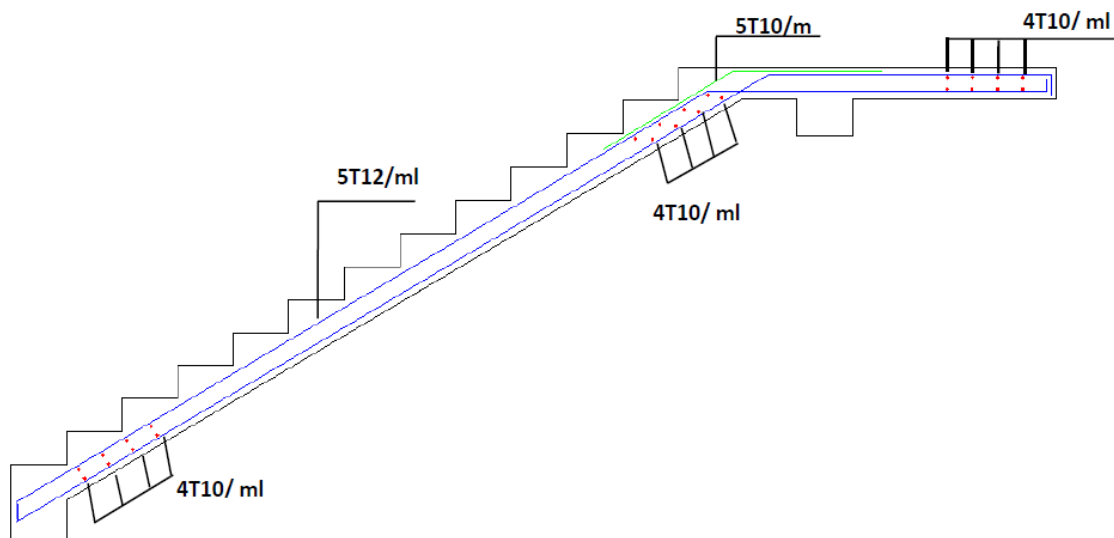


Figure .III.5. Schéma de ferrailage d l'escalier.

• **Vérification de la flèche :**

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si trois conditions suivantes sont vérifiées :

a) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.15}{3.70} = 0.041 < \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow$ **condition non vérifiée**

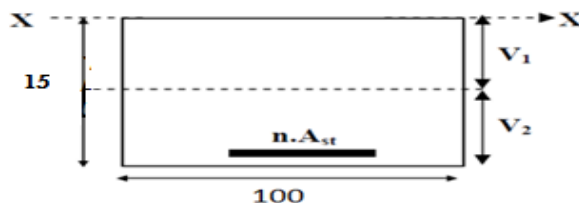
b) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \quad \frac{0.15}{3.70} = 0.041 < \frac{11.83}{10 \times 15.77} = 0.075 \Rightarrow$ **condition non vérifiée**

c) $\frac{A_t}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 13.5} = 0,0042 < \frac{4.2}{400} = 0,0105 \Rightarrow$ **condition vérifiée**

Deux conditions non vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche :

Calcul de la flèche : on doit vérifier que :

$f = Mts \times l210 \times E_v \times I_{fv} \leq \bar{f} \Rightarrow \bar{f} = L500 = 4300500 = 8,6mm.$



Avec :

\bar{f} : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différée ; $E_v = 3700 \sqrt{f_c} 28^3 = 3700 \sqrt{253} = 10818.87 \text{ MPa}$.

I_{fv} : Inertie fictive pour les charges de longue durée ; $I_{fv} = 1.1I_0 + \lambda V \times \mu$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée ($n=15$) par rapport au centre de gravité de la section.

B_0 : Aire de la section homogénéisée:

$$B_0 = B + nA = b \cdot h + 15 \cdot A \quad B_0 = 100 \times 15 + 15 \times 5.65 = 1584.75 \text{ cm}^2.$$

$$S_{xx} = bh^2 + 15 \times A_s \times d = 100 \times 15^2 + 15 \times 5.65 \times 13.5 = 12394.12 \text{ cm}^3$$

$$\text{Position du centre de gravité : } V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{12394.12}{1584.75} = 7.82 \quad V_2 = h - V_1 = 15 - 7.82 = 7.18 \text{ cm.}$$

Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité.

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_s (V_2 - c)^2 ; \quad I_0 = \frac{100}{3} (7.82^3 + 7.18^3) + 15 \times 5.65 (7.18 - 2)^2 = 30552.65 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{bd} = 5.65 / 100 \times 13.5 = 0.0041 \rightarrow \rho_1 = 100 \times \rho = 0.41 \rightarrow \beta_1 = 0.9006.$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho(2 + 3b_0/b)} = \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.10}{0.0041(2 + 3)} = 5.12; \quad \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 2.05$$

$$\mu = \frac{1 - 1.75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_s + f_{t28}} = \frac{1 - 1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0041 \times 235.26 + 2.1} = 0.38$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{11.83 \times (10)^6}{0.9006 \times 13.5 \times 5.65 \times (10)^3} = 236.26 \text{ Mpa}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda V \times \mu} = \frac{1.1 \times 30552.65}{1 + 2.05 \times 0.38} = 18891.46 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_{ts} \times 12}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{16.23 \times (10)^5 \times (430)^2}{10 \times 10818.86 \times 18891.46 \times (10)^2} = 1.47 \text{ mm} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3700}{500} = 7.4 \text{ mm}$$

III.3.Calcul du plancher

III.3.1 : Introduction :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales, les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique, on distingue :

- ✓ Plancher à corps creux.
- ✓ Plancher à dalle pleine.

III.3.2 : Plancher à corps creux

Ce type de plancher est constitué d'éléments porteurs (poutrelle) et éléments de remplissage (corps creux) de dimensions (16×20×60) cm³, le tout surmonté, d'une dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

III.3.3 : Calcul de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 04 cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage de barres (treillis soudés). L'espacement ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- 20 cm (5p.m) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 30 cm (4p.m) pour les armatures parallèles aux poutrelles.

III.3.4 : Calcul des armatures

a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = 4.L / f_c = 4 \times 65 / 520 = 0,5 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Leftrightarrow L: \text{Distance entre axes des poutrelles (L = 65cm)}$$

$$\text{Soit : } 6\Phi6 / \text{ml} , A = 1.7 \text{ cm}^2 , S_t = 15\text{cm}$$

b) Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 1.7 / 2 = 0.85 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } 6\Phi6 / \text{ml} , A = 1.7 \text{ cm}^2 , S_t = 15 \text{ cm}$$

Conclusion :

Nous optons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension (6x 6 x 150x150) mm².

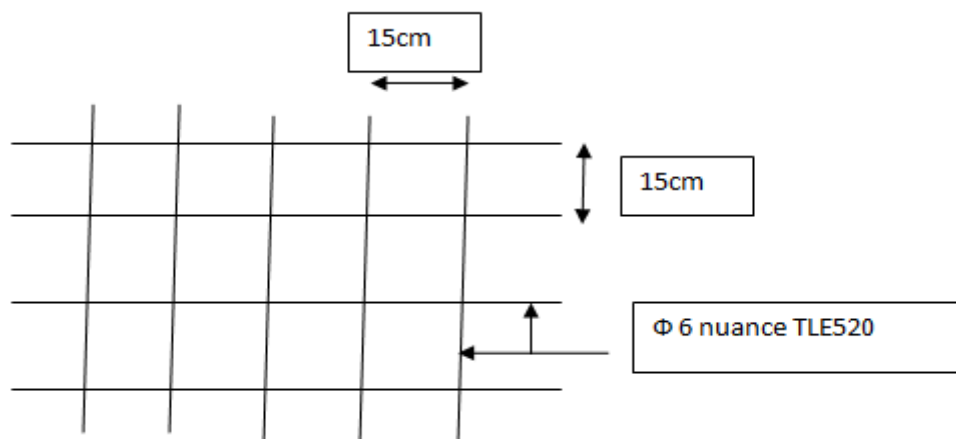


Figure III.6 : Treillis soudé de 15x15cm.

III.3.5. Calcul des poutrelles

Dans ce qui va suivre, on s'intéressera à l'étude de la poutrelle du plancher le plus sollicité, c'est à dire celui qui support la plus grande charge d'exploitation.

a. Dimensionnement des poutrelles : $b_1 \leq \min (L / 2 , L_1 / 10 , 8h_0)$

avec :

L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles. (65 -12),($L = 53 \text{ cm}$)

L_1 : longueur de la plus grande travée. ($L_1 = 460\text{cm}$)

b_0 : largeur de la nervure. ($b_0 = 12 \text{ cm}$)

h_0 : épaisseur de la dalle de la dalle de compression ($h_0 = 4\text{cm}$).

b. Application:

$$b_1 \leq \min (26.5 ; 46 ; 40) \Rightarrow b_1 = 26,5 \text{ cm} \Rightarrow b = 2.b_1 + b_0 = 65 \text{ cm}$$

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

1^{ère} étape : Avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle sera considérée comme simplement appuyée à ses (02) extrémités. Elle doit supporter au plus de son poids propre, la charge due à la main d'œuvre et le poids des corps creux.

1) Chargements

Poids propre $G = 0,04 \times 0,12 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$

Poids des corps creux..... $G' = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml}$

Poids de la main d'œuvre.... $Q = 0,65 \text{ KN/ml}$

La hauteur de la poutrelle est de $h = 20 \text{ cm}$

La hauteur de la dalle de compression... $h_o = 4 \text{ cm}$

La largeur de la nervure $b_o = 12 \text{ cm}$

Enrobage $c = 2 \text{ cm}$

La hauteur utile $d = 18 \text{ cm}$

La largeur de la dalle de compression ... $b = 65 \text{ cm}$

1^{ère} étape : avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle est considérée simplement appuyée sur deux appuis sur ses deux extrémités, elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge d'exploitation.

❖ Charges et surcharges

♦ Charge permanente :

Poids propre de poutrelle :

$$G_p = 0,04 \times 0,12 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$$

Poids de corps creux d'épaisseur :

$$G_{cc} = 0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ KN/ml}$$

$$\text{D'où : } G = 0,62 + 0,12 = 0,74 \text{ KN/ml}$$

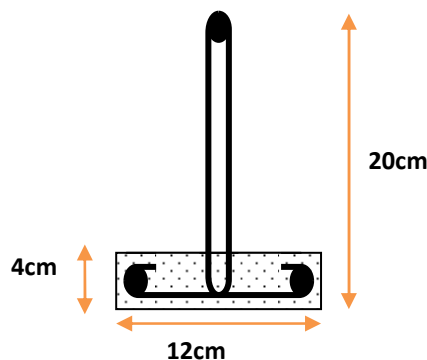


Figure.III.7: Schéma de la poutrelle.

♦ Charge d'exploitation :

Charge d'exploitation de la main d'œuvre : $Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml}$

♦ **Combinaison des charges :**

➤ **à L'ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 0.74) + (1.5 \times 0.65) = 1.97 \text{ KN/ml} \Rightarrow q_u = 1.97 \text{ KN/ml}$$

➤ **à L'ELS:**

$$q_s = G + Q = 0.74 + 0.65 = 1.39 \text{ KN/ml} \Rightarrow q_s = 1.39 \text{ KN/ml}$$

❖ **Calcul des efforts tranchants et moments max en travée**

➤ **à L'ELU :**

$$M_u = M_{\max} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{1.97 \times 4.60^2}{8} = 5.21 \text{ KN.m} \Leftrightarrow T_u = T_{\max} = \frac{q_u l}{2} = \frac{1.97 \times 4.60}{2} = 4.53 \text{ KN}$$

➤ **à L'ELS:**

$$M_{\text{ser}} = M_{\max} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{1.39 \times 4.60^2}{8} = 3.68 \text{ KN.m} \Leftrightarrow T_{\text{ser}} = T_{\max} = \frac{q_s l}{2} = \frac{1.39 \times 4.60}{2} = 3.20 \text{ KN}$$

- La poutrelle travaille en flexion simple.

Les poutrelles n'étant pas exposées aux intempéries, le calcul se fait à **L'ELU** car la fissuration est considérée comme peut nuisible (**Fissuration Peu Préjudiciable**).

$$M_{\text{ser}} = 3.20 \text{ KN.m} ; d = 0.9 \times h_0 = 3.6 \text{ cm} ; \gamma_b = 1.5 \quad M_u = 5.21 \text{ KN.m} ; f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} ; b_0 = 12 \text{ cm}$$

D'après l'organigramme de flexion simple on a :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 F_u} \Leftrightarrow \mu_{bu} = 2.36 \quad \text{avec :} \quad \gamma = \frac{5.21}{3.20} = 1.63$$

$$\mu_{lu} = 10^{-4} (3440\gamma + 49f_{c28} - 3050) = 0.38 \Leftrightarrow \mu_{lu} = 0.38$$

$$\mu_{lu} < \mu_{bu} \Rightarrow 0.38 < 2.36 \Rightarrow \text{La section est doublement armée (A' } \neq 0)$$

Donc les armatures comprimées sont nécessaires, à cause de la faible section du béton, ces armatures ne peuvent pas être placées, on prévoit alors des étaielements sous poutrelles destinées à supporter les charges et les sur charges avant le coulage du béton.

2^{ième} étape : après coulage de la dalle de compression :

Après le coulage de la dalle de compression la poutrelle étant solidaire avec la dalle, elle sera calculée comme une poutre en **T** de hauteur égale à l'épaisseur du plancher et reposant sur plusieurs appuis. Elle sera soumise aux charges suivantes :

- Poids propre de plancher.
- Surcharges d'exploitation.

❖ Charge et surcharge et La combinaison de charge :

$$\begin{cases} ELU: q_u = (1,35g + 1,5q) \\ ELS: q_{ser} = (g + q) \end{cases} \quad \text{Avec : } \begin{cases} g=0.65G \\ q=0.65Q \end{cases}$$

Tableau III.8 : Charges revenant aux poutrelles après coulage.

	G (KN /m)	Q (KN/m)	g=0.65Gq	q =0.65Q	ELU (qu) KN/ m²	ELS (q_{ser}) KN/ m²
terrasses inaccessibles	5.33	1	3.46	0.65	5.65	4.11
étage courant	4.34	1.5	2.82	0.97	5.26	3.79

On prend ainsi la charge maximale : **qu max=5.65KN/ m2** ; **qs max= 4.11 KN/ m2**

Remarque : comme le plancher de la terrasse inaccessible est plus chargé que celui de l'étage courant, on fait le calcul pour le plancher de la terrasse inaccessible seulement.

III.3.6. Choix de la méthode de calcul

Pour le calcul des efforts internes dans les poutrelles sont considérés comme poutres continues sur plusieurs appuis, on utilise l'une des trois méthodes simplifiées.

- La méthode forfaitaire.
- La méthode de Caquot.
- La méthode des trois moments.

A) Méthode forfaitaire

❖ Principe de la méthode forfaitaire :

Cette méthode consiste à évaluer les moments maximum sur appuis et en travées; fixés forfaitairement par rapport à la valeur du moment isostatique M_0 dans la travée.

❖ Domaine d'application :

Cette méthode est applicable si les quatre hypothèses suivantes sont vérifiées :

$$1) \left\{ \begin{array}{l} Q \leq 2G. \\ \text{Ou} \\ Q \leq 5 \text{ KN/m}^2. \end{array} \right.$$

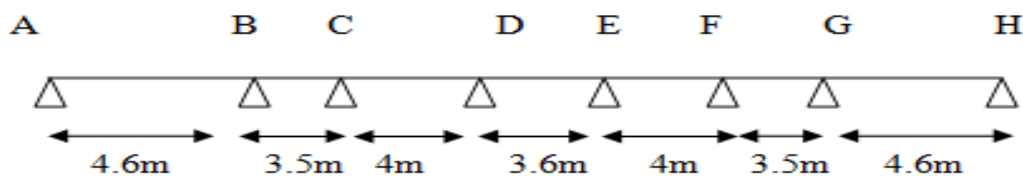
2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.

3) Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier : $0.8 \leq l_n / l_{n+1} \leq 1.25$

4) Fissuration peu nuisible.

• Remarque :

Si l'une des conditions n'est pas vérifiée la méthode forfaitaire n'est pas applicable donc on applique la méthode de Caquot.



L'application de la méthode :

$$1) \left\{ \begin{array}{l} Q = 1 \text{ KN/m}^2 < 2G = 2 \times 5.33 = 10.66 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1 \text{ KN/m}^2 < 5 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right. \quad \Longrightarrow \quad \text{C.V}$$

2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.

$$3) 4.60 / 3.50 = 1.31 \quad \Longrightarrow \quad 0.8 < 1.33 > 1.25 \quad \Longrightarrow \quad \text{C N V}$$

$$3.50 / 4.00 = 0.87 \quad \Longrightarrow \quad 0.8 < 0.75 > 1.25 \quad \Longrightarrow \quad \text{C V}$$

$$4) \text{ La fissuration est peu préjudiciable. } \quad \Longrightarrow \quad \text{C.V}$$

La **troisième** condition n'est pas vérifiée, donc on doit passer à la méthode de **CAQUOT** pour déterminer les moments en appuis et en travées.

A) Méthode de Caquot :

Tableau III.9 : Principe de calcul de la méthode de Caquot.

Les travées de rive	l'_w	l_w
	l'_e	l_e
les travées intermédiaires	l'_w	$0.8l_w$
	l'_e	$0.8l_e$
Moment en appuis	M_α	$M_\alpha = -\frac{q_w \cdot L'_w{}^3 + q_e \cdot L'_e{}^3}{8.5 \cdot (L'_w + L'_e)}$
Efforts tranchant sur travée	V_e	$V_e = V_w + q \times L$
	V_w	$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - q \frac{L}{2}$
Position ou l'effort tranchant est nul	X_0	$X_0 = -\frac{V_w}{q}$
Moment en travée	M_t	$M_t = M_w - V_w \cdot X_0 - \frac{q X_0^2}{2}$

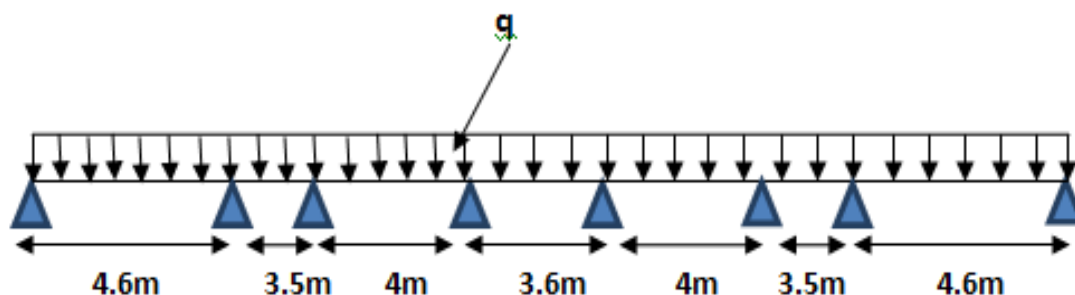


Figure.III.8 Schéma statique des poutrelles.

● **Calcul des moments et des efforts tranchants :**

Tableau III.10 : Tableau récapitulatif des résultats trouvés d’après la méthode de Caquot

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
Q_u(KN/m)	5.65	5.65	5.65	5.65	5.65	5.65	5.65
L(m)	4.60	3.50	4.00	3.60	4.00	3.50	4.60
L'(m)	4.60	2.80	3.20	2.88	3.20	2.80	4.60
Appui	1	2	3	4	5	6	7
L_w'(m)	0	4.60	2.80	3.20	2.88	3.20	2.80
L_e'(m)	4.60	2.80	3.20	2.88	3.20	2.80	4.60
M_a(KN/m)	0	- 10.72	-6.06	-6.19	-6.19	-6.06	- 10.72
Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
M_w (KN/m)	0	-10.72	-6.06	-6.19	-6.19	-6.06	-10.72
M_e (KN/m)	-10.72	-6.06	-6.19	-6.19	-6.06	-10.72	0
V_w(KN)	-10.66	-11.22	-11.27	-10.17	-11.33	-8.56	-15.33
V_e(KN)	15.33	8.55	11.33	10.17	11.27	11.22	10.66
X₀(m)	1.89	1.98	1.99	1.8	2	1.52	2.71
M_t (KN/m)	10.05	0.42	5.18	2.96	5.17	0.42	10.08

(ELU).

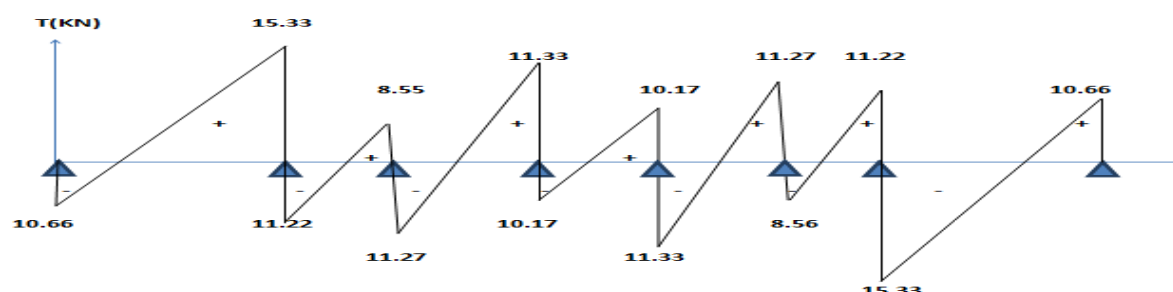


Figure.III.9 : Diagramme des efforts tranchants à L’ELU

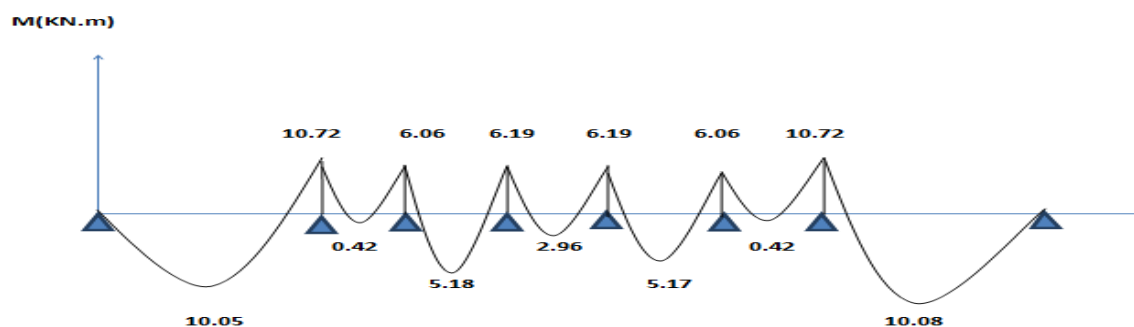


Figure.III.10 : Diagramme des moments à L'ELU.

Tableau.III.11: Tableau récapitulatif des résultats trouvés d'après la méthode de Caquot(ELS).

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	
Q_s(KN/m)	4.11	4.11	4.11	4.11	4.11	4.11	4.11	
L(m)	4.60	3.50	4.00	3.60	4.00	3.50	4.60	
L'(m)	4.60	2.80	3.20	2.88	3.20	2.80	4.60	
Appui	1	2	3	4	5	6	7	8
L_w'(m)	0	4.60	2.80	3.20	2.88	3.20	2.80	4.60
L_e'(m)	4.60	2.80	3.20	2.88	3.20	2.80	4.60	0
M_a(KN/m)	0	-7.79	-4.41	-4.50	-4.50	-4.41	-7.79	0
Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	
M_w (KN/m)	0	-7.79	-4.41	-4.50	-4.50	-4.41	-7.79	
M_e (KN/m)	-7.79	-4.41	-4.50	-4.50	-4.41	-7.79	0	
V_w(KN)	-7.76	-8.16	-8.20	-7.40	-8.24	-6.23	-11.15	
V_e(KN)	11.15	6.23	8.24	7.40	8.20	8.16	7.76	
X₀(m)	1.89	1.98	1.99	1.80	2	1.52	2.71	
M_t (KN/m)	7.33	0.31	3.77	2.16	3.76	0.31	7.33	

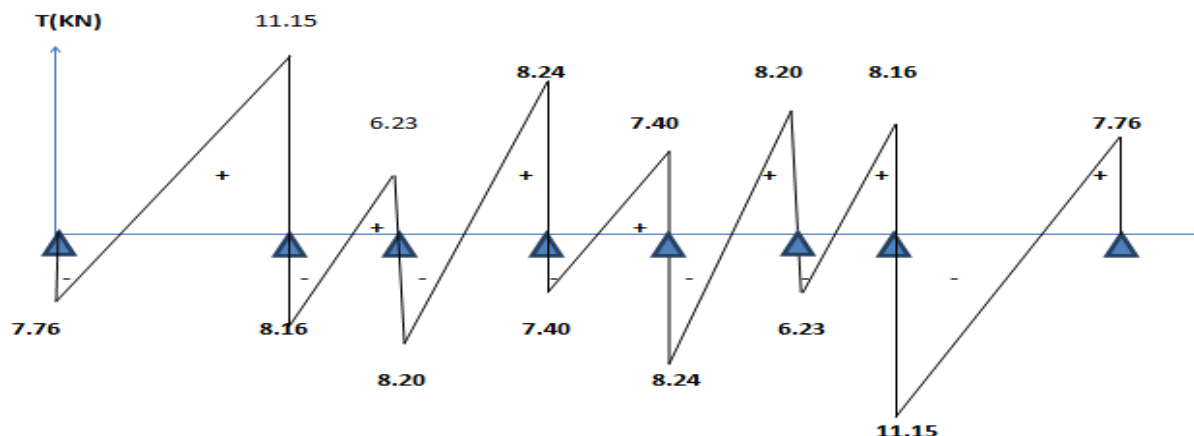


Figure.III .11 :Diagramme des efforts tranchants à L'ELS.

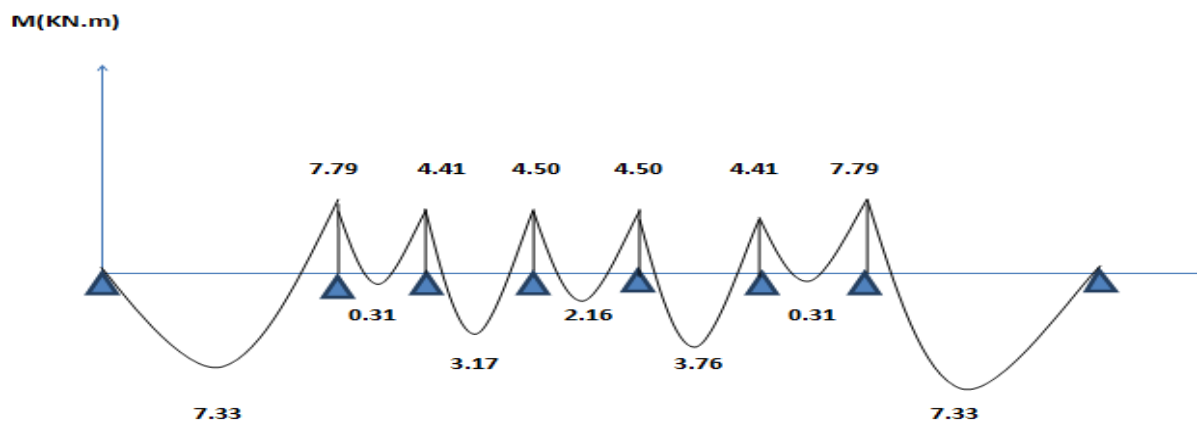


Fig.III.12 : Diagramme des moments à L'ELS.

• L'ELU :

Tableau.III.12: Les moments et les efforts tranchant max à L'ELU.

$M^a_{u(max)}$ (KN.m)	$M^t_{u(max)}$ (KN.m)	$V_{W(max)}$ (KN)	$V_{e(max)}$ (KN)
10.72	10.08	15.33	15.33

• L'ELS :

Tableau.III.13 : Les moments et les efforts tranchant max à L'ELS.

$M^a_{ser(max)}$ (KN.m)	$M^t_{ser(max)}$ (KN.m)	$V_{W(max)}$ (KN)	$V_{e(max)}$ (KN)
7.79	7.33	11.15	11.15

3.Ferraillage

❖ **Calcul des armatures longitudinales :**

Le calcul des sections en T dépend de la position de l'axe neutre $\alpha_0 = h_0/d$ qui dépend aussi du moment équilibré par la table de compression $M_t = \mu_0 \times b \times d^2 \times f_b$

a) **En travée :**

$M_u = 10.08 \text{ KN.m}$

• **Calcul de α_0 :**

$\alpha_0 = h_0 / d \rightarrow \alpha_0 = 4 / 18 \rightarrow \alpha_0 = 0.22$

$h = 20 \text{ cm} \quad , \quad d = 18 \text{ cm}$

• **Calcul de μ_0 :**

$\mu_0 = 0.8 \times \alpha_0(1 - 0.4\alpha_0) \rightarrow \mu_0 = 0.8 \times 0.22 \times (1 - 0.4 \times 0.22) \rightarrow \mu_0 = 0.16$

• **Le moment équilibré par la table de compression :**

$M_t = \mu_0 \times b \times d^2 \times f_{bc} = (0.16 \times 0.65 \times 0.18^2 \times 14.2) 10^3 \rightarrow M_t = 47.85 \text{ KN.m}$

$M_t > M_u \rightarrow$ L'axe neutre est dans la table, une seule partie de la table est comprimée, et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b \times h)$, $b = 65 \text{ cm}$ et $h = 20 \text{ cm}$.

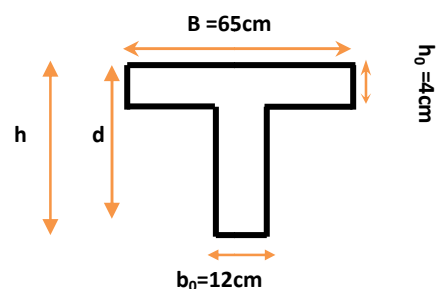


Figure.III.13 : l poutrelle.

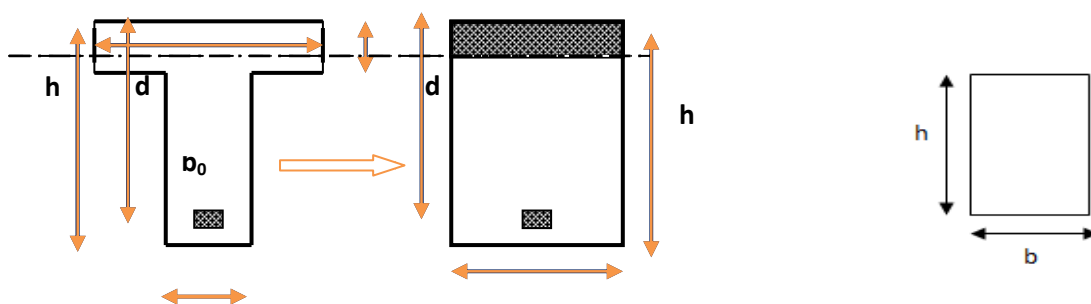


Figure.III.14 : Moment équilibré par la table de compression.

❖ **Calcul de μ :**

$\mu = M_u / f_{bc} \times b \times d^2 \rightarrow \mu = (10.08 \times 10^{-3}) / (14.2 \times 0.65 \times 0.18^2) \rightarrow \mu = 0.034 \quad ; \quad \mu_1 = 0.391$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow A_s' = 0$$

❖ **Calcul de α :**

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.034}) = 0.043$$

❖ **Calcul de A_s :**

$$A_s = 0.8 \times \alpha \times b \times d \times f_{bc} / f_{su} \rightarrow A_s = 0.8 \times 0.043 \times 18 \times 65 \times 14.2 / 348$$

$$A_s = 1.64 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } \quad \boxed{A_s = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

b) En appuis :

Section (12×20) ; $M_t = 10.72 \text{ KN.m}$

❖ **Calcul de μ :**

$$\mu = M_u / f_{bc} \times b \times d^2 \rightarrow \mu = (10.72 \times 10^3) / (14.2 \times 12 \times 18^2) \rightarrow \mu = 0.194 \quad ; \mu_l = 0.391$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow A_s' = 0$$

❖ **Calcul de α :**

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.194}) = 0.272$$

❖ **Calcul de A_s :**

$$A_s = 0.8 \times \alpha \times b \times d \times f_{bc} / f_{su} \rightarrow A_s = 0.8 \times 0.272 \times 18 \times 12 \times 14.2 / 348 = 1.92 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.92 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } \quad \boxed{A_s = 1\text{HA}16 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{s \min} = (0.23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e \text{ avec } : f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} ; \text{ pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$A_{t \min} = (0.23 \times 18 \times 65 \times 2.1) / 400 = 1.41 \text{ cm}^2 < A_t = 1.64 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

$$A_{a \min} = (0.23 \times 18 \times 12 \times 2.1) / 400 = 0.26 \text{ cm}^2 < A_a = 1.92 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

❖ **Vérification de l'effort tranchant**

• **Armatures transversales :**

$$\emptyset_t = 1/3 \emptyset_{l \max} \geq 4 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \emptyset_t \geq \min (h/35; \emptyset_L; b_0/10) = 0.57 \text{ cm}$$

Nous prendrons $\emptyset = 6 \text{ mm}$; les armatures transversales sont : **2HA6 ($A=0.57 \text{ cm}^2$).**

• **Espacement :**

$$S_t \leq \min (0,9d, 40 \text{ cm}) = \min (16,2 \text{ cm}, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 16,2 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad S_t = 15 \text{ cm}$$

- **L'effort tranchant :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u \leq \bar{\tau}_u \\ \bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0.2F_{cj}}{\gamma_b}, 5MPa\right) \\ \bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}, 5MPa\right) = 3.33MPa \end{array} \right.$$

$$V_u^{\max} = 15.33 \text{KN} ; \tau_u = V_u / (b \times d) = 15.33 / (12 \times 18) = 0.071 \text{Mpa}$$

$$\tau_u = 0.071 \text{MPa} < 3.33 \text{MPa} \implies \text{C.V}$$

- **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_s = \frac{V_u}{0.9d \cdot \sum U} < \tau_s = \psi_s \bar{f}_{t28} \sum u_i = n\pi\phi : \text{Somme du périmètre utile des barres} = 94.2 \text{cm}^2$$

$$\psi_s : \text{armature HA} = 1.5 \implies \tau_s = 1.004 \text{Mpa} < \tau_s = 3.15 \text{Mpa} \implies \text{C.V}$$

Donc Il n'est y a pas de risque d'entraînement des barres.

1. Ancrage des barres

- **Ancrages rectilignes : (Art A.5.1, 22 /BAEL99)**

Les barres rectilignes de diamètre Φ et de limite d'élasticité f_e sont ancrées sur une longueur.

L_s : dite longueur de scellement droit donnée par l'expression .

L_s : la longueur de scellement droit.

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} \text{ avec : } \tau_{su} = 0.6 \Psi^2 ; f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{cm} \implies L_s = 40 \text{cm}$$

- **Ancrages courbe**

L_a : la longueur d'encombrement. $L_a = 0.4L_s = 16 \text{cm} \implies L_a = 16 \text{cm}$

2. Espacement :

$$S_t = 15 \text{cm} \leq (A_t f_e) / (0.4b_0) = \frac{0.57 \times 100 \times 400}{0.12 \times 0.4} = 47.5 \text{cm} . \implies S_t = 15 \text{cm} \leq 47.5 \text{cm} \implies \text{condition vérifié.}$$

Vérification à L'ELS :

Les planches sont à l'intérieur, ils ne sont pas exposés aux intempéries d'où la fissuration est peu nuisible, par conséquent les vérifications à faire sont :

- 1) Etat limite de compression du béton.
- 2) Etat limite de déformation (la flèche)

a) Vérification des contraintes :

La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ $\sigma_{bc} = ky$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A(d - y)^2 + \eta A'(y - d')^2 \quad \eta = 15 \quad K = \frac{M_{SER}}{I}$$

$$y = \frac{15(A_S + A_S'')}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_S + d' \cdot A_S'')}{7,5(A_S + A_S'')^2}} - 1 \right]$$

Tableau III.14: Vérification des contraintes.

	Mser (KN.m)	As (cm²)	I (cm⁴)	Y (cm)	K MN/m³	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	As (cm²)
Travée	7.33	2.36	8323.04	3.92	91.19	3.58	15	Vérifiée
Appui	7.79	2.01	7262.15	3.65	107.27	3.92	15	Vérifiée

Aucune vérification pour l'acier (fissuration peut nuisible).

b) Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

L : la portée entre nus d'appui.

M : moment maximum en travée.

M₀ : moment isostatique.

A_S : section d'armature tendue correspondante.

Si l'une de ces conditions n'est pas vérifiée on doit calculer la flèche et la vérifier avec la flèche admissible.

On a :

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{460} = 0.043 \geq \frac{l}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$$

⇒ Donc le calcul de la flèche est indispensable.

❖ **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{5 q_s L^4}{348 E I} \leq \bar{f} \quad \text{Avec : } E = 11000 \sqrt{f_c} = 32,164.10^3 \text{MPa}$$

❖ **Aire de la section homogénéisée :**

$$B_0 = b h_0 + b_0 (h - h_0) + 15 A_s \quad \Longrightarrow \quad B_0 = (65 \times 4) + 12 \times (20 - 4) + 15(2.36) = 487.4 \text{ cm}^2$$

❖ **Moment statique :**

$$S_{xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_s d \quad \Longrightarrow \quad S_{xx} = \frac{12 \times (20)^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15(2.36 \times 18) = 3461.2 \text{ cm}^3$$

❖ **Position du centre de gravité :**

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{3461.2}{487.4} = 7.10 \text{ cm} \quad ; \quad y_2 = h - y_1 = 20 - 7.10 = 12.9 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} [y_1^3 + y_2^3] + (b - b_0) h_0 \left[\frac{h_0^2}{2} + (y_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15 A_s (y_2 - c_1)^2 \quad \Rightarrow \quad I_0 = 14994.327 \text{ cm}^2$$

$$f = \frac{5 \times 7.33 \times (4.6^4) \times 10^{-3}}{348 \times 32.164 \times 10^{-3} \times 21434.394 \times 10^{-8}} = 6.8398.10^{-3} \text{ m} = 0.683 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{460}{500} = 0.95 \text{ cm}$$

$f = 0.683 \text{ cm} < \bar{f} = 0.92 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée} \quad \Longrightarrow \quad \text{la flèche est vérifiée.}$

III.3.6 : Ferrailage du plancher

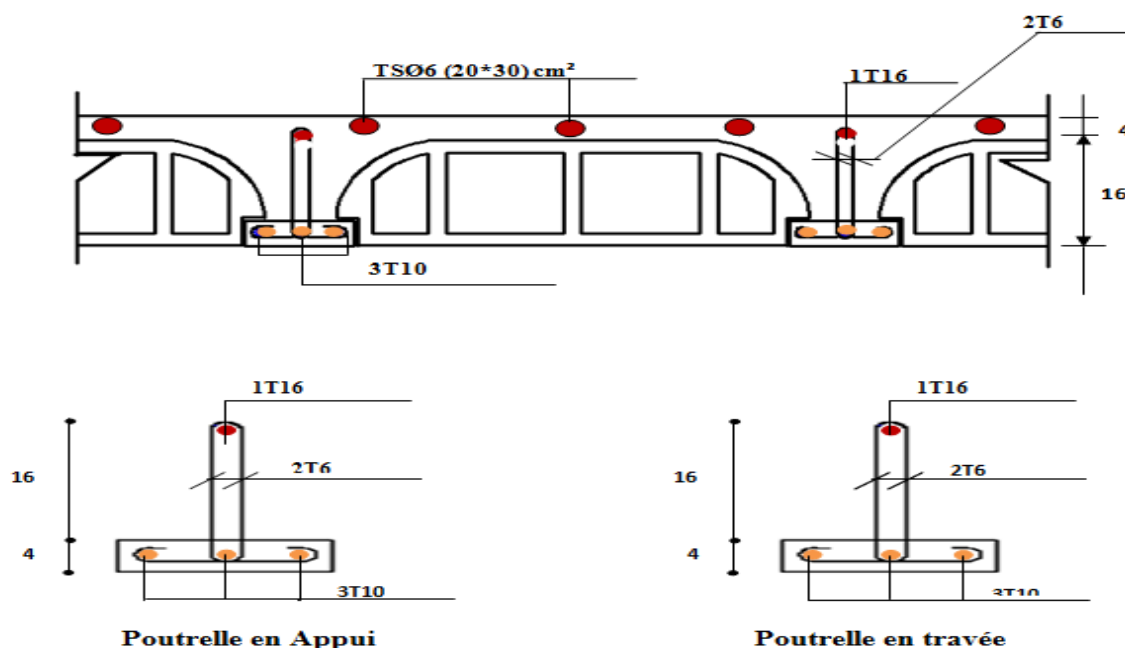


Figure.III.15 : schéma de ferrailage du plancher.

III.4 Calcul des balcons

Les balcons sont des éléments de structure qui vont subir des charges particulières, ils sont également soumis à des conditions d'environnement qui conduisent à des dispositions constructives spéciales. Dans notre cas ces derniers seront réalisés en dalle pleine.

III.4.1.Les charges

- **Charges verticales :**

Les balcons sont soumis à des charges d'exploitations plus importantes que dans les locaux courant, du fait de la concentration possible des personnes. La valeur de la charge d'exploitation est prise égale à 3.5KN/m^2 .

- **Des sollicitations :**

Ces éléments sont calculés soit en continuité avec les planchers, par la méthode de CAQUOT, le rapport des portées étant généralement inférieure à 0.8, soit séparément. Ils sont calculés en fissurations préjudiciable.

1) Les charges permanentes et surcharges :

Les balcons sont sollicités par les actions suivantes :

- Charges permanentes : $G_1=5.31\text{KN/m}^2$
- Surcharges sur le balcon : $Q_1=3.5\text{KN/m}^2$
- Charges de garde de corps : $G_2=1.30\text{KN/m}^2$
- Surcharges dus à la main courante : $Q_2=1\text{KN/m}$

➤ Schéma statique de calcul :

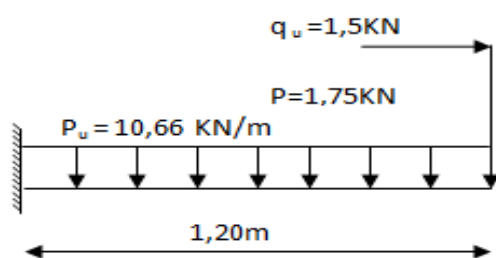


Figure.III.12. : Schéma statique (ELU).

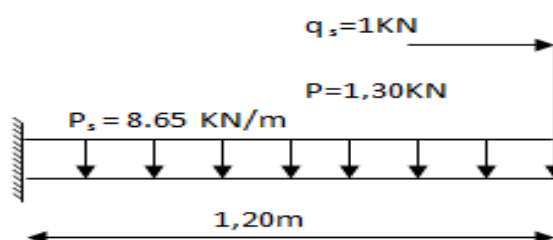


Figure.III.13 : Schéma statique (ELS).

❖ Combinaisons fondamentale

L'ELU :

$$P_u = 1.35G_1 + 1.5Q_1 = 1.35 \times 5.31 + 1 \times 3.5 = 10.66\text{KN/ml}$$

$$P = 1.35G_2 = 1.35 \times 1.3 = 1.75\text{KN/ml} \quad q_u = 1.5 \quad Q_2 = 1.5 \times 1 = 1.50\text{KN/ml}$$

$$M_u = \frac{P_u}{2} \times l^2 + p \times l + q_u = \frac{10.66(1.2)^2}{2} + 1.75 \times 1.2 + 1.5 = 11.27\text{KN.m}$$

$$V_u = p_u \cdot l + P = 10.66 \times 1.2 + 1.75 = 12.792 + 1.75 = 14.54\text{KN}$$

L'ELS :

$$P_s = G_1 + Q_1 = 5.31 + 3.5 = 8.81\text{KN/ml}$$

$$P = 1 \times G_2 = 1.30\text{KN/ml}$$

$$q_s = 1 \times Q_2 = 1 \times 1\text{KN/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{P_{ser}}{2} \times l^2 + p \times l + q_s = \frac{8.81(1.2)^2}{2} + 1.3 \times 1.2 + 1 = 8.90\text{KN.m}$$

$$V_{ser} = p_s \cdot l + P = 8.81 \times 1.2 + 1.3 = 11.87\text{KN}$$

➤ **Le ferrailage**

♦ **Armatures principaux :**

$$M_u = 11.27 \text{KN.m} \quad , \quad B=1\text{m}, h=15\text{cm}, d=0.9, h=13.5\text{cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{11.27 \times 10^{-3}}{1 \times (0.135)^2 \times 14.2} = 0.0435 \Rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{11.27}{8.90} = 1.26$$

$$\mu_{lu} = 3440 \gamma + 49 f_{c28} - 3050 \Rightarrow \mu_{lu} = 0.415 \Rightarrow \mu_{bu} = 0.0435 < \mu_{lu} = 0.415 \Rightarrow \dot{A} = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.0435 < 0.275 \Rightarrow \text{Méthode simplifié}$$

$$z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 0.135(1 - 0.6 \times 0.0435) = 13.14 \text{cm}$$

$$A_u = \frac{M_u}{z_b \times f_{ed}} = \frac{11.27 \times 10^{-3}}{0.1341 \times 348} = 2.41 \text{cm}^2$$

$$A_u = 5\text{HA}10 = 3.93 \text{cm}^2 \text{ avec un espacement des cadre } S_t = 20 \text{cm}$$

III.4.2. Vérifications

a) **Condition de non fragilité : [BAEL91A.4.2]**

$$A_{min} = \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 7 \times 2.1}{400} = 1.63 \text{cm}^2$$

$$A_u = 3.93 \text{cm}^2 > 1.63 \text{cm}^2 \quad A_r = 2.51 \text{cm}^2 > 1.6 \text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 5\text{HA}10 = 3.93 \text{cm}^2 \text{ avec un espacement des cadre } S_t = 20 \text{cm}$$

b) **Répartition des barres**

Armatures longitudinal :

$$S_t < \min(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \Rightarrow S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Armatures de répartition :

$$S_t < \min(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \Rightarrow S_t = 20\text{cm} < 45\text{cm} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

c) **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : [BAEL91ART6.1.3]**

$$\tau_{se} = \frac{v_{u\max}}{0.9d \sum u_i} < \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{tj} = 1.5 \times 2.1 = 3.15$$

$$\text{Avec : } \Psi = 1.5 \text{ pour HA ; } V_u = 14.54 \text{KN}$$

$$\sum_{i=1}^n A_u = n\pi\phi = 3.14 \times 5 \times 1 = 15.70 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{14.54 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.135 \times 5 \times 0.01 \times 3.14} = 0.762 < 3.15 \text{ MPa}$$

d) **Contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Contrainte maximal dans le béton comprimé :

$$(\sigma_{bc} = k \cdot y)$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} \text{ avec } \begin{cases} \frac{by^2}{2} + n(A + \acute{A})y - n(Ad + \acute{A}d) = 0 \\ I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s(d - y)^2 + \acute{A}_s(y - \acute{d})^2] \end{cases}$$

$$Y = \frac{15(A_s + \acute{A}_s)}{b} \sqrt{1 + \frac{b(dA_s + \acute{d}\acute{A}_s)}{7.5(A_s + \acute{A}_s)^2}} = \frac{15(3.93)}{100} \sqrt{1 + \frac{100(13.5 \times 3.93)}{7.5(3.93)^2}} \implies Y = 3.44 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100(3.44)^3}{3} + 15[3.93(3.44)^2 + 101.2036] \implies I = 1.18 \times 10^{-4} \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{8.90 \times 10^{-3}}{1.18 \times 10^{-4} \times 10^{-8}} = 75.423$$

$$\sigma_{bc} = 75.423 \times 6.042 \times 10^{-2} = 4.55 \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

M_{ser} (KN. m)	$A_s(\text{cm})^2$	I (cm^4)	Y (cm)	K (MPa/m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	vérification
8,90	3,93	$7,32 \times 10^4$	3,14	120,08	4,13	15	CV

Tableau.III.15. Les résultats de calcul.

e) **Etat limite déformation (vérification de la flèche) :**

$$\frac{A_s}{bd} = \frac{3.93}{100 \times 13.5} = 0.0029 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \text{ Mpa} \implies \text{OK}$$

Donc la flèche est vérifiée vis-à-vis de la déformation

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = 120.08 \times 3.44 \times 10^{-2} = 4.13 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

III.4.3. Schéma de ferrailage de balcon

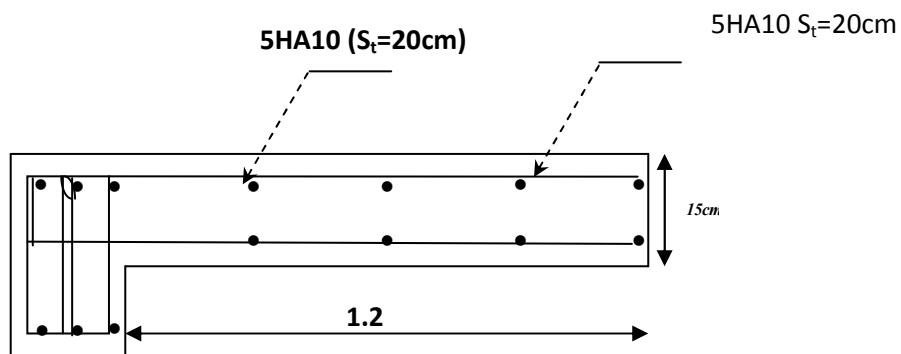


Figure.III.12. Ferrailage de balcon.

CHAPITRE
IV

Etude dynamique et sismique

Introduction

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement, effort et période) sous l'effet du séisme.

IV.1.L'étude dynamique**IV.1.2.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 ces **Vibrations Libres Non Amorties**. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums due un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.2.1. Modélisation mathématique :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de (DDL) fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement).

En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

IV.2.2.Modélisation de la structure étudiée :

Lors d'une analyse dynamique d'une structure, il est indispensable de trouver la modélisation adéquate de cette dernière.

Le bâtiment étudié présente des irrégularités dans son plan. Par ailleurs, vu la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse du bâtiment, l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

Dans le cadre de cette étude nous avons opté pour un logiciel de calcul automatique par élément finis et de connu sur le nom ETABS.

a) Présentation de logiciel de calcul ETABS V.9.20:

Nom du programme : Extende d'Analysis of Building Systems Version : 9.20

Entreprise productrice : Computers and structure. Berkeley, Californie, USA.

ETABS est un logiciel qui permet de modéliser et d'analyser les structures particulièrement adapté aux bâtiments basé sur la méthode des éléments finis.

Les principales caractéristiques de ce logiciel permettent :

- De modéliser facilement et rapidement les différents types des structures grâce à leur interface graphique, Comme il offre une analyse statique et dynamique de l'ouvrage.
- La prise en compte de variation des propriétés et des caractéristiques du matériau entre les différents éléments, ainsi que le calcul et le ferrailage des éléments structuraux suivant des réglementions Américains et Européens, et grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

Les principales étapes de modélisation sont les 7 étapes suivantes :

- **La première étape :** consiste à la création de la géométrie de base de la structure à modéliser et la modification de cette géométrie.
- **La deuxième étape :** spécifie les propriétés des membrures pour la structure à modéliser (définition et attribution des sections des éléments).
- **La troisième étape :** consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, encastrement... etc.) pour la structure à modéliser.
- **Dans la quatrième étape :** on va définir les charges appliquées sur la structure à modélise (La charge verticale et le spectre de réponse qui correspond à la charge horizontale).
- **La cinquième étape :** c'est la définition et l'attribution des combinaisons de charge.
- **La sixième étape :** consiste à démarrer l'exécution du problème mais avant l'exécution il y a lieu de spécifier le nombre de modes propre à prendre en considération et la création d'un fichier résultat et l'indication de son contenu.
- **La septièmes et la dernière étape :** c'est visualiser les résultats de l'analyse.

Etabs permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (SAP 2000, AutoCAD, Robobat et Socotec).

b) Modélisation des éléments structuraux :

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté .
- Les voiles ont été modélisés par des éléments « Shell » à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.

c) Modélisation de la masse :

La masse de la structure est calculée de manière à inclure la quantité βQ RPA/version 2003

(dans notre cas $\beta=0,2$) correspondant de la surcharge d'exploitation, La masse volumique attribuée au matériau constituant les éléments modélisée est prise égale à celle du béton armé à savoir 25KN/m^3 .

- La masse des éléments non structuraux (l'acrotère et des murs extérieurs) a été répartie sur les poutres concernées.

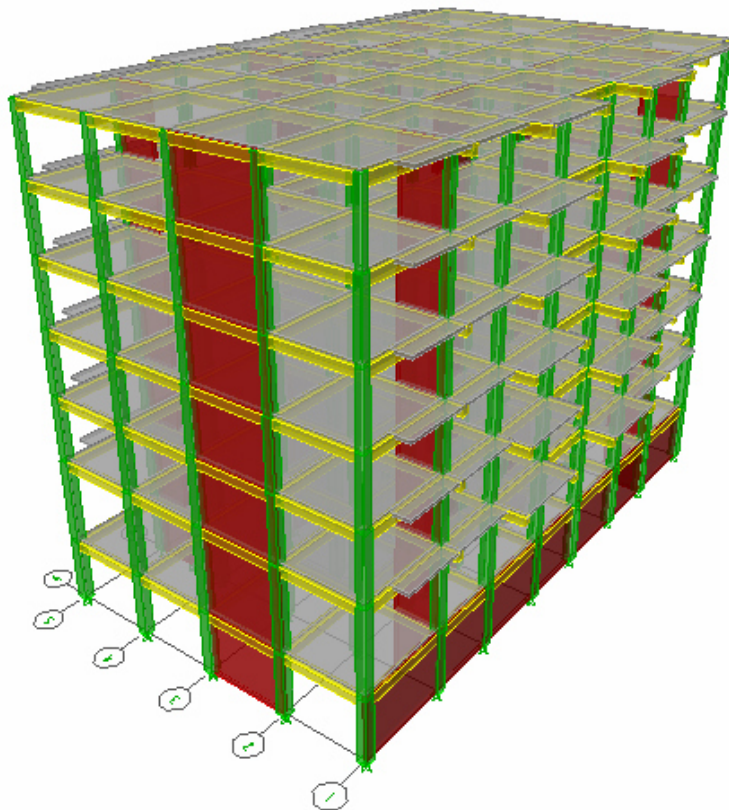


Figure IV.1 :Vue en 3D de la structure

❖ Choix de la disposition des voiles :

Dans cette partie, nous allons aborder l'analyse du comportement dynamique de plusieurs variantes cela afin d'aboutir à une meilleur conception parasismique, dans ce volet, nous serons ramenées à comparer les périodes propres des différentes variantes aux valeurs obtenues en appliquant les formules empirique du **(RPA99/V2003)**.

En premier lieu, le choix d'une variante est basé sur le fait d'avoir des mouvements de translations pour le premier et deuxième mode et pour le troisième mode un mouvement de torsion avec un faible coefficient de participation modale. Lors de la recherche d'une meilleure disposition de voiles, nous essayons au mieux de diminuer la distance entre le centre de masses et de rigidité cela afin d'avoir un moment de torsion, du à l'action horizontal qui peu sollicité la structure, le plus faible possible.

La disposition des voiles doit satisfaire certaines conditions:

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique.
- Assurer une excentricité minimale.
- Répartition homogène de masses et de rigidité

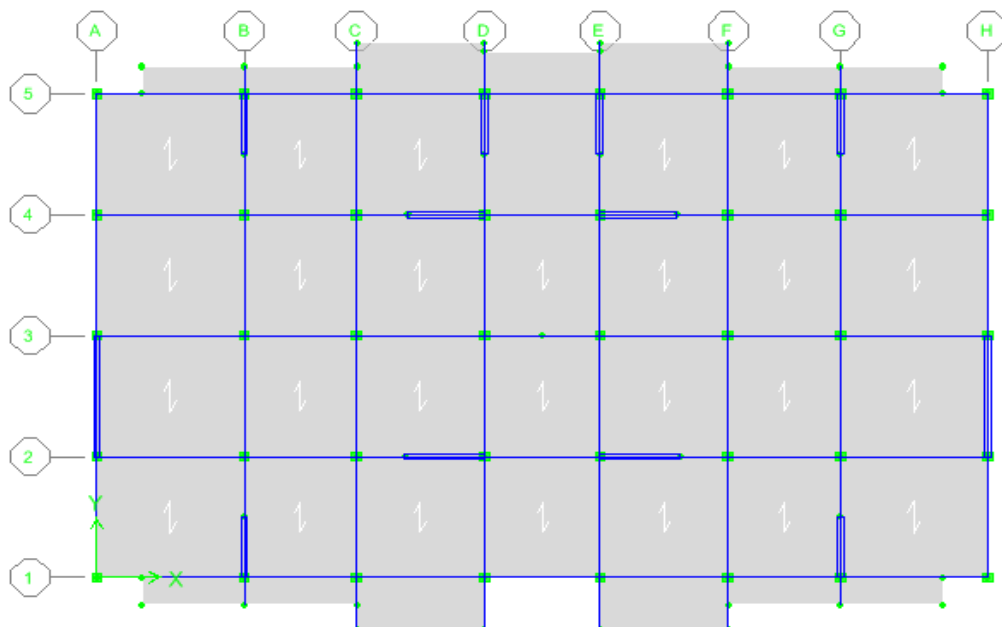


Figure IV.2 : Disposition des voiles.

❖ Calcul de l'excentricité :

L'excentricité C'est la distance entre le centre de gravité et le centre de torsion, pour toutes structures comportant des planchers horizontaux rigides dans leurs plans, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

1. Excentricité théorique.
2. Excentricité accidentelle.

Excentricité théorique :

$$e_x = |X_{CM} - X_{CR}|$$

$$e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}|$$

➤ Excentricité accidentelle :

L'excentricité exigée par la RPA (art4.2.7) est égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

$$e_a = \max \begin{cases} e_{ax} = 5\%L_x \\ e_{ay} = 5\%L_y \end{cases}$$

Tableau VI.1 : Centre de masse et Centre de rigidité.

Etage	Centre de masse			Centre de rigidité		Excentricité	
	Masse(KN)	XCM(m)	YCM(m)	XCR(m)	YCR(m)	Ex(m)	Ey(m)
Entre sol	442,7184	13,596	8,279	13,599	8,369	0,003	0,09
RDC	442,6338	13,596	8,28	13,598	8,353	0,002	0,073
1	442,8031	13,596	8,278	13,596	8,338	0	0,06
2	442,7184	13,596	8,279	13,595	8,326	0,001	0,047
3	442,7184	13,596	8,279	13,594	8,319	0,002	0,04
4	439,4799	13,596	8,309	13,593	8,316	0,003	0,007
5	344,1427	13,618	8,32	13,593	8,319	0,025	0,001

❖ **Mode de vibrations et taux de participation des masses :**

Tableau VI.2 : Participation massique.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,582401	69,1556	0	0	69,1556	0	0
2	0,527131	0	70,9796	0,0041	69,1556	70,9796	0,0042
3	0,43712	0,8495	0	69,835	70,0051	70,9796	69,8392
4	0,163273	13,3239	0	0,0002	83,3289	70,9796	69,8394
5	0,129659	0	17,1023	0,0001	83,3289	88,0819	69,8395
6	0,103826	0	0	19,8677	83,3289	88,0819	89,7071
7	0,072833	4,6986	0	0	88,0276	88,0819	89,7072
8	0,055166	0	5,645	0,0004	88,0276	93,7269	89,7075
9	0,045712	0,832	0	0	88,8596	93,7269	89,7075
10	0,040688	1,5844	0	6,1252	90,4439	93,7269	95,8327
11	0,032213	0	3,2963	0,0001	90,4439	97,0233	95,8328
12	0,02952	2,3077	0	0	92,7516	97,0233	95,8328

❖ **La période fondamentale de la structure**

Constatation :

- 1) Ce modèle présente une période fondamentale **T = 0,582s**.
 - 2) Les 1^{er} et 2^{ème} modes sont des modes de translation. 3^o/ Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.
 - 3) On doit retenir les 8 premiers modes, pour que le coefficient de participation massique atteigne les 90% (selon le RPA99).
- Selon le **RPA99V03** les valeurs de T_{dyn} calculées par l'ETABS ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques précédentes de plus de **30%**

$$T_{reg} = 1.3 T_{RPA}$$

$$T_{RPA} = C_T h_N^{\frac{3}{4}}$$

Avec :

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (n)

C_T : coefficient en fonction de système de contreventement, de type de remplissage (RPA tableau 4 -6)

Dans notre cas :

$$C_T = 0.05$$

$$h_N = 22.44\text{m}$$

$$T_{RPA} = 0.515\text{ s}$$

$$T_{\text{cal}} = 0.582\text{s} < 1.3 \times T_{RPA} = 0.756\text{s} \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

- **1^{er} mode** : c'est un mode de translation suivant l'axe X de période $T_1=0,582\text{s}$

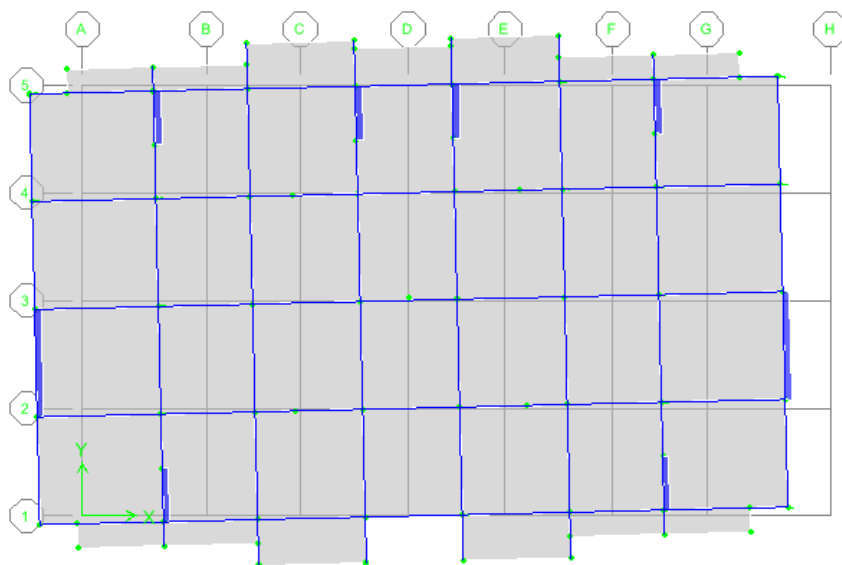


Figure IV.3 : 1^{er} mode de translation

- **2^{ème} mode** : c'est un mode de translation suivant l'axe Y de période $T_2=0,527\text{s}$

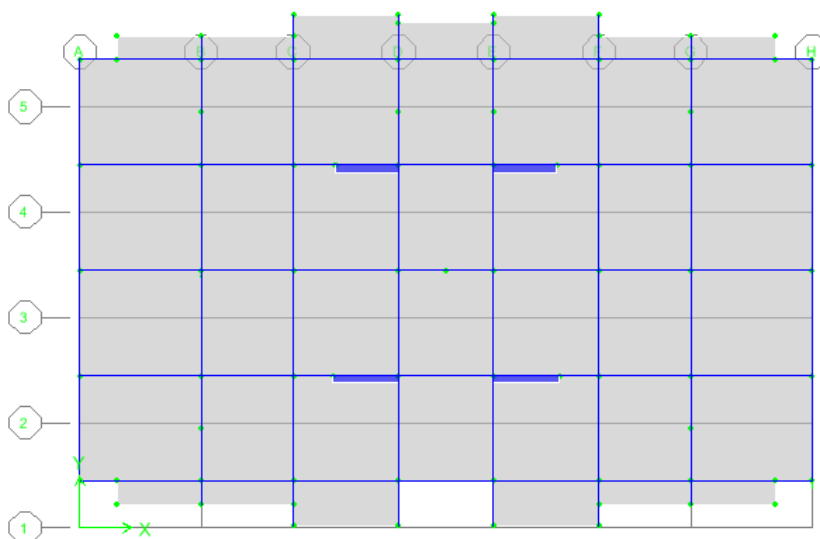


Figure IV.4: 2^{ème} mode de translation.

- **3^{ème} mode** : c'est un mode de rotation autour de l'axe Z de période $T_3=0,437s$

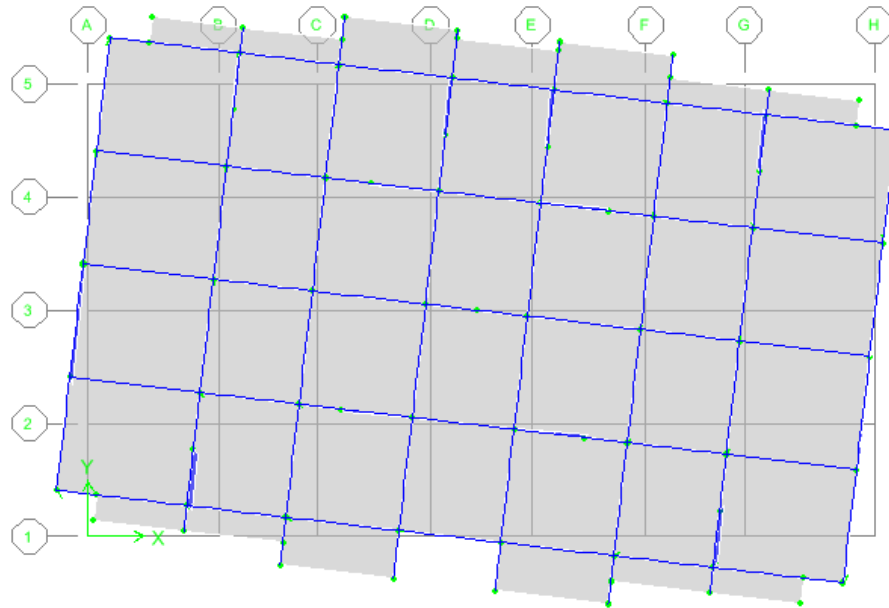


Figure IV.5 : 3^{ème} mode de rotation

IV.3.L'étude sismique

IV .3.1.Présentation des différentes méthodes de calcul :

Plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée ; le calcul de ces efforts sismiques peut être mené par trois méthodes :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

a- Méthode statique équivalente :

Dans cette 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.

La force sismique totale (V) appliquée à la base du bâtiment est calculée selon la formule suivante :

$$V = \frac{A D Q}{R T} w$$

A : coefficient d'accélération de zone

D : facteur d'amplification

Q : facteur de qualité

R : coefficient de comportement

W : poids total du bâtiment : $W=W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

1) coefficient d'accélération de zone A :

$A = 0.15$ (Zone IIa groupe d'usage 2).

2) Le facteur d'amplification dynamique moyen D :

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta (T_2/T)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec :

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site (tableau

4.7RPA2003). $T_1=0,15$ s (S_3 : site meuble) $T_2=0,5$ s

$\Rightarrow T_2 \leq T \leq 3s$

$\Rightarrow D = 2.5\eta (T_2/T)^{2/3} \eta$:

facteur de correction d'amortissement :

quand l'amortissement est différent de 5%. , η est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0,7$$

ξ (%) = 7% Pourcentage d'amortissement critique (portique en béton armée)

b- Méthode d'analyse modale spectrale:

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

c- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas 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.3.2.Choix de la méthode de calcul

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier certain nombre des conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99/version 2003).

Les conditions d'application la méthode statique équivalente :

Cette méthode ne s'applique que si

- La structure satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions précédentes, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : Tous les groupes d'usages.

Zone II : Groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2..... $H_T \leq 7$ niveaux ou 23m.

Groupe d'usage 1B..... $H_T \leq 5$ niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A..... $H_T \leq 3$ niveaux ou 10m.

Zone III : Groupe d'usage 2 et 3... $H_T \leq 5$ niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B..... $H_T \leq 3$ niveaux ou 10m.

- ✓ Notre structure est implantée en Zone IIa et de groupe d'usage 2 mais elle dépasse **17 m**. Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies. Il faut donc utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA 99 version 2003.

IV.3.3 Classification de l'ouvrage :

- Zone sismique : Zone III «Bouira »
- Groupe d'usage : groupe 2« bâtiment d'habitation dont la hauteur ne dépasse pas 48m»
- Site : « meuble S3 » les valeur de T1 et T2 sont respectivement 0,15et 0,5
- Système structurel : voiles-portiques.

➤ Condition d' RPA99/Version 2003 :

L'une des vérifications préconisée par le **RPA99** / version 2003 (art 4.3.6) est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de celle déterminée par l'utilisation de la méthode statique équivalente V .

Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacement moments) dans le rapport : $r = \frac{0.8 V}{V_t}$

IV.3.4. Application la méthode dynamique modale spectrale

❖ Spectre de réponse de calcul :

L'intérêt du spectre de réponse vient de ce que la réponse linéaire d'une structure complexe peut être obtenue en combinant les réponses de ses modes propres de vibration. L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

g : accélération de la pesanteur.

A : Coefficient d'accélération de zone (RPA 99. Tableau 4.1) Zone IIA

$A = 0,25$

Groupe 2

η : Facteur de correction d'amortissement qui dépend du pourcentage d'amortissement critique (Quand l'amortissement est différent de 5%) égale à :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \geq 0,7$$

ζ : Pourcentage d'amortissement critique $\Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0,882 > 0,7$

T_1 et T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site. (RPA art4.7) Dans notre cas

Site 3 $\Rightarrow T_1 = 0,15$ s ; $T_2 = 0,50$ s

Q : facteur de qualité (RPA 99. Tableau44).

On obtient le spectre de repense suivant :

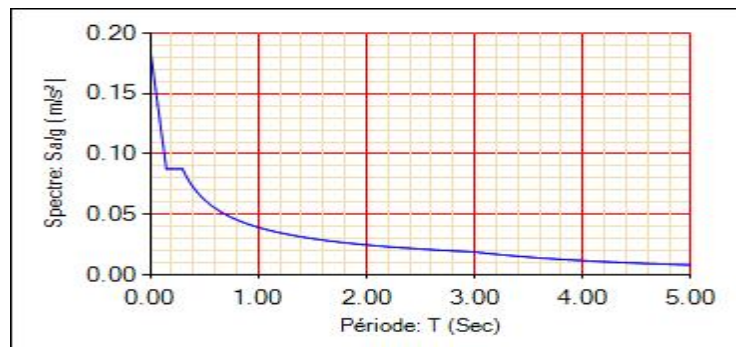


Figure IV.6: Diagramme de spectre de calcul.

❖ Facteur de qualité

Il dépend de certains critères qui sont pénalisants par leur observation ou non observation

$$Q = 1 + \sum_1^6 p_q$$

Critère Q	Observé (Oui ou Non)	P _q
Conditions minimales sur le files de contreventement	Non	0.05
Redondance en plan	Non	0.05
Régularité en élévation	Oui	0.00
Contrôle de qualité des matériaux	Non	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.1

Donc : $Q = 1.25$

IV.4.3.5.Méthode statique équivalente

❖ Principe :

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

1) Calcul de la force sismique totale :

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

$$V = \frac{A D Q}{RT} w$$

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment

D : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur de d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (**T**).

- **Coefficient d'accélération de zone (A) :**

Ce coefficient est donné suivant la zone sismique et le groupe du bâtiment.

Dans notre cas on a : groupe d'usage 2 ; A = 0,15 ; Zone sismique IIa

- **Facteur d'amplification dynamique moyen (D)**

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & \Longrightarrow 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & \Longrightarrow T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & \Longrightarrow T \geq 3 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

T_2 : Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site. Elle est donnée par le tableau (4.7 du RPA 99/version 2003).

- **Classification du site :**

Selon l' RPA2003, les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques du sol qui les constituent. Selon le rapport géotechnique relatif à notre bâtiment, on est en présence d'un sol meuble. Donc de **catégorie S3** (Site meuble : S3)

$$T_1 (S_3) = 0,15 \text{ sec}$$

$$T_2 (S_3) = 0,5 \text{ sec}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \eta \geq 0,7$$

D'où :

$\xi(\%)$: est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ : est donnée par le tableau (4.2 du RPA99V2003).

Nous avons une structure constituée portiques et de voiles avec un remplissage dense

$$\xi = 7 \quad \Longrightarrow \quad \eta = 0,88 > 0,7$$

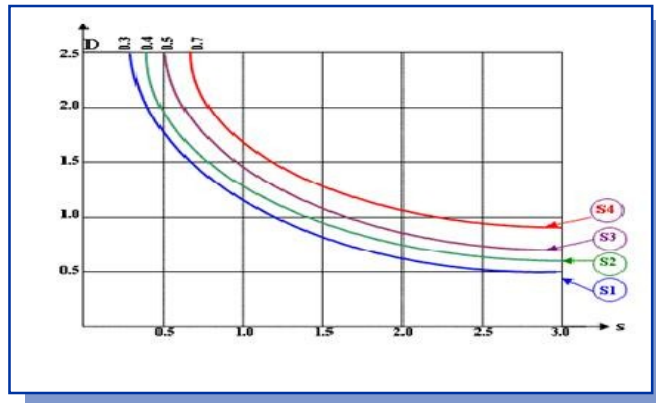


Figure IV.7 : Facture d'amplification dynamique.

2) Estimation de la période fondamentale(T) :

La valeur de la période fondamentale (**T**) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser est donnée par le (**RPA99/version2003**) par la formule:

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec:

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

$$h_N = 22.44 \text{ m}$$

C_T : est un coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le **tableau 4.6 du RPA99/Version2003**.

On a un contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé : **C_T = 0.05**

$$\text{Donc : } T_{\text{RPA}} = 0.05 \times (22.44)^{3/4} = 0,515\text{s}$$

Dans notre cas (contreventement assure partiellement ou totalement par voiles en béton armé), on peut également utiliser la formule suivante:

$$\sqrt{T} = 0,09 h_N / D \quad (\text{4.2.4 du RPA99/version2003})$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

a) Sens longitudinal : $d_x = 27.8 \text{ m} \quad \Longrightarrow \quad T_x = 0.383\text{s}$

b) Sans transversale : $d_y = 16 \text{ m} \quad \Longrightarrow \quad T_y = 0.504\text{s}$

D'après (**RPA99/version 2003**), il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

Donc: $T_x = 0,383s$ $T_y = 0,504 s$

On a: $T_2 = 0,5 s$

$T_2 \leq T_x \leq 3 s$

$0.5 s \leq T_x \leq 3 s$ donc: $D_y = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3}$

$T_2 \leq T_Y \leq 3 s \implies 0.5 s \leq T_Y \leq 3 s$ donc: $D_y = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3}$

$D_x = 2,5 \times 0.88 \times (0.5 / 0,383)^{2/3} = 2,62$ $D_x = 2,62$

$D_y = 2,5 \times 0.88 \times (0.5 / 0,504)^{2/3} = 2,18$ $D_y = 2,18$

- **Coefficient de comportement global de la structure (R) :**

Sa valeur est donnée par le tableau (4.3) de (**RPA 99/ version 2003**), en fonction du système de contreventement. Dans notre cas nous considérons le système (4a) (portique contreventés par des voiles) et la valeur de R est de 5.

- **Poids total de la structure (W) :**

W : est égal à la somme des poids **Wi** calculés à chaque niveau (**i**) : $W = \sum W_i$

$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

W Gi : Poids des charges permanentes et à celles des équipements fixes solidaires à la structure.

W Qi : charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau (4.5) du (**RPA99 version 2003**). Dans notre cas, (**le bâtiment à usage d'habitation**) $\beta = 0,20$. Donc à chaque niveau : $W_i = W_{Gi} + 0,2W_{Qi}$

$\implies W_t = 8520,348 \text{ KN.}$

Donc on a : $V = \frac{A.D.Q}{R} \cdot W$

- **Vérification des exigences de RPA99/2003**

- ❖ **Résolution des forces sismiques de calcul : (RPA99/version2003 (art 4.3.6))**

L'une des premières vérifications préconisées par le **RPA99/V2003** est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par

combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0.8 V$,

il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $r = 0.8V/V_t$

	V statique(KN)	V Dynamique(KN)	0.8% V _{stat}	0.8 V _{stat} < V _{dyn}
Sens X-X	1046,40	1884,44	837,120	C.V
Sens y-y	870,673	2096,31	696,538	C.V

- **Conclusion** :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la méthode dynamique modale spectrale est supérieure à **80 %** de celle obtenue par la méthode statique équivalente.

$V_{dyn} > 0.8 V_{stat}$C. V

- ❖ **Vérification des déplacements inter étage**

Le **déplacement horizontal** à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R\delta_{ek} \quad (\text{art 4-19 RPA2003})$$

δ_{ek} : Déplacement horizontal du aux force sismique

R : coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{art 4-20 RPA2003})$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

$$(\delta_k - \delta_{k-1}) \leq \bar{\Delta} = 0,01h_e$$

Avec h_e hauteur d'étage

Tableau VI.3:Déplacements latéraux inter-étage dans le sens XX'.

story	δ_{ek} (m)	R	$\delta k = R\delta_{ek}$ (m)	Δk (m)	$0.01h_e$ (m)	Observation
STORY7	0,0103	5	0,0515	0,007	0,0306	cv
STORY6	0,0089	5	0,0445	0,008	0,0306	cv
STORY5	0,0073	5	0,0365	0,009	0,0306	cv
STORY4	0,0055	5	0,0275	0,009	0,0306	cv
STORY3	0,0037	5	0,0185	0,0085	0,0306	cv
STORY2	0,002	5	0,01	0,0085	0,0408	cv
STORY1	0,0003	5	0,0015	0,0015	0,0206	cv

Tableau VI.4: Déplacements latéraux inter-étage dans le sens YY'

Story	δ_{ek} (m)	R	$\delta k = R\delta_{ek}$ (m)	Δk (m)	$0,01*he$ (m)	oobservation
STORY7	0,0094	5	0,047	0,047	0,0306	cv
STORY6	0,0078	5	0,039	0,0390	0,0306	cv
STORY5	0,0063	5	0,031	0,0315	0,0306	cv
STORY4	0,0047	5	0,023	0,0235	0,0306	cv
STORY3	0,0032	5	0,016	0,0160	0,0306	cv
STORY2	0,0018	5	0,009	0,009	0,0408	cv
STORY1	0,0004	5	0,002	0,002	0,0206	cv

- **Commentaire :**

On remarque que dans les deux sens les déplacements relatifs dus aux efforts sismiques sont inférieurs aux déplacements relatifs admissibles données par le **RPA**, donc la stabilité de l'ouvrage sous charges horizontales est assurée (**Art 5.10 du RPA/ version 2003 est vérifiée**).

- **❖ Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ : (RPA 99/V 2003. Art5-9**

Il faut calculer le coefficient $\theta_k = P_k \Delta_k / V_k h_k$ et le comparer avec le nombre 0,1 tel que

- Si $\theta_k < 0,10$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés
- Si $0,10 < \theta_k < 0,20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1 / (1 - \theta_k)$.
- Si $\theta_k > 0,20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau K.

V_K : effort tranchant d'étage au niveau « K »

Δ_k : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau « K-1 »

h_K : hauteur de l'étage « K »

Tableau IV.5: Vérification de l'effet P-Delta dans le sens XX'

Story	Pk(KN)	$\Delta_k(m)$	v_k	h_k (m)	Θ_k	observation
STORY7	3992,368	0,007	554,95	3,06	0,0164	cv
STORY6	4068,187	0,008	955,56	3,06	0,0111	cv
STORY5	4117,928	0,009	1283,08	3,06	0,0094	cv
STORY4	4164,053	0,009	1542,47	3,06	0,0079	cv
STORY3	4221,448	0,0085	1728,11	3,06	0,0067	cv
STORY2	4540,660	0,0085	1858,16	4,08	0,0050	cv
STORY1	4333,248	0,0015	1884,44	2,06	0,0016	cv

Tableau IV.6 : Vérification de l'effet P-Delta dans le sens YY'

Story	Pk(KN)	$\Delta_k(m)$	v_k	h_k (m)	Θ_k	observation
STORY7	937,402	0,0079	632,35	3,06	0,0038	cv
STORY6	1110,110	0,0074	1060,82	3,06	0,0025	cv
STORY5	1158,890	0,0079	1405,84	3,06	0,0021	cv
STORY4	1204,020	0,0074	1673,3	3,06	0,0017	cv
STORY3	1260,305	0,0069	1878,73	3,06	0,0015	cv
STORY2	1414,251	0,0070	2033,14	4,08	0,0011	cv
STORY1	1435,367	0,002	2096,31	2,06	0,0006	cv

❖ **Vérification des sollicitations normales : (RPA99/V2003.Art7.4.3.1)**

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante : $V=N_d / B_c \cdot f_{c28} \leq 0,3$

Où N_d : l'effort normal maximal.

B_c : section du poteau.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton.

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Tableau IV.7: vérification de l'effort normal

niveaux	Poteaux(cm)	Section(cm ²)	N(KN)	V	observation
ENTR SOL	45x45	2025	12810,60	0,25	$0,3 \leq CV$
RDC	45x45	2025	919,500	0,18	$0,3 \leq CV$
STORY1	45x45	2025	655,450	0,129	$0,3 \leq CV$
STORY2	40x40	1600	516,630	0,129	$0,3 \leq CV$
STORY3	35x35	1225	387,720	0,126	$0,3 \leq CV$
STORY4	35x35	1225	262,290	0,085	$0,3 \leq CV$
STORY5	35x35	1225	138,34	0,045	$0,3 \leq CV$

- **Commentaire**

Toutes les conditions sont satisfaites donc on garde les mêmes sections des poteaux (pas d'augmentation des sections).

Conclusion :

Toutes les conditions imposées par le règlement parasismique algérien sont vérifiées donc nous pouvons dire que la variante que nous avons fixée, après un calcul adéquat des éléments porteurs, pourra être satisfaisante pour résister à l'action sismique

❖ **Vérification de non renversement :**

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol fondation. Le moment de stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction avec :

M_s : moment stabilisant est égal à

$$\triangleright M_{\text{stabilisateur}} = M_{W/O} = W \times b$$

M_r : moment de renversement est égal à :

$$\triangleright M_{\text{Renversement}} = M_{F_i/O} = \sum F_i \times d_i$$

Il faut vérifier que:

$$\frac{\text{Moment stabilisation}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$$

Sens	W (KN)	b(KN)	M_s (KN.m)	M_r (KN.m)	M_s/M_r	Vérification
sensXX	8520,348	13,9	118432.83	76226,69	1.55	CV
SensYY	8520,348	8	68162.78	36902.05	1.847	CV

Conclusion :

On a ($M_s > 1,5 M_r$), donc L'ouvrage est stable au renversement dans les deux directions.

CHAPITRE

V

Etude des elements principaux

Introduction

Les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse statique de la structure retenue par le biais du logiciel ETABS et logiciel SOCOTEC.

- Les poutres sont soumises au moment fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.
- Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant, ils seront donc calculés en flexion composée.

Présentation de logiciel SOCOTEC :

- Ce logiciel a été développé par le Département Central de l'Informatique de Socotec .
- La diffusion et le support sont assurés par les Editions Eyrolles.
- 61, boulevard Saint-Germain.
- 75240 Paris Cedex 05 France.
- Parmi les programmes de logiciel on a BAEL.R (section rectangulaire) et BAEL.
- T (section T),Le programme permet le calcul des sections en béton armé soumises à la flexion simple ou composée.

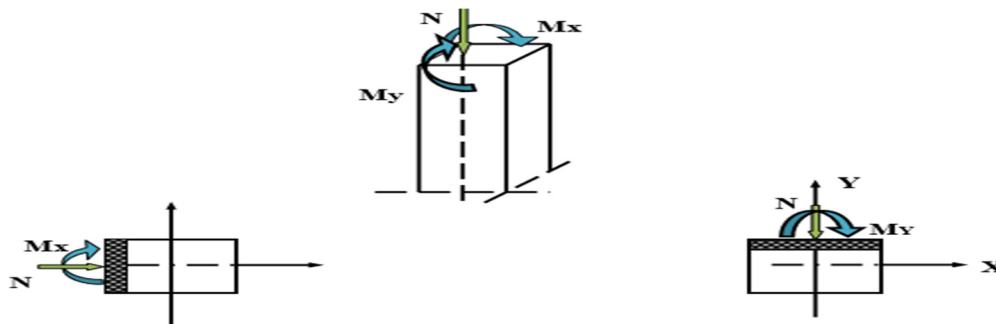
Il permet :

- Le calcul des sections d'aciers selon les règles BAEL 91 à l'Etat Limite Ultime (ELU).
- Le calcul des contraintes aciers et béton selon les règles BAEL 91 à l'Etat Limite de Service (ELS).

V.1. Ferrailage des poteaux

V.1.1. Etude de ferrailage :

Les poteaux sont calculés en flexion composée. Chaque poteau est soumis un effort (N) et à deux moments fléchissant (M_{x-x} , M_{y-y}).



Les armatures sont calculées à (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les cas suivants :

Tableau V.1.1: Coefficient de sécurité et caractéristiques mécaniques.

Situation	Béton				Acier		
	γ_b	Fc28 (MPa)	θ	σ_{bu} (MPa)	σ_s (MPa)	Fe (MPa)	γ_s
durable	1,5	25	1	14,17	348	500	1,15
accidentelle	1,15	25	0,85	18,48	400	500	1,00

a. Combinaisons des charges :

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- Selon BAEL 91 :

E.L.U : Situation durable :

$$1,35 G + 1,5 Q \dots\dots\dots (1)$$

- Selon le R.P.A 99/version 2003 : Situation accidentelle (article 5.2)

$$G + Q \pm E \dots\dots\dots (2)$$

$$0,8G \pm E \dots\dots\dots (3)$$

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes :

$$N_{\max} \quad ; \quad M_{\text{correspondant}}$$

$$N_{\min} \quad ; \quad M_{\text{correspondant}}$$

$$M_{\max} \quad ; \quad N_{\text{correspondant}}$$

Les sollicitations sont obtenues pour le cas le plus défavorable par ETABS :

Tableau V.1.2: Les sollicitations obtenues par ETABS.

		Nmin	Nmax	Mmax
ENTRESOL-RDC	comb	0.8G+E	ELU	G+Q+E
	N(KN)	-848.16	-1037.88	-595.86
	My(KNm)	-0.811	1.893	4.849
	Mz(KNm)	-12.328	-1.35	-31.004
N1-N2	comb	0.8G+E	ELU	G+Q+E
	N(KN)	-419.30	-714.52	-346.96
	My(KNm)	-9.904	-0.034	-6.161
	Mz(KNm)	-8.25	-2.599	-25.329
N3-N4	comb	0.8G+E	ELU	G+Q+E
	N(KN)	-237.14	-423.46	-82.58
	My(KNm)	-3.358	1.483	-8.098
	Mz(KNm)	-9.206	-1.31	-23.343
N5	comb	0.8G+E	ELU	G+Q+E
	N(KN)	-162.27	162.27	88.59
	My(KNm)	-2.389	2.389	20.186
	Mz(KNm)	-0.639	0.639	0.46

1. Ferrailage longitudinal

- **Recommandations de l'RPA99/V2003 :**
- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérences, droites et sans crochet.
- Leur pourcentage minimal est : $0,8\%b.h$ zone IIa
- Leur pourcentage maximal :
- $4\%b.h$ zone courante.
- $6\%b.h$ zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est : 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements : $40 \varnothing l$ zone IIa

- La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 20 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieure des zones nodales (zones critiques) $h' = \text{Max} (he/6, b1, h1, 60\text{cm})$.
- **Ferraillage minimum d'après le CBA93 :**

Condition de non fragilité :

$$A_{CNF} \geq \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

- **Recommandations du «BAEL99/V2003» :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\min} = \max \left(4\text{cm}^2 / \text{ml}, \frac{2B}{1000} \right) \\ A_{\max} = \frac{5B}{100} \end{array} \right.$$

B : section du béton = $b \times h$. ($b = h =$ côtes du poteau, $d = 0,9h$)

Tableau V.1.3: Ferraillage maximale et minimale des poteaux.

Niveau	Section	BAEL 91		CBA93	RPA99/V2003		
		Amin (cm ²)	Amax (cm ²)	Acnf (cm ²)	Amin (cm ²)	Amax (cm ²) zone courante	Amax (cm ²) zone de recouvrement
Zone 1	45x45	4.05	101.25	2.201	18.225	91.125	136.69
Zone 2	40x40	4	80	1,74	12.80	64	96
Zone 3	35x35	4	61.25	1.331	11.025	55.125	82.69
Zone 4	30x30	4	45	0.978	7.20	36	54

V.1.2.Exemple de calcul

V.1.2.1 Ferrailage longitudinal :

1^{er} cas : $N_{\max} = -1037.88\text{KN}$. $M_{2\text{corr}} = 1.893\text{KN.m}$ et $M_{3\text{corr}} = 1.35\text{KN.m}$.

- Section entièrement tendue :

- Calcul à L'ELU :

On prend comme titre d'exemple un poteau de (40×40) (cm²) :

$$\begin{cases} C=C'=2\text{cm} \\ S=45 \times 45 (\text{cm}^2) \\ l=408\text{cm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} N_{\max} = 1037.88\text{KN} \\ M_{2\text{corr}} = 1.893\text{KN.m} \end{cases}$$

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (Après exécution).

$$e_a = \max (2 \text{ cm} ; l / 250) = \max (2 \text{ cm} ; 1,632\text{cm}) \Rightarrow e_a = 2\text{cm}=0,02\text{m}.$$

e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles. $\Rightarrow e_1 = M_{\text{corr}} / N_{\max} = 0,0018\text{m}$

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre.

l_f : longueur de flambement du poteau.

$$\text{Si } \frac{l_f}{h} \leq \text{Max} \left(15, \frac{20 \times e_1}{h} \right)$$

On pourra utiliser la méthode forfaitaire.

$$l_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 4,08 = 2.856 \text{ m}.$$

$$2.856 \text{ m} < \max (15 ; 0.88) \text{ CV}.$$

la méthode forfaitaire est utilisable.

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10000 \times h} (2 + \alpha \phi)$$

$$\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{Mu}{1.5Ms} \right) = 0.74 \rightarrow e_2 = 0,0059\text{m}.$$

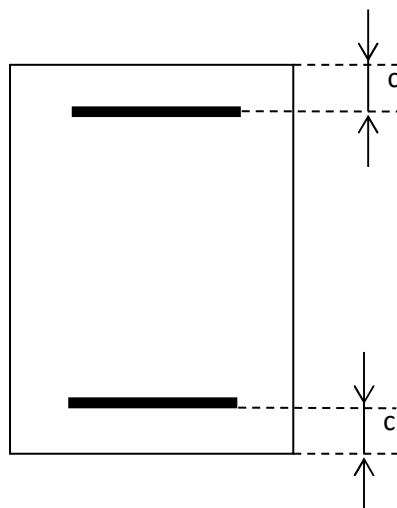


Figure V.1.1 : La section transversale.

$$e = (e_1 + e_a + e_2) = 0,0018 + 0,02 + 0,0059 = 0,0277 \text{ m.} \rightarrow e = 0,0277 \text{ m}$$

$$M_{u \text{ corr}} = N_u \times e = 1037,88 \times 0,0277 = 28,75 \text{ KNm.}$$

Les efforts corrigés:

$$N \text{ max} = 1037,88 \text{ KN; } M \text{ corrigé} = 28,75 \text{ KN.m}$$

$$M_{u_a} = M_{u \text{ corr}} + N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 28,75 + 1037,88 \times (0,405 - 0,2) = 241,515 \text{ KN m.}$$

$$\begin{cases} \mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0,230 \\ \mu_{bc} = 0,8 \frac{h}{d} \left(1 - 0,4 \frac{h}{d} \right) = 0,4938 \end{cases} \quad \mu_{bu} < \mu_{bc} \text{ (Section partiellement comprimée)} \Rightarrow \mu_{lu} = 0,379$$

Donc : on a

$$\mu_{lu} \geq \mu_{bu} \Rightarrow A' = 0.$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0,33 \\ Z = d \left(1 - 0,4\alpha \right) = 0,3513 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_u = \frac{M_{ua}}{Z \times \sigma_s} = \frac{241,515 \times 10^3}{35,13 \times 348} = 19,75 \text{ cm}^2$$

$$A_{fc} = A_u - \left(\frac{N_u}{f_{ed}} \right) = 19,75 - (1037,88 \times 10 / 348) = -10,074 \text{ cm}^2.$$

$A_{fc} < 0$ Les mêmes opérations pour 2^{ème} cas et 3^{ème} cas

• Conclusion :

$$A_{adopté} = \max \left(A_{Cal}, A_{CNF}, A_{\min(RPA)} \right)$$

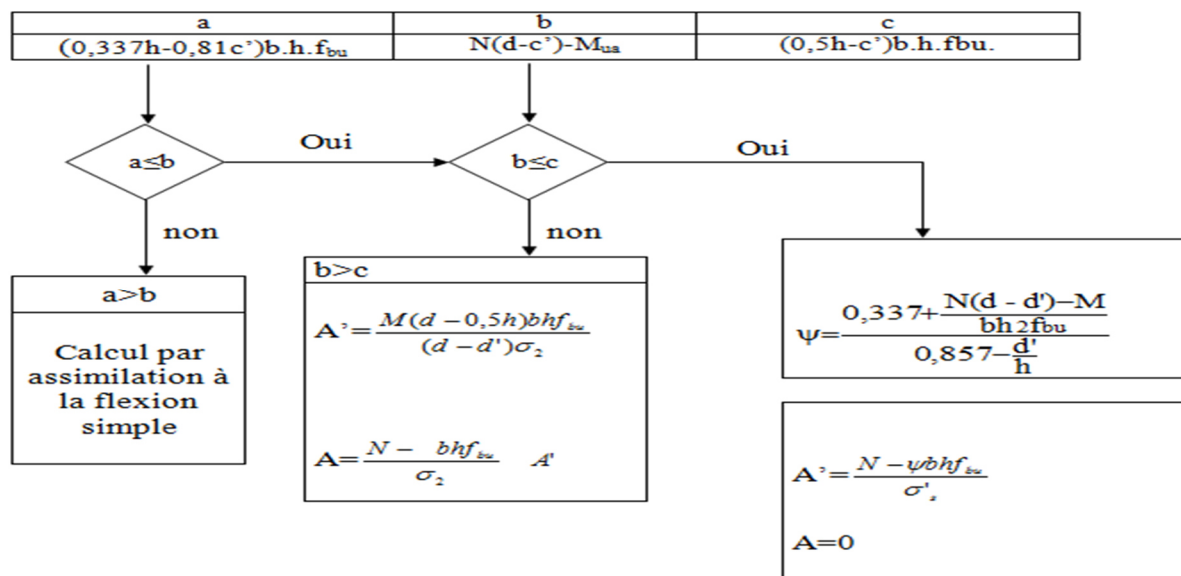


Figure V.1.2 : Organigramme de calcul des poteaux.

Les résultats du ferrailage longitudinal sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.1.4 : Ferrailage longitudinal des poteaux.

Niveau	Poteau	comb	N(KN)	My (KNm)	Mz (KNm)	A _{cal} (cm ²)	A _{cnf} (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A adoptée/face
Entresol -RDC	P45	ELU	-1037.88	1.893	-1.35	15.06	2.201	18.825	2T20+1T16
		0.8G+E	-848.16	-0.811	-12.32	13.10			
		G+Q+E	-595.86	4.849	-31.00	10.85			
N1-N2	P40	ELU	-714.52	-0.034	-2.599	10.49	1.74	12.80	3T16
		0.8G+E	-419.3	-9.904	-8.25	6.86			
		G+Q+E	-346.96	-6.161	-25.32	7.13			
N3-N4	P35	ELU	-423.46	1.483	-1.31	6.23	1.331	11.025	3T14
		0.8G+E	-237.14	-3.358	-9.206	4.32			
		G+Q+E	-82.58	8.098	-23.34	3.41			
N4	P30	ELU	162.27	2.389	0.639	0	0.978	7.20	3T12
		0.8G+E	-162.27	-2.389	-0.639	2.60			
		G+Q+E	88.59	20.186	0.46	0.90			

La longueur minimale des recouvrements est de $= 45 \times 2 = 90 \text{ cm}$

V.1.2.2 Calcul d'armature transversale

Selon RPA les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule

$$\text{suivante : } \frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_U}{h_1 \cdot f_e}$$

V_U : est l'effort tranchant de calcul. ; h_1 : hauteur totale de la section brute.

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

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égale:

- $\rho_a = 2.5$ si l'élanement géométrique $\lambda_g \geq 5$.
- $\rho_a = 3.75$ si l'élanement géométrique $\lambda_g < 5$.
- t : est l'espacement des armatures transversales

- **Espacement des cadres:**

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

-Dans la zone nodale : $t \leq 10 \text{ cm}$ en zone III.

-Dans la zone courante : $t' \leq \text{Min}(b_1 / 2, h_1 / 2, 10\phi_1)$ en zone III.

Où : ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On adopte un espacement de 8cm en zone nodale et 15 cm en zone courante.

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ est donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3 \% \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8 \% \text{ si } \lambda_g \leq 3 \end{array} \right. \quad \text{Si } 3 < \lambda_g < 5 : \text{ interpoler entre les valeurs limites précédentes.}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de $10 \phi_t$.

- **Zone courante:**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 4.08}{0.45} = 6.35 > 5 \text{ donc : } \rho_a = 2.5 \quad ; \quad A_t = 0.15 \left(\frac{2.5 \times 120.97 \times 10000}{0.45 \times 400000} \right) = 2.52 \text{ cm}^2$$

Soit : 3.14 cm², 4 HA10

La quantité d'armatures transversales minimale $A_t / t \cdot b$ en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 6.35 : 0,3\%, \text{ la section minimale est } \frac{A_t}{t \times b} > 0,3\% \text{ (RPA99/V2003).}$$

$$\frac{3.14}{45 \times 15} = 0,465\% > 0,3\% \text{ Vérifiée.}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochés à 135° ayant une longueur de $10\phi_t = 10\text{cm}$.

- **Zone nodale:**

$$\lambda_g = 6.35 > 5 \text{ donc } \rho_a = 2.5 \quad ; \quad A_t = 0.08 \left(\frac{2.5 \times 120.97 \times 10000}{0.45 \times 400000} \right) = 1.344 \text{ cm}^2$$

Soit : 2.01 cm², 4 HA8

La quantité d'armatures transversales minimale $A_t / t \cdot b$ en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 6.35 : 0,3\%, \text{ la section minimale est } \frac{A_t}{t \times b} > 0,3\% \text{ (RPA99/V2003).}$$

$$\frac{2.01}{45 \times 8} = 0,558\% > 0,3\% \text{ Vérifiée.}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochets à 135°; ayant une longueur de $10\phi_t = 8\text{cm}$.

On prend : $10\phi_t = 10\text{cm}$.

V.3 Vérifications diverses :

V.3.1 Vérification du poteau a l'effort tranchant :

$$\text{Vérification de la contrainte de cisaillement : } \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{120.97 \times 10^{-3}}{0.45 \times 0.405} = 0,664 \text{ MPa.} \\ \tau_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \\ \tau_u < \bar{\tau}_u \text{ condition vérifiée.} \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux suivants :

- **Zone courante :**

Tableau V.1.5 : Armature transversale (Zone courante).

Niveau	V (KN)	B (cm)	τ_u (MPa)	t' (cm)	λ_g	ρ_a	A_t (cm ²)	%MIN	A_{min} prendre (cm ²)
ES-RDC	120.97	45	0.664	15	6.35	2.5	2.52	0.3	10.05
N1-N2	84.70	40	0.588	15	7.65	2.5	1.98	0.3	6.53
N3-N4	57.46	35	0.521	15	8.74	2.5	1.54	0.3	6.53
N5	15.70	30	0.194	15	7.14	2.5	0.49	0.3	6.53

- **Zone nodale :**

Tableau V.1.6 : Armature transversale (Zone nodale).

Niveau	V (KN)	b(cm)	τ_u (MPa)	t(cm)	λ_g	ρ_a	A_t (cm ²)	%MIN	A_{min} prendre (cm ²)
S/sol_RDC	120.97	45	0.664	10	6.35	2.5	1.344	0.3	3.02
N1-N2	84.70	40	0.588	10	7.65	2.5	1.059	0.3	3.02
N3-N4	57.46	35	0.521	10	8.74	2.5	0.82	0.3	3.02
N5	15.70	30	0.194	10	7.14	2.5	0.26	0.3	3.02

Tableau V.1.7 : Ferrailage transversal des poteaux.

Poteaux	Section (cm ²)	A_t zone courante	A_t zone nodale	St (courante)cm	St (nodale)cm
Pot 01	45 x 45	20T8	6T8	15	10
Pot 02	40x40	13T8	6T8	15	10
Pot 03	35x35	13T8	6T8	15	10
Pot 04	30 x30	13T8	6T8	15	10

V.3.2 Vérification des contraintes :

La fissuration est peu préjudiciable, on vérifie seulement la contrainte dans le béton. Le calcul se fait pour le cas le plus défavorable.

Tableau V.1.8 : Vérification des contraintes.

SECTION	N (KN)	My (KNm)	Mz (KNm)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	vérification
45x45	751.91	1.363	-0.971	3.8	15	Conditions vérifiées
40x40	517.23	-0.055	-1.742	3.5	15	
35x35	306.57	1.05	-0.768	2.5	15	
30x30	119.96	0.464	1.759	0.71	15	

V.3.3 Vérification au flambement :

Nous effectuerons la vérification au flambement du poteau le plus sollicité.

$$N_{\max} = 1037.88 \text{KN} \quad ; \quad l_f = 0.7l_0 = 2.856 \text{m}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}; \text{ avec } i = \sqrt{\frac{I}{B}}; \begin{cases} I = 0,0034 \text{m}^4 \\ B = 0,2025 \text{m}^2 \end{cases}$$

Soit: $i = 0,129 \text{m} \Rightarrow \lambda = 22,05$

$$d'ou : 0 < \lambda < 50 \Rightarrow \Delta = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,79$$

On doit vérifier que:

$$B_r \geq \frac{N_{\max}}{\Delta \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{f_e}{100\gamma_s} \right)} = 710,09 \text{cm}^2.$$

Nous avons :

$$B_r = (45-2)^2 = 1849 \text{cm}^2. \implies \text{Condition vérifiée.}$$

V.3.4. Schéma de ferrailage :

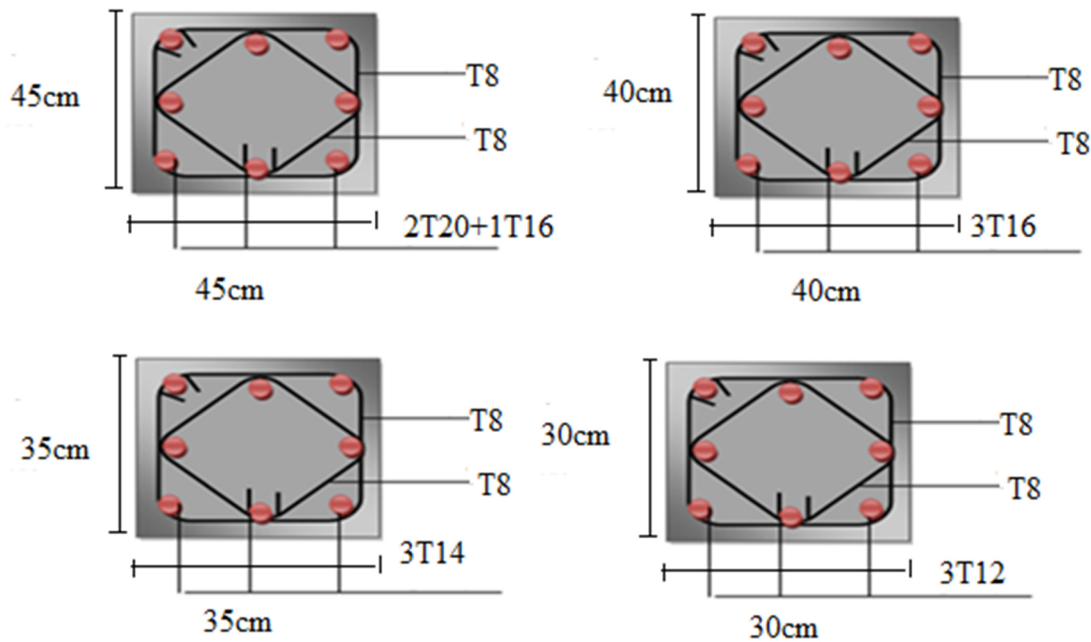


Figure V.1.3 : Schéma de ferrailage.

V.4. Ferrailage des poutres

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts du plancher vers les poteaux. Elles sont sollicitées par un moment fléchissant et un effort tranchant.

Leur ferrailage donc est déterminé en flexion simple à l'état limite ultime (ELU), puis vérifiés à l'état limite de service (ELS), suivant les recommandations du RPA 99/version 2003.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par l'ETABS 9.7, qui résultent des combinaisons les plus défavorables, présenté par le RPA et le BAEL 91 :

1,35G+1,5Q ; G+Q ; G+Q±E ; 0,8G±E

V.4.1. Calcul du ferrailage :

Dans notre structure on a les types des poutres suivants :

- ✓ Poutres principales (45x30) cm.
- ✓ Poutres secondaires (40x30) cm.

V.4.2. Exemple de calcul :

On va prendre comme exemple de calcul les poutres principales :

V.4.2.1. Calcul des armatures longitudinales

a) Ferrailage en travée:

$\theta=1$; $\gamma_b=1.5$; $\gamma_s=1.15$; $f_{bu}=14.2\text{Mpa}$; $\sigma_s=348\text{Mpa}$; $M_t \text{ max} = 71.153$

$$A_s = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = 0.1018$$

Pour **FeE400** => $\mu_l = 0,392$ (tableau BAEL 91 art 2.1.3)

$\mu_{bu} = 0,1018 < \mu_l = 0,392$ et => **la section est simplement armée $A' = 0$**

Calcul d'armatures tendus A_{st} :

$\mu_{bu} = 0,1018 < 0,275$ (d'après le BAEL91 art 2.3.1 on calcule Z) $Z = d (1 - 0,6\mu_{bu}) = 0.3802$ m

$s = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348$ MPA ; $A_{st1} = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = 5.37$ cm , **On adopte : 3T16 = 6.03 cm²**

b) Ferrailage en appuis :

$\theta = 0,85$ $\gamma_b = 1,15$; $\gamma_s = 1$; $f_{bu} = 21.7$ Mpa ; $\sigma_s = 400$ Mpa ; $\mu = M_{umas} / b \cdot d^2 \cdot f_{bc} = 0.1648$

Pour **FeE400** => $\mu_l = 0,392$ (tableau BAEL 91 art 2.1.3)

$\mu_{bu} = 0,1648 < \mu_l = 0,392$ et => la section est simplement armée $A' = 0$

Calcul d'armatures tendus A_{st} : => $Z = d (1 - 0,6\mu_{bu}) = 0,3649$ m $A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = 12.05$ cm²

1. Condition de non fragilité (BAEL91) :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.467 \text{ cm}^2$$

2. Pourcentage exigé par RPA99/version 2003 :

♦ **poutres principale :**

$A_s \min = 0,005 * 45 * 30 = 6.75$ cm² > A_s calculée

$A_s \max = 0.04 * 45 * 30 = 54$ cm² (Zone courante)

$A_s \max = 0.06 * 45 * 30 = 81$ cm² (Zone de recouvrement)

♦ **poutres secondaires :**

$A_s \min = 0,005 * 40 * 30 = 6$ cm² > A_s calculée

$A_s \max = 0.04 * 40 * 30 = 48$ cm² (Zone courante)

$A_s \max = 0.06 * 40 * 30 = 72$ cm² (Zone de recouvrement)

3. Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 40\Phi$

Le ferrailage des poutres principales et secondaires est résumé dans les tableaux suivants :

Tableau V.2.1 : Ferrailage des poutres principales.

Poutre	M (KN.m)		As (cm ²)	Choix des barres	Amin (cm ²)	Amax (cm ²)	Aadopté (cm ²)
	Sur appuis	En travée					
PP (45x30)	Sur appuis	176	12,05	3HA16+3HA20	6,75	48	15,45
	En travée	71,153	5,37	3HA20	6,75	48	9,42

Tableau V.2.2 : Ferrailage des poutres secondaires

Poutre	M (KN.m)		As (cm ²)	Choix des barres	Amin (cm ²)	Amax (cm ²)	Aadopté (cm ²)
	Sur appuis	En travée					
PS (44x30)	Sur appuis	141,15	10,89	6HA16	6	48	12,06
	En travée	69,8	6,02	3HA16	6	48	6,03

V.4.2.2. Calcul des armatures transversales :

a) Selon le BAEL91

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t \geq \frac{0,4bSt}{f_e}$

b : largeur de la poutre ;

St : l'espacement des armatures transversales $St \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm})$;

On adopte les espacements suivants : **St = 20cm**

Pour la poutre (45x30) cm :

Donc : $A_t \geq 0,4 \times 0,3 \times 0,20 / 400 \Rightarrow A_t \geq 0,6 \text{ cm}^2$

Avec : un diamètre des armatures d'âme :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = \phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{45}{35}; 1.2; \frac{30}{10}\right) \quad \text{soit : } \phi_t = 8\text{mm}$$

b) Selon le RPA99/version 2003 :

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$

L'espacement maximal :

- En zone nodale : $S_t \leq \min(h/4 ; 12\phi L) = 11,25$ donc $S_t = 10\text{cm}$

- En zone courante : $S_t \leq h/2 = 45/2 = 22,5$. $S_t = 20\text{cm}$

On adopte les espacements suivants :

- En zone nodale : $S_t = 10\text{cm}$;

- En zone courante : $S_t = 20\text{cm}$

On aura alors : $A_t = 0.003 \times S_t \times b = 1,8 \text{ cm}^2 > 0.6 \text{ cm}^2$

Le choix des barres est le suivant : $4\Phi 8$: $A_t = 2.01\text{cm}^2$

S_t (adopté) = $\text{Min}(S_{t,B.A.E.L.}, S_{t,RPA})$: $S_t = 20\text{cm}$

On aura un cadre et un étrier de diamètre « $\Phi 8$ ».

• **Vérification des contraintes tangentielles conventionnelles :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \quad \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,20 f_{c28} / \gamma_b ; 5\text{MPa}) = 3.33\text{MPa} \quad (\text{Situation durable}).$$

Tableau V.2.3: Vérification de contrainte de cisaillement des poutres.

poutre	Contrainte de cisaillement				
	Localisation	Vu (KN.m)	τ_u (Mpa)	τ_u (Mpa)	OBS
PP(45x30)	Sur appui	113.82	0.936	3.33	CV
	En travée	90.24	0.742	3.33	CV
PS(40x30)	Sur appui	136.13	1.260	3.33	CV
	En travée	69.03	0.639	3.33	CV

- **Armature inferieure tendu sur appui d'about :**

$$A \geq \frac{1.15 V_{u\max}}{f_e} = 3.27 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2 \rightarrow A_s = 12.06 \text{ cm}^2 > 3.27 \text{ cm}^2$$

- **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

$$V_u \max \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} b \cdot a$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} a = b - c - 2\text{cm} = 30 - 3 - 2 = 25\text{cm} \\ \gamma_b = 1,5 \end{array} \right.$

$$V_u \max \leq 0.267 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28} = 500.63\text{KN} \rightarrow V_u \max = 113.82 < 500.63\text{KN}$$

- **Vérification de l'état limite de déformation (la flèche):** On doit vérifier que:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots (1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \dots\dots\dots (2) \\ \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots (3) \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche est inutile sauf si l'une des trois conditions n'est pas vérifiée.

Avec : **L**: la portée entre nus d'appuis (L=4.95m).

Mt: moment maximum en travée.

M0: moment isostatique

As: section d'armature tendu correspondante.

Tableau V.2.4: vérification à la flèche.

Poutres	Condition			Observation
	N°1	N°2	N°3	
Poutres principales (45×30)	0.978 > 0.0625	0.978 > 0.016	0.0049 < 0.0105	Vérifier
Poutres secondaire (40×30)	1.125 > 0.0625	1.125 > 0.02	0.0087 < 0.0105	Vérifier

V.4.2.3 Vérification des contraintes à l'ELS :

La vérification des poutres à l'ELS est effectuée comme suit:

$$\overline{\sigma}_{bc} \text{ est donnée par : } \overline{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 [MPa] \quad Y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d \cdot A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 [A_s (y - d)^2 + A'_s (d - y)^2] \quad \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y$$

$$\sigma_b < \overline{\sigma}_{bc}$$

- **Exemple de calcul (poutre principale) (45x30):**

$$\overline{\sigma}_{bc} \text{ est donnée par : } \overline{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 [MPa]$$

$$Y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d \cdot A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right] \Rightarrow Y = 18,45 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 [A_s (y - d)^2 + A'_s (d - y)^2] \Rightarrow I = 175481,69 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y \Rightarrow \sigma_b = 4,33 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Ok}$$

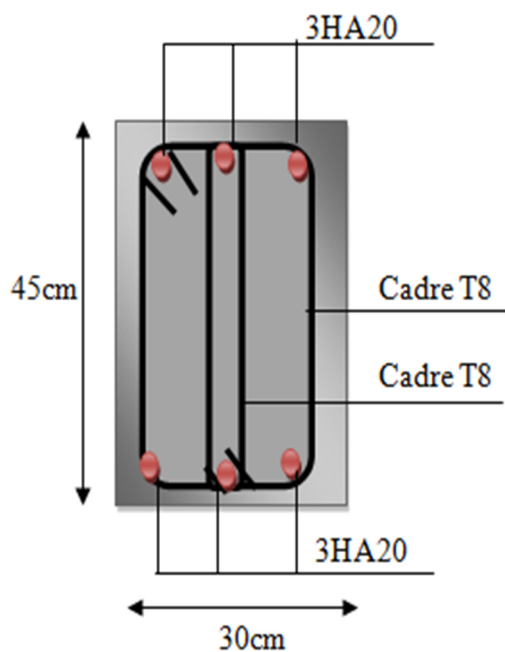
Les résultats de calculs sont indiqués dans les tableaux suivants :

Tableau V.2.5: Vérification des poutres à l'ELS.

Poutre		M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	Obs
PP(45x30) RDC	Travée	41,263	18,45	175481,69	4,33	15	CV
	Appui	29,794	15,38	125542,86	3,65	15	CV
PS(40x30) RDC	Travée	15,91	15,66	113245,04	2,2	15	CV
	Appui	9,82	12,02	69378,94	1,70	15	CV

V.4.3. Schéma de ferrailage des poutres :

Poutre principale en travée :



Poutre principale en appuis :

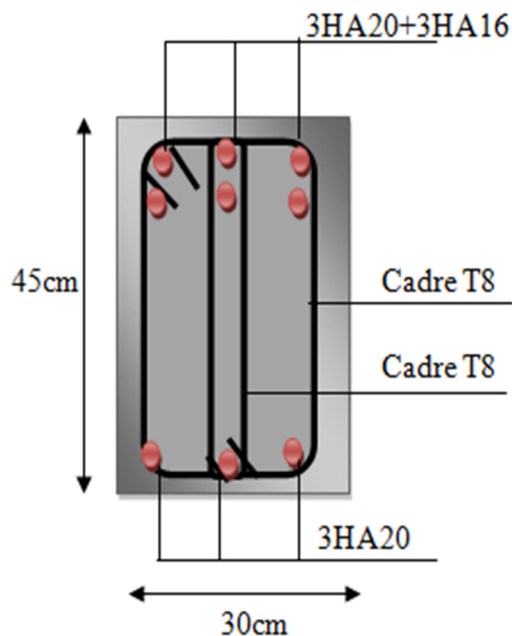
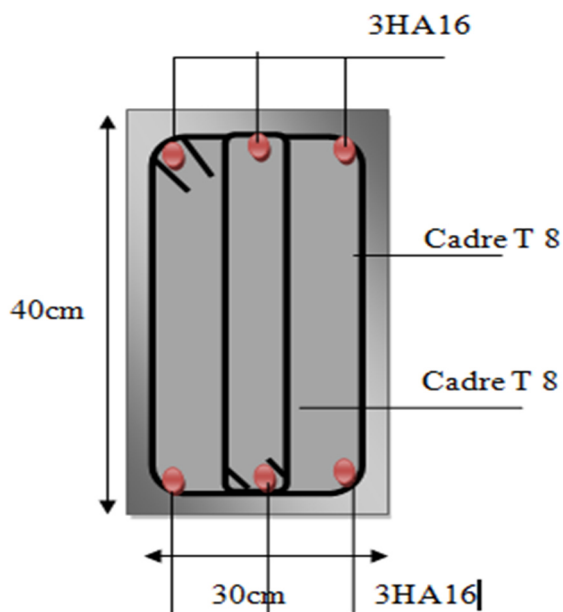


Figure V.2.1 : Schéma de ferrailage des Poutres principale

Poutre secondaire en travée :



poutre principale en appuis :

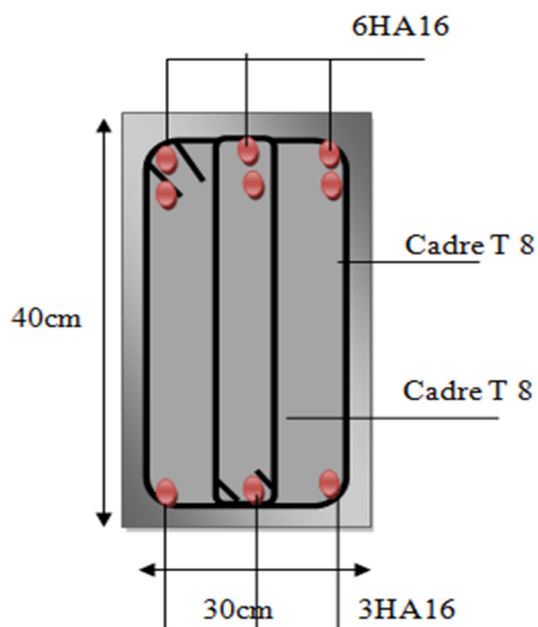


Figure V.2.2 : Schéma de ferrailage des Poutres secondaires.

V.5.Ferraillage des voiles

V.5.1 : Introduction :

Dans une structure, les voiles de contreventement, outre leurs rôles porteurs vis-à-vis des charges verticales, sont particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales grâce à leurs rigidités importantes dans le plan.

Les sollicitations engendrées dans les voiles sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action sismique
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation et des charges sismiques.

Ainsi les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant sous les combinaisons des efforts dus aux charges verticales et horizontales ($G; Q$ et E).

Dans le but de faciliter la réalisation et de réduire les calculs, on décompose notre bâtiment en 03 zones :

- les niveaux (RDC) zone I
- les niveaux (2-3) zone II
- les niveaux (4-5) zone III

Les voiles seront calculées en flexion composée ce qui nécessitera une disposition du ferraillage suivant :

- armatures verticales.
- armatures horizontales.
- armatures transversales.

V.5.2 Les combinaisons d'action:

Les combinaisons des actions sismiques et des actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données ci après:

La réglementation en vigueur BAEL et RPA99/ V2003 exige les combinaisons ci-contre.

- **Etat limite ultime :**

-Situation durable et transitoire : $1,35G + 1,5 Q$

-Situation accidentelle : $G + Q \pm E$, $0,8 \pm E$

- **Etat limite de service :** $G + Q$

V.5.3 Recommandations de RPA :

- **Armatures verticales :**

Sont destinés à reprendre les effets de flexion, ils sont disposés en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

-Le pourcentage minimum sur toute la zone tendue est de 0.20%.

-Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur de voile.

-L'espacement des barres verticales doit être réduit de moitié sur $l/10$ de la largeur de voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm. Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

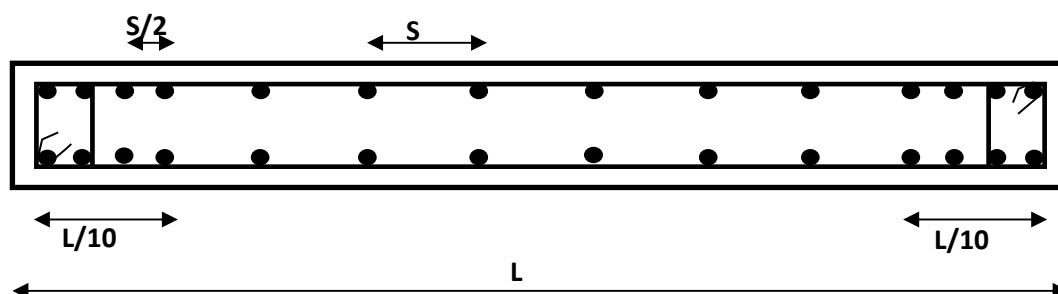


Figure V.3.1 : disposition des armatures verticales dans les voiles.

- **Armatures horizontales:**

Dans le calcul du ferrailage des voiles, le **RPA 99V2003** préconise les règles suivantes :

-Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135^0 ayant une Longueur de 10ϕ .

-L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $S \leq 1.5.a$ (a : épaisseur du voile) ; $S \leq 30cm$.

-Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

-Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être à :

-40 ϕ pour les barres situées dans la zone où le renversement du signe des efforts est possible.

-20 ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

D'après le BAEL:
$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

- **Armatures transversales :**

Elles sont perpendiculaires aux faces du voile ; elles servent de lien entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel, ces armatures sont généralement des épingles au nombre de quatre au moins par mètre carré.

- **Armature de potelet:**

on doit prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par barres verticales, dont la section est supérieure ou égale à 4HA10.

- **Armature de couture :**

Le long de joint de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par des aciers de couture dont la section est donnée par la formule suivante :

$$A_{Vj} = 1.1 \frac{T}{F_e} \quad ; \quad T = 1.4 \times V_U$$

V_U : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit être ajoutée à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

- **Règle communes :**

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales des voiles est donné comme suit :

-Globalement dans la section du voile est égale à 0.15% de la section.

-En zone courante égale a 0.10% de la section.

V.5.4 : Ferrailage des voiles :

On procédé par la méthode des tronçons, (la méthode de RDM) qui se fait pour une bande de largeur.

V.5.4.1 Expose de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations favorisant la traction avec les formules suivantes (formule de RDM). Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M V}{I} ;$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M V}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué

M : Moment fléchissant appliqué.

B : Section transversale du voile.

B : Section transversale du voile.

I : l'inertie de voile

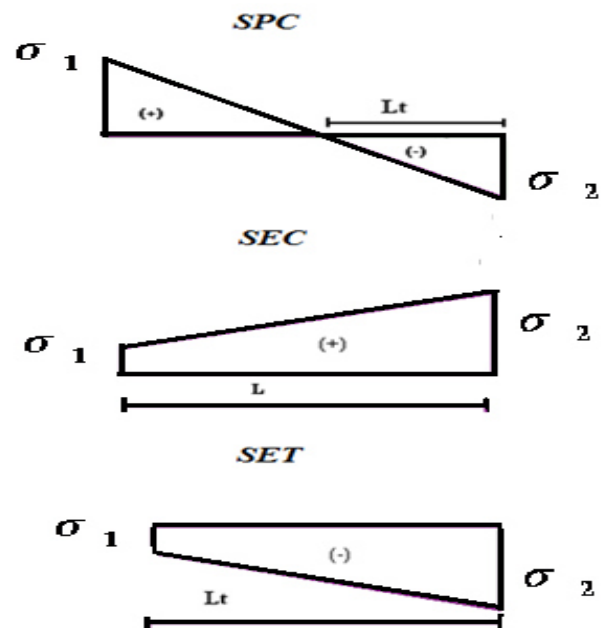


Figure V.3.2 : Diagramme des contraintes.

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L \quad L_c : \text{la longueur de la zone comprimée.}$$

$$L_t = L - L_c \quad L_t : \text{Longueur tendue.}$$

Détermination de l'effort normal ultime :**-Section partiellement comprimée (SPC) :**

$$N_{ul} = \frac{\sigma_2}{2} L_t . e$$

Avec :

L_t : section d'armatures verticales

e : épaisseur du voile

-Section entièrement comprimée (S.E.C) :
$$N_{ul} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} l_c . e$$

-Section entièrement tendue (S.E.T) :
$$N_{ul} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} L_t . e$$

- **Armatures minimales selon le BAEL:**

-Compression du béton :

On doit vérifier :

$$A_{\min} \leq A \leq A_{\max}$$

Avec :
$$A_{\min} = \max(4\text{cm}^2 / \text{m de périmètre}; 0,2 \cdot \frac{B}{100})$$

$$A_{\max} = 5 \cdot \frac{B}{100} \quad B : \text{Section du béton.}$$

-Traction simple :

$$A_{\min} \geq B \cdot \frac{F_{128}}{F_e} \quad \text{avec: } B : \text{Section du béton.}$$

-Espacement :

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA révisé 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq (1,5xe, 30\text{cm}) \quad \text{Avec :}$$

e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

-Longueur de recouvrement :

Elle doit être égale à :

-40 Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

-20 Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les Combinaisons possibles de charges.

V.5.4.2.Vérification :

- **Vérification à l'ELS:**

Pour cette état, on considère : $N_{ser}=G+Q$; $\sigma_b = \frac{N}{B+15A} \leq 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$

Avec: **N:** effort normal appliqué (N_{ser}).

B: section de béton

A: section d'armature adoptée

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

-D'après le RPA :
$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} \\ \text{ou : } \tau_b = \frac{V}{b_0.d} \end{array} \right. \text{ avec : } V=1.4V_u \text{ calcul}$$

b_0 : épaisseur de voile

d : hauteur utile =0.9.h

h : hauteur totale de la section brute

✓ D'après le BAEL 91:

On doit vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u \iff \tau_u = \frac{V_u}{b.d}$ Avec τ : contrainte de cisaillement

On à aussi $\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right)$

V.5.5. Exemple d'application :

Nous proposons le calcul détaillé pour le voile V₃ :

▪ **Détermination des sollicitations :**

A partir de fichier résultats de l'ETABS on a tiré les sollicitations suivantes :

Tableau. V.3.1: résultats de l'ETABS.

Cas	M (kN.m)	N _u (kN)
S1	1205,29	3452,15
S2	1486,164	3112,88
S3	14,75	94,8

- S1 : M_{max} ; N_{correspondant} . ;

- S2 : M_{min} ; N_{correspondant} ;

- S2 : N_{min} ; M_{correspondant} .

a. Les caractéristique géométrique de voile V₃ :

$$I = (0.2 \times 2.5^3) / 12 = 0.26 \text{ m}^4 \quad I : \text{inertie du voile}$$

$$\Omega = 0.2 \times 2.5 = 0.5 \text{ m}^2 \quad \Omega : \text{surface en plan du voile}$$

$$v = L/2 = 2.5/2 = 1.25 \text{ m} \quad v : \text{la position de l'axe neutre}$$

b. Armatures verticales

1^{ere} cas: M_{max} = 1205.3 KN.m, N_{cor} = 3452.149 KN

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I} = \frac{3452.149}{0.5} + \frac{1205.3 \times 1.25}{0.26} \Rightarrow \sigma_1 = 12.69 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.v}{I} = \frac{3452.149}{0.50} - \frac{1205.3 \times 1.25}{0.26} \Rightarrow \sigma_2 = 1,1 \text{ MN/m}^2$$

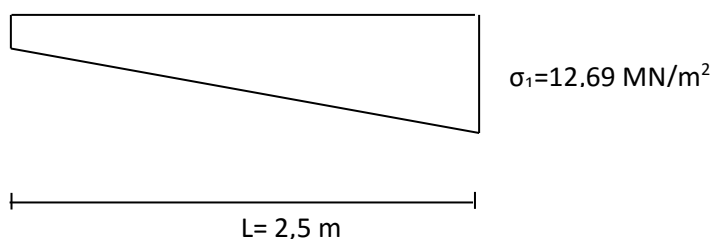


Figure V.3.3 : les contraintes dans le voile V3

2^{ere} cas: $M_{\min} = -3112,88 \text{ KN.m}$, $N_{\text{cor}} = 1486,164 \text{ KN}$

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I} = \frac{1486.164}{0.5} + \frac{3112.88 \times 1.25}{0.26} \Rightarrow \sigma_1 = 17,93 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.v}{I} = \frac{1486.164}{0.50} - \frac{3112.88 \times 1.25}{0.26} \Rightarrow \sigma_2 = -12 \text{ MN/m}^2$$

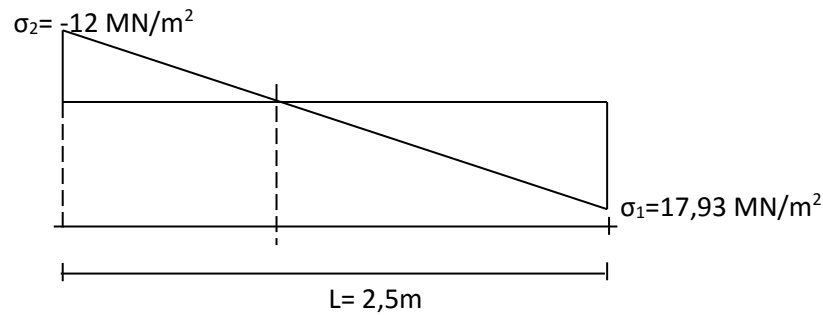


Figure V.3.4 : les Contraintes de la bande

- Calcul de la longueur de la zone comprimée (L_c) :

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 2,5 \left(\frac{17,9}{17,9 + 12} \right) = 1,5 \text{ m} ; L_c = L - L_t = 2,5 - 1,5 = 1 \text{ m}$$

$$d \leq \min(h_e/2, (2/3) \times l_c) = 1 \text{ m} ; \text{ soit : } d = 1 \text{ m}$$

- Calcul de σ_1' : $\text{tg } \alpha = \sigma_2 / L_t = -8 \Rightarrow \text{tg } \alpha = \sigma_1' / (L_t - d) \Rightarrow \sigma_1' = \text{tg } \alpha (L_t - d) = 4 \text{ MN/m}^2$

$$\sigma_1' = \frac{N_1}{\Omega'} + \frac{M_1.v_1'}{I'} = 4 \text{ MN/m}^2 ; \sigma_2 = \frac{N_1}{\Omega'} - \frac{M_1.v_1'}{I'} = -1,2 \text{ MN/m}^2$$

$$I' = (0,2 \times 1^3) / 12 = 0,0166 \text{ m}^4 ; v_1' = 1/2 = 0,5 \text{ m} ; \Omega' = 0,2 \times 1 = 0,2 \text{ m}^2$$

Donc:

$$N_1 = (\Omega' / 2) \times (\sigma_1' + \sigma_2), N_1 = -800 \text{ KN}$$

$$M_1 = (I' / 2v_1') \times (\sigma_1' - \sigma_2), M_1 = 265 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{300}{800} = 0,375 \text{ m} > d/6 = 0,16 \text{ m} \text{ et } N \text{ est un effort de compression, donc on a dans un}$$

état d'une section partiellement comprimée (S.P.C).

Soit : $c = c' = 5\text{cm}$; $A_s = 19,63$; $A'_s = 19,63$

c. Condition de non fragilité :

$$A_{zt} \geq A_{CNF} = 0.23 b h f_{tj} / f_e = 5,433\text{cm}^2$$

A partir de l'art 7.7.4.1 du RPA 99/version 2003, les armatures de zone tendue avaient un pourcentage au moins égal à 20%, alors : $A_{zt} = 0.002 e \times L_t = 0.002 \times 0,2 \times 1,5 = 6\text{cm}^2$

d. Le minimum du RPA est donné par :

$$A_{\min \text{ RPA}} = 0.0015b.h = 7,5\text{cm}^2 ; A_s = \max (A_{s1} , A_{s2} , A_{\min \text{ RPA}}) = 19,63\text{cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} = A_s + A_{v_j} = 19,63 + 2,5 = 22,13\text{cm}^2$$

On adopte la section des armatures suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone courante: soit } 8\text{HA14 par face /ml } (A_s = 12,32\text{cm}^2) \\ \text{Zone d'about } L/10 = 25\text{ cm : soit. } 3\text{ HA14 /face /ml } (A_s = 4,62\text{cm}^2) \end{array} \right.$$

e. Espacement :

En zone courante : $S_t \leq \min (1.5e, 30) = 15\text{ cm} \Rightarrow$ Soit : $S_t = 15\text{cm}$.

En zone d'about, d'après le RPA : $S_{ta} = S_t/2 = 10\text{cm}$.

V.5.6. Schéma de ferrailage pour le voile V3 :

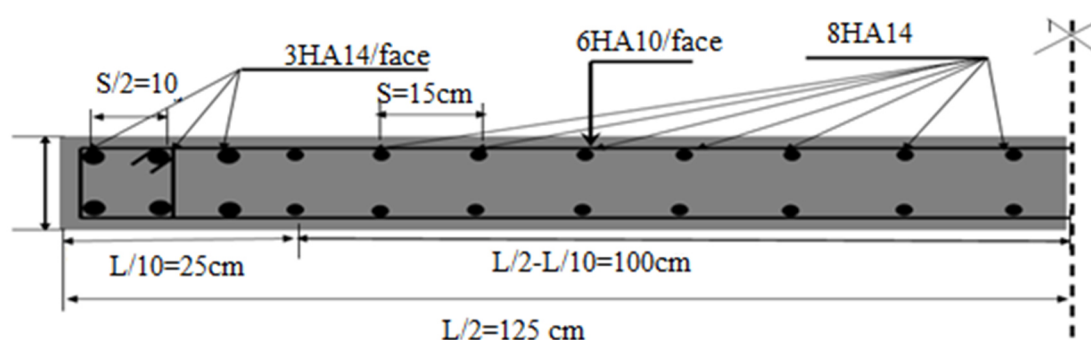


Figure V.3.5 : Schéma de ferrailage pour le voile V3.

CHAPITRE

VI

Etude de l'infrastructure

Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auxquelles elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielles de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ; soit par l'intermédiaire d'autre organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

VI.1.Stabilités des fondations

Les massifs des fondations doivent être en équilibre sous l'action :

- des sollicitations dues à la superstructure qui sont :

Des forces verticales ascendantes ou descendantes, des forces obliques, des forces horizontales et des moments de la flexion ou de torsion

- des sollicitations dues au sol qui sont :

Des forces verticales ascendantes ou descendantes, des forces obliques (adhérences, remblais).

Les massifs de fondation doivent être stable c'est-à- dire qu'ils ne doivent donner lieu à des tassements que si ceux-ci permettant la tenue de l'ouvrage, des tassements uniformes sont admissibles dans certaines limites mais des tassements différentiels sont rarement compatibles avec la tenue de l'ouvrage.

Il est nécessaire d'adopter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage , l'études géologique et géotechnique a pour le but de préciser le type, le nombre et la dimension des fondations nécessaire pour fonder un ouvrage donnees sur un sol donnée.

VI.2.Différents types des fondations

Il existe quatre catégories de fondations :

- ✓ **les fondations superficielles** : lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage, sont à faible profondeur (semelles isolées sous poteau semelles filantes sous mur radier).
- ✓ **les fondations profondes**: lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage, sont à une grande profondeur (puit, pieux).
- **les fondations spéciales** : on site les colonnes ballastées qui sont des colonnes en pierres ou de graviers ciments, on l'intègre dans le sol sous des semelles isolées par exemples.

✓ **les fondations surfacique ou radier :**

Il existe quatre (04) types de radiers :

1. Le radier dalle pleine (le plus courant).
2. Le radier nervuré.
3. Le radier champignon sous poteau.
4. Le radier voûte.

L'emploi d'un radier se justifier lorsque :

- La contrainte admissible à la compression du sol est faible.
- Quand le bon sol est situé en trop grande profondeur.
- Les autres types de fondations transmettraient au sol des contraintes trop élevées.
- L'aire totale des semelles est supérieure à la moitié de l'aire occupée par le bâtiment.
Les charges apportées par l'ensemble du bâtiment ne risquent pas d'entraîner des tassements différentiels incompatibles.

VI.3.Choix de type de fondation

La connaissance de la nature est absolument indispensable pour savoir à quel niveau nous disposons d'un terrain d'assise suffisamment résistant.

✓ Facteur de choix du type de fondation :

- La nature de l'ouvrage.
- La nature du terrain.
- La mise en oeuvre des fondations : terrain sec, présence d'eau.
- Le type d'entreprise : matériel disponible et compétence.
- Le coût des fondations : facteur important mais non décisif.

✓ Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol
- Le chevauchement des semelles
- Le mode constructif de la structure

✓ Le choix des fondations doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité)
- Facilité d'exécution (coffrage)
- Economie

L'étude géologique du site a donné une contrainte admissible de 0.2 MPa

Remarque :

Le bâtiment étudié est une structure mixte (portique+ voile) , donc la solution de semelles isolées est à écarter .On aura le choix entre les semelles filantes et le radier général.

VI.3.1.Semelles filantes :

La surface du la semelle sera déterminer en vérifiant la condition :

$$\frac{N}{S_{semelle}} \leq \sigma_{sol} \quad \Longrightarrow \quad S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$N_u = 46169.23 \text{ KN} ; \sigma_{sol} = 2 \text{ bars} = 0.20 \text{ Mpa}$$

$$S \geq \frac{46169.23}{0.2} = 230.846 \text{ m}^2$$

Conclusion :

La surface totale des semelles occupent plus de 50% du la surface d'emprise de l'ouvrage, on est donc amené a opter le radier général Ce type de fondation présente plusieurs avantages:

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la pression exercée par la structure sur le sol
- La réduction des tassements différentiels
- La facilité d'exécution

VI.5.Calcul d'un radier général**VI.5.1.L'épaisseur du radier****➤ Condition forfaitaire:**

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante : $\frac{L_{max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{max}}{5}$

$L_{max} = 4.50 \text{ m}$: la plus grande distance entre deux files successifs.

D'où : $56.25 \text{ cm} \leq h_r \leq 90 \text{ cm}$.

Condition de rigidité :

$$L_e = \frac{2L_{max}}{\pi} \geq \sqrt{\frac{4EI}{Kb}} \quad \text{avec } I = \frac{bh^3}{12}$$

L_{max} : plus grande distance entre deux points d'appuis.

L_e : longueur élastique.

E: Module d'élasticité du béton $E = 32164.2 \text{ Mpa}$

b: largeur du radier (bande de 1 mètre).

K: coefficient de raideur du sol rapporté à l'unité de surface Pour un sol moyen: $K = 40 \text{ MN/m}^3$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL \max^4}{E\pi^4}} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times (4.5^4)}{32164.2\pi^4}} \Rightarrow h = 63.14 \text{ cm}$$

➤ **Condition de non poinçonnement :**

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°, La vérification se fait par la formule suivante :

$$N_u \leq \frac{0.0045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier. N_u : Charge de calcul à l'E.L.U

h : Epaisseur totale du radier.

• **Pour les voiles:**

$$N_u = 4058.91 \text{ KN}$$

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b')$$

$$\begin{cases} a' = a + h \\ b' = b + h \end{cases}$$

$$\mu_c = (a + b + 2h) \cdot 2 = (0.20 + 4.2 + 2 \times 0.8) \cdot 2 = 12 \text{ m}$$

$$h \geq \frac{N_u}{0.045 \mu_c} \left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) = 0.45 \text{ m}$$

• **Pour les poteaux :**

$$N_u = 1161.63 \text{ KN}$$

$$\mu_c = (a + b + 2h) \cdot 2 = (0.4 + 0.4 + 2 \cdot 0.8) \cdot 2 = 4.8 \text{ m}$$

$$h_p \geq \frac{N_u}{0.045 \mu_c} \left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right)$$

Conclusion :

Pour satisfaire a toute les conditions précédentes on prend comme hauteur de radier: **h= 80cm.**

Vue que la hauteur est importante en opte pour un radier nervuré.

❖ Condition de coffrage

a) Pour des nervures :

La hauteur de la poutre et donnée par la formule suivante :

$$h_p = \frac{L_{max}}{10} = \frac{450}{10} = 45 \text{ cm}$$

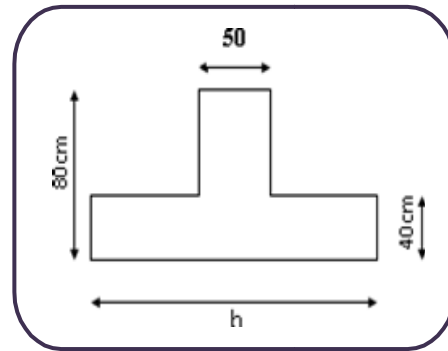
$$\text{Soit : } h_p = 80 \text{ cm ; } b_p \geq \frac{h_p}{2} = \frac{80}{2} = 40 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } b_p = 50 \text{ cm}$$

b) Pour la dalle :

$$h_p \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{450}{20} = 22.5 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } h_p = 40 \text{ cm}$$



VI.5.2. Détermination des efforts

❖ La surface minimale du radier :

Calcul de débordement :

$$D \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 40 \text{ cm on prend } D = 50 \text{ cm}$$

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bâtiment}} + S_{\text{debord}} \Rightarrow S_{\text{radier}} = 431.36 \text{ m}^2$$

Calcul des sollicitations :

$$G_{\text{rad}} = \rho \cdot h_{\text{rad}} \cdot S_{\text{rad}} + \text{poid des nervures}$$

$$G_{\text{rad}} = 25 \times 0.4 \times 431.36 + [(0.8 - 0.4) \times 0.5 \times 25 \times 257.7] = 5602.1 \text{ KN}$$

$$G_{\text{bâtiment}} = 30069.22 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{total}} = 3714.45 \text{ KN}$$

$$G_{\text{total}} = G_{\text{rad}} + G_{\text{bâtiment}} = 35671.32 \text{ KN}$$

Les combinaisons de calcul :

$$N_u = 1.35 G_T + 1.5 Q$$

$$= 53727.96 \text{ N}_{\text{ser}}$$

$$G_T + Q = 39385.77$$

❖ Vérification de surface du radier :

$$\text{à l'ELU : } S_{\text{rad}} \geq \frac{N_U}{\sigma_{adm}} = \frac{53727.96 \times 10^{-3}}{1.33 \times 0.15} = 269.31 \text{ m}^2$$

$$\text{à l'ELS : } S_{rad} \geq \frac{N_s}{\sigma_{adm}} = \frac{39385,77 \times 10^{-3}}{0,15} = 262,57 \text{ m}^2$$

VI.5.3. Les vérifications

❖ Vérification de la pression hydrostatique :

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la Pression hydrostatique

$$G_T \geq \alpha S_{rad} \times \gamma_w \cdot Z$$

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement = 1.5

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$)

Z : Profondeur de l'infrastructure = 1.8m

$$\alpha S_{rad} \cdot \gamma_w \cdot Z = 1,5 \times 10 \times 1,8 \times 431,36 = 11646,72 \text{ KN}$$

$G_T = 35671,22 \text{ KN} > 11646,72 \text{ KN} \Rightarrow$ Pas de risque de soulèvement de la structure.

❖ Condition de non cisaillement :

D'après le règlement **CBA93 (Art. A.5.1)** on doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{\text{ultim}} = 0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ MPa} .$$

$$V_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2}$$

$$V_u^{\max} = \frac{N_u \cdot b \cdot L_{\max}}{S_{rad} \cdot 2} = \frac{58727,95 \times 1 \cdot 4,5}{431,36 \cdot 2} = 280,25 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{280,25}{1 \times 0,72} = 0,39 \text{ MPa} \leq \tau = 1,16 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

Calcul du CDG et les moments d'inertie :

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suit :

$$X = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S}$$

$$Y = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S}$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré ;

(X_i, Y_i) : Centre de gravité du panneau considéré.

Les coordonnées du centre de gravité du radier sont : $X_G = 13.91$ m ; $Y_G = 8.85$ m

Le moment d'inertie est donné par : $I = (I_i + S_i d_i^2)$

Avec

I_i : moment d'inertie du panneau (i)

S_i : aire du panneau considéré(i)

D_i : distance entre le CDG du panneau (i) et le CDG du radier

Les moments d'inertie suivant les deux directions sont : $I_{xx} = 7520.95 \text{ m}^4$

$I_{yy} = 21697.83 \text{ m}^4$

❖ Vérification de la stabilité au renversement :

D'après le **RPA2003 (art 10.1.5)** le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$$

Avec :

e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : moment dû au séisme.

N : charge verticale permanente.

$N = 0,8 N_G = 24055.37 \text{ KN}$

$$\text{Sens X-X : } e = \frac{77226.69}{24055.37} = 3.21 \text{ m} < \frac{A}{4} = 7.05 \text{ m} \dots\dots\dots \text{ CV}$$

$$\text{Sens Y-Y : } e = \frac{77902.25}{24055.37} = 3.24 \text{ m} < \frac{B}{4} = 4.62 \text{ m} \dots\dots\dots \text{ CV}$$

La stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens.

❖ Vérification des contraintes sous le radier :

Les contraintes transmises au sol par le radier devront être compatibles avec le risque de rupture du sol situé sous le radier.

La résultante des charges verticales ne coïncide pas avec le centre de gravité de l'aire du radier, donc les réactions du sol ne sont pas uniformément réparties, leur diagramme est triangulaire ou trapézoïdale. Quel que soit le diagramme, la valeur de la contrainte

moyenne est donnée par la formule suivante : $\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \cdot \sigma_{adm}$; $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{MV}{I}$

Le radier est sollicité par les efforts suivants :

N : effort normal de calcul.

M : Moment d'excentricité dus aux charges verticales : $M = N \times e$

➤ *Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau suivant :*

Tableau VI.3: Vérification des contraintes sous le radier

	ELS		ELU	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
N (KN)	33783.67	33783.67	46165.12	46165.12
M (KN.m)	10810.77	22635.06	14772.84	30930.63
V (m)	13.91	8.95	13.91	8.95
I (m ⁴)	7520.95	21697.83	7520.95	21697.83
σ_1 (KN/m ²)	98.31	87.65	134.34	119.78
σ_2 (KN/m ²)	58.32	68.98	79.69	94.26
σ_{moy} (MPa)	0.088	0.082	0.12	0.11
σ_{adm} (MPa)	0.2	0.2	0.2	0.2
Vérification	CV	CV	CV	CV

❖ **Vérification de la stabilité :**

Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a développement d'un moment reversant.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :

M_0 : Moment sismique à la base de RDC

T_0 : L'effort tranchant a la base de RDC

h:profondeur de l'infrastructure

A cet effet, les extrémités du radier doivent être vérifiées :

- Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison $0,8G \pm E$;
- Aux contraintes de (compression) maximales avec la combinaison $G + Q + E$.

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau suivant :

Tableau VI.4: Vérification de soulèvement

	0,8+E		G+Q+E	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
N (KN)	24055.37	24055.37	24055.37	24055.37
M (KN.m)	86954.98	87548.37	86954.98	86954.98
V (m)	13.91	8.95	13.91	8.95
I (m ⁴)	7520.95	21697.83	7520.95	21697.83
σ_1 (KN/m ²)	128.339128	91.8786144	216.589614	19.6540729
σ_2 (KN/m ²)	16.8064403	19.6540729	105.056926	73.822479
σ_{moy} (MPa)	0.092	0.073	0.136	0.073
σ_{adm} (MPa)	0.2	0.2	0.2	0.2
Vérification	CV	CV	CV	CV

VI.3.4.Ferraillage du radier

Pour le calcul du ferraillage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL 91. Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie. Les panneaux sont encastres sur 4 appuis ; on distingue deux cas de figure :

1^{er} cas : si : $\alpha < 0.4$ la flexion longitudinale est négligeable $\implies M_{ox} = q_u L^2/8 ; M_{oy} = 0$

2^{eme} Cas : Si : $0.4 \leq \alpha \leq 1$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

* Dans le sens de la petite portée $L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L^2$

* Dans le sens de la grande portée $L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

* Les valeurs de μ_x, μ_y sont données par le BAEL.

a) Ferraillage du panneau:

Le calcul de ferraillage se fait par une bande de 1ml, On choisie le panneau le plus défavorable :

$$L_x = 3.25\text{m} , L_y = 4.5 \text{ m}$$

Évaluation des charges est surcharge

à ELU :

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) / S_{rad}$$

$$q_u = \frac{53727.96}{431.86} = 124.55 \text{ KN/m}^2 \text{ à ELS :}$$

$$q_{ser} = (G + Q) / S_{rad}$$

$$q_{ser} = \frac{39385.77}{431.86} = 91.30 \text{ KN/m}^2$$

Correction des moments :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.25}{4.5} = 0.72$$

$$0 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

Sens longitudinal :

$$M_x = \mu_x q l^2$$

$$M_{tx} = 0.75 M_x$$

$$M_{ax} = 0.50 M_x$$

Sens transversal :

$$M_y = \mu_y M_x$$

$$M_{ty} = 0.75 M_y$$

$$M_{ay} = 0.50 M_y$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau suivant :

Tableau VI.5: Calcul des sollicitations

	ELS		ELU	
	Sens xx	Sens yy	Sens xx	Sens yy
μ	0.0719	0.6063	0,0658	0,4624
M (KN.m)	69.33	42.03	86.56	40.18
Mt(KN.m)	52.00	31.52	64.92	30.13
Ma(KN.m)	34.66	21.01	43.28	20,09

Calcul des armatures :

$$b=1\text{m} \quad h=40\text{cm} \quad d=36\text{cm} \quad f_{bu}=14.2\text{MP}$$

A L'ELU :**Tableau VI.6:** calcul des armatures

	Sens XX		Sens YY	
	appuis	travée	appuis	travée
M(kn.m)	43.28	64.92	20,09	30.13
As(cm²)	3.55	5.33	1,65	2,47
Amin (cm²)	4,34	4,34	4,34	4,34

A L'ELS :**Tableau VI.7 :** ferrailage de la dalle.

	Sens XX		Sens YY	
	appuis	travée	appuis	travée
M(kn.m)	34.66	52.00	21.01	31.52
A_s (cm²)	5.91	8.87	3.58	5.38
A_{min} (cm²)	4,34	4,34	4,34	4,34
Choix des barres	5T14	5T16	5T14	5T14
A_{adop} (cm²)	7.7	10.05	7.7	7.7

Conclusion : le ferrailage adopté est celui de l'état limite de service avec un espacement $St=20cm$

- **Vérification des contraintes :**

Dans le béton : On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = y_1 \cdot K \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15MPa$

Dans l'acier : On doit vérifier que : $\sigma_s = \eta \cdot K(d - y_1) \leq \overline{\sigma_s} = 202MPa$

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Sens transversal :

Tableau VI.8: Vérification des contraintes à l'ELS (sens transversal)

Zone	M _{ser} [KN.m]	A _{adop} (cm ²)	σ_{bc} [MPa]	σ_s [MPa]	$\overline{\sigma_{bc}}$ [MPa]	$\overline{\sigma_s}$ [MPa]	Vérification
Appuis	20.01	7.7	1.5	78.00	15	202	CV
Travée	31.52	7.7	2.4	122.90	15	202	CV_

Sens longitudinal :**Tableau VI .9:** Vérification des contraintes à l'ELS (sens longitudinal)

Zone	M_{ser} [KN. m]	Aadop (cm^2)	σ_{bc} [MPa]	σ_s [MPa]	ϵ_{bc} [MPa]	σ_s [MPa]	Vérification
Appuis	34.66	7.7	2.6	135.10	15	202	CV
Travée	52.00	10.05	3.5	156.80	15	202	CV

a) Ferrailage de la nervure :**Evaluation des charges :**

Les charges équivalentes réparties linéairement sur les travées des nervures sont évaluées par laméthode des lignes de rupture.

La charge correspondante d'un panneau du radier revenant à la nervure qui lui est adjacente est évaluée comme suit :

	Triangulaire	Trapézoïdale
q_M	$q \times \frac{l_x}{3}$	$q \times \left(1 - \frac{a^2}{3}\right) \times \frac{l_x}{2}$

Le calcul sera effectué pour les nervures les plus défavorables.

Détermination des efforts :

Le calcul de ferrailage se fera avec les moments maximaux en appuis ainsi qu'en travées. Ou lesefforts sont calculés par la méthode des trois moments :

TableauVI .10: Calcul des sollicitations

Combinaison	Sens X			Sens Y		
	La charge (KN/ml)	Moment (KN/ml)		La charge (KN/ml)	Moment (KN/ml)	
		Sur appuis	En travée		Sur appuis	En travée
ELU	244.95	206.7	135.4	309.62	602.1	415.5
ELS	179.56	150.5	99.63	217.63	429.3	288.5

Dimensionnement des nervures :

La section de la nervure est considérée comme une section en T Avec :

b_1 : cette largeur à prendre en compte de chaque coté de la nervure ne doit pas dépasser :

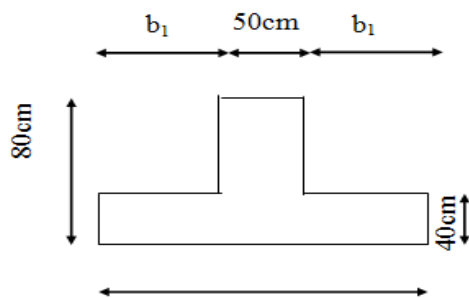
- le 1/6 de la distance entre points de moment nul, pour la poutre continue ça équivaut à prendre, le 1/10 de la portée.
- la moitié de l'intervalle existant entre deux faces parallèles de deux nervures consécutives $8h_0$

Calcul de la section d'armatures longitudinal :

- **Sens longitudinal :**

b: largeur de la dalle de compression $\Rightarrow b = 2b_1 + b_0$

$$b_1 < \min \begin{cases} \frac{l_0}{2} = 250 \text{ cm} \\ \frac{l}{10} = 45 \text{ cm} \end{cases}$$



Donc : $b = 120 \text{ cm}$

Condition de non fragilité : $A_{\min} = 0.23 \text{ b.d.} \frac{f_{t28}}{f_e}$

Tableau VI.11 : ferrailage des nervures longitudinales.

	ELU		ELS	
	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée
M(KN)	206.7	135.4	150.5	99.63
M_7(KN.m)	3.54	3.54	2.37	2.37
Section	Rectangulaire (b*h)	Rectangulaire (b*h)	Rectangulaire (b*d)	Rectangulaire (b*d)
$M_{rb} > M_{ser}$	/	/	$0.385 > 150.5$	$0.385 > 99.63$
$A(\text{cm}^2)$	6.97	4.56	12.58	8.35
$A_{\min}(\text{cm}^2)$	10.43	10.43	10.43	10.43
choix des barres	8 T 16	8 T 16	8 T 16	8 T 16
$A_{\text{adop}}(\text{cm}^2)$	16.08	16.08	16.08	16.08

- **Sens transversal :**

b: largeur de la dalle de compression $\Rightarrow \mathbf{b = 2b_1 + b_0}$

$$b_1 < \min \begin{cases} \frac{l_0}{2} = 225 \text{ cm} \\ \frac{L}{10} = 50 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{on prend } b_1 = 35 \text{ cm}$$

donc $b = 120 \text{ cm}$

Tableau VI.12 : ferrailage des nervures transversales

	ELU		ELS	
	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée
M	602.1	415.5	429.3	288.5
M_T (KN,m)	3.54	3.54	2.37	2.37
Section	Rectangulaire (b*h)	Rectangulaire (b*h)	Rectangulaire (b*d)	Rectangulaire (b*d)
Mrb>Mser	/	/	0.385>429.3	0.385>288.5
A(cm²)	24.36	16.81	36.02	24.20
A_{min}(cm²)	10.43	10.43	10.43	10.43
choix des barres	8T 20	8 T 20	8 T 25	8 T20
A_{adop}(cm²)	25.13	25.13	39.27	25.13

Conclusion : le ferrailage adopté est celui de l'état limite de service

❖ **Les vérifications :**

• **vérification de l'effort tranchant :**

➤ *Sens longitudinale :*

$$V_u = 201.62 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = 0.233 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\tau_u = \min\left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA}\right) = 2.5 \text{ MPA}$$

$$\tau_{ux} = 0.233 \text{ MPa} < \overline{\tau_{ux}} = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

➤ *Sens transversal :*

$$V_u = 252.83 \text{ KN}$$

$$\tau_{ux} = \frac{V_u}{b_0 d} = 0.292 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ux} = 0.292 \text{ MPa} < \overline{\tau_{ux}} = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

- **Vérification des contraintes :**

Dans le béton : On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = y_1 \cdot K \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Dans l'acier : On doit vérifier que : $\sigma_s = \eta \cdot K (d - y_1) \leq \overline{\sigma_s} = 202 \text{ MPa}$

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

- **Sens transversal :**

Tableau VI.13 : Vérification des contraintes à l'ELS (sens transversal)

Zone	M_{ser} [KN.m]	A_{adop}	σ_{bc} [MPa]	σ_s [MPa]	ϵ_{bc} [MPa]	σ_s [MPa]	Observation
Appuis	429.3	39.27	5	169,2	15	202	CV
Travée	288.5	25.13	3,98	-174,3	15	202	CV

- **Sens longitudinal :**

Tableau VI.14: Vérification des contraintes à l'ELS (sens longitudinal)

Zone	M_{ser} [KN.m]	A_{adop}	σ_{bc} [MPa]	σ_s [MPa]	ϵ_{bc} [MPa]	σ_s [MPa]	Observation
Appuis	150.5	16.0	2,48	139,8	15	202	CV
Travée	99.63	16.0	1,64	92,5	15	202	CV

Armatures transversales :

- **Espacements :**

D'après l'RPA les armatures transversal ne doivent pas dépasser un espacement S_T de :

$$S_t \leq \min(h/4; 12 \varnothing) = 16,8 \text{ cm en zone nodale } S_t \leq 80/2 = 40 \text{ cm en zone courante}$$

D'après le **BAEL**, les armatures transversales ne doivent pas dépasser la valeur suivante :

$$S_s \leq \min (15\Phi_{L\min}, 40cm, a+10cm) = 21cm$$

Avec :

$\Phi_{L\min}$: le plus petite diamètre des armatures longitudinales nécessaire à la résistance.: la plus petite dimension transversale de la nervure On adopte dans les deux sens un espacement :

$$S_i = 20cm \text{ en zone courante}$$

$$S_i = 15cm \text{ en zone nodale}$$

- **La section d'armature**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{b_0 \times (\tau_u - 0.3k f_{t28})}{0.9 f_{ed} / \gamma_s} = \frac{0.5(0.967 - 0.3 \times 2.1)}{0.9 \times 400 / 1.15} \rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{1}{18.57} cm$$

- **Pourcentage minimal :** La section minimale A_t doit vérifier :

Selon le **BAEL** :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0.4 \times b}{f_e} = \frac{1}{20} cm^2 \dots \dots \text{ok}$$

Selon le **RPA**:

$$A_{t\min} = 0.003 \cdot S_t \cdot b = 3cm^2$$

Pour les cadres transversaux en prendra **4T10**

a) Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie .Le calcul se ferapour une bande de 1 mètre de longueur.

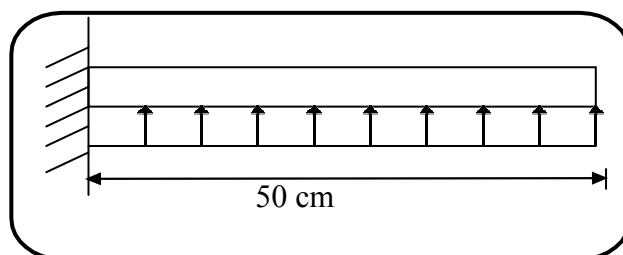


figure VI.1 : Schéma statique du débord

- Sollicitation de calcul

A l'ELU :

$$q_u = 124.55 \text{ KN}$$

$$M_u = \frac{p_u \times l^2}{2} = \frac{124.55 \times 0.5^2}{2} = 15.56 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

$$q_{ser} = 91.30 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = \frac{p_u \cdot l^2}{2} = \frac{91.30 \times 0.5^2}{2} = 11.41 \text{ KN.m}$$

- Calcul des armatures

$$b = 1 \text{ m}, \quad d = 36 \text{ cm}, \quad f_{bu} = 14.20 \text{ MPa}$$

- Condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{0.23 b \cdot d f_{t28}}{f_{bu}}$$

Tableau VI.15 : ferrailage du débord

	M (KN.m)	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$
ELU	15.56	1.25	4.34
ELS	11.41	1.94	4.34

- Calcul de l'espacement

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

- Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_L}{4}$$

Remarque :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord, donc on va adopter le même ferrailage

❖ *Vérification des contraintes de cisaillement*

$$\tau_u = \frac{v_u^{\max}}{b d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$V_u^{max} = q \times l = 62.27 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \cdot d} = 0.17 \text{MPa}$$

$\tau_u = 0.17 \text{MPa} \leq 2.5 \text{MPa}$ Condition vérifiée.

d) Ferrailage des longrines

D'après l'RPA (art 10.1.1) les dimensions minimal de la section transversale des longrines

Sont :

- 25x30 cm : Site de catégorie S₃ et S₂
- 30x30 cm : Site de catégorie S₄

On prend section rectangulaire (30x40)

Les longrines ou les dispositifs équivalant doivent être calculés pour résister à la traction d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

Avec :

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considéré (Tab 10-4 RPA2003). $\alpha = 10 \begin{cases} S2 \\ \text{zone IIa} \end{cases}$

N : La valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par le point d'appuis solidarisés

- **Ferrailage**

Etat limite ultime :

N_u^{max} : L'effort normal ultime du poteau le plus sollicité.

$$N_u^{max} = 1161.63 \text{ KN}$$

$$F = \frac{1161.63}{10} = 116.16 \text{KN} > 20 \text{KN} \dots\dots\dots CV$$

$$A_s = \frac{F}{f_{ed}} = \frac{116.16}{348} = 3.33 \text{ cm}^2$$

Etat limite service : Si la fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$N_{ser}^{max} = 847.36 \text{ KN}$$

$$F = \frac{847.36}{10} = 84.73 \text{ KN} > 20 \text{ KN} \dots\dots CV$$

$$A_s = \frac{F}{f_{ed}} = \frac{84.73}{348} = 2.43 \text{ cm}^2$$

- **Vérification des sections minimales**

Selon BAEL :

$$A_s \geq B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 6.3 \text{ m}^2 \text{ avec : } B = 30 \times 40 = 1200 \text{ cm}^2$$

Recommandation de l' RPA 99 V-2003

Le ferrailage minimum doit être de 0,6 % de la section de béton.

$$A_s = 0.006 \times b \times h = 7,2 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s = \max (A_{ELU} ; A_{ELS} ; A_{min}) = 7,2 \text{ cm}^2$$

- **Choix d'armature:**

Pour le ferrailage des longrines on adopte : $A_{adop} = 6T14 = 9.24 \text{ cm}^2$

- **Longueur de recouvrement** : D'après le BAEL:

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \phi_s^2 \times f_{t28} = 2.84 \text{ MPA}$$

$$L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.84} = 49.29 \text{ cm}$$

Soit : $L_s = 50 \text{ cm}$

- **Armatures transversales**

D'après le RPA : On adopte des cadres $4\phi 8$ avec un espacement $S_t \leq \min (20 \text{ cm}, 15\phi_L) = 18 \text{ cm}$

D'après le RPA :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{m \times \tau \times \emptyset \times \tau_{su}}{f_e} = \frac{4 \times \tau \times 1.4 \times 2.84}{400} = 0.125 \text{ cm}$$

$$S_t = \frac{A_t}{0.125} = 16.08 \text{ cm}$$

Donc : $S_t = 15 \text{ cm}$

Espacement en zone courante :

$S_t = a \implies$ cadre 4T8 HA $\implies S_t = 15 \text{ cm}$

Conclusion:

Zone de recouvrement : At = 4T8 ; St = 15 cm

Zone courante : At = 4T8; St = 15 cm

e) Etude du voile périphérique

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau de base. Il assure un chaînage de la structure et forme un caisson rigide étain déformable, capable de

Remplir avec les fondations les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure.
- Limiter les déplacements de la structure.
- Transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la superstructure.

❖ Pré-dimensionnement

Une voile périphérique est prévue entre la fondation et le niveau du plancher RDC, d'après le (RPA99/V2003), le voile périphérique doit avoir la caractéristique minimale ci dessous :

L'épaisseur du voile doit être supérieur ou égale 15 cm.

- Les armateurs sont constitués de deux nappes. Le pourcentage minimum des armatures
- est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical).

Dans notre cas, le voile n'est plus un élément porteur, donc on est en présence d'un voile écran travaillant comme étant une dalle pleine dont les charges qui lui sont appliquées sont les poussées des terres

Le voile périphérique de notre structure a les dimensions suivantes :

- épaisseur de 15 cm

- hauteur de 0.6m

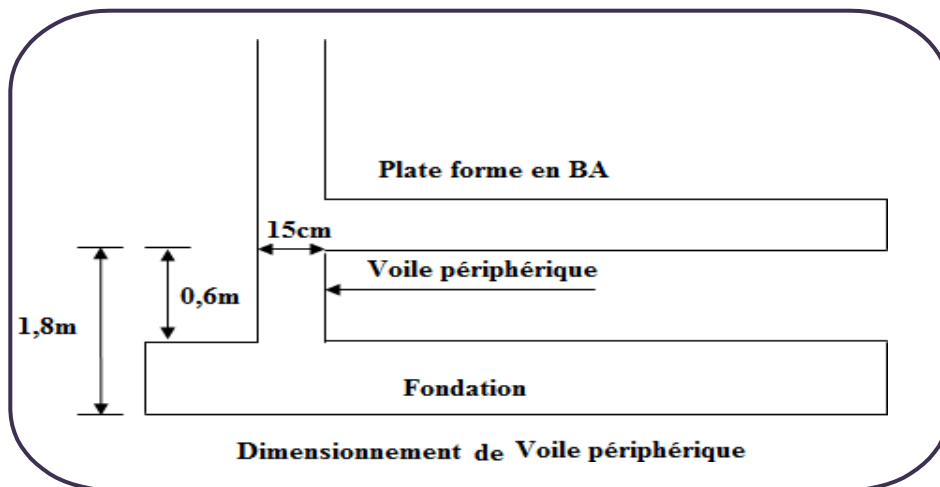


Figure VI .2 : schéma de dimensionnement de voile périphérique

Ferraillage de voile:

Le calcul de ferraillage se fait par une bonde de 1ml

$$A_v > 0.1\% * 15 * 100 \dots\dots\dots A_v > 1.5 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$A_H > 0.1\% * 15 * 100 \dots\dots\dots A_H > 1.5 \text{cm}^2/\text{ml}$$

En adopte 5HA10 pour les deux sens avec un espacement $St=20\text{cm}$

Nappe intérieure :

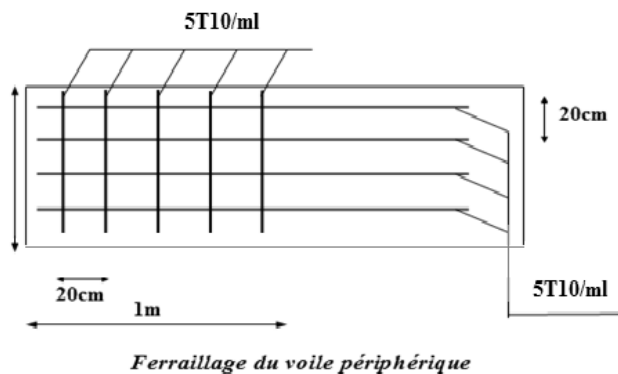


Figure VI.3 : schéma de ferraillage du voile périphérique

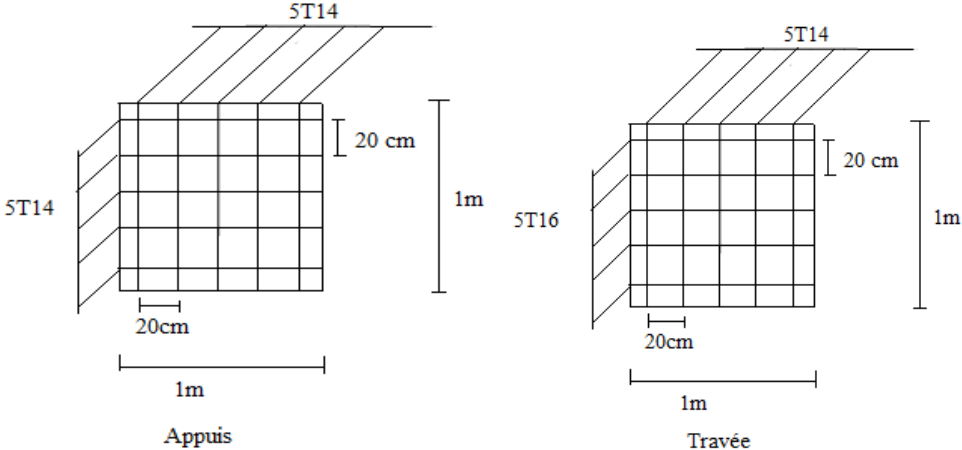


Figure VI.4 :Schéma de ferrailage de radier

Conclusion

Conclusion

En plus de toutes les connaissances que nous a apporté cette formation de master en génie civil , ce mémoire nous a permis d'améliorer nos connaissances en terme de calcul et pratique .

Cette expérience nous a aidés à mieux connaître les étapes nécessaires dans l'étude d'un bâtiment en béton armé et de bien comprendre le comportement des différents éléments de l'ouvrage afin de pouvoir appliquer les règlements indispensables.

Il est important de signaler que cette étude nous a donné une bonne maîtrise des sujets de génie civil, ainsi d'affranchir la vie professionnel avec un bagage nécessaire pour assurer une bonne fonction.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail pourra être utile aux prochaines promotions.

Références bibliographiques

Bibliographie

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

📖 REGLEMENT :

📖 **RPA99/version2003** : Règles Parasismiques Algériennes.

📖 **CBA 93** : Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé.

📖 **BAEL91** : Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites.

📖 **DTR B.C.2.2** : Document technique réglementaire (charges et surcharges).

📖 LOGICIELS :

📖 RDM6.....Calcul des moments fléchissent et des efforts tranchants.

📖 Logiciel **ETABS** version 7.1.....Analyse des structures.

📖 Logiciel **SOCOTEC**.....Ferrailage.

📖 EXCEL 2007.....Calcul.

📖 WORD 2007.....Traitement du texte.

📖 AUTO CAD 2015.....Dessin.

ANNEXE

Schéma ferrailage et plans architecture

Annexe

Schéma de ferrailages :

Schéma de ferrailage de l'acrotère :

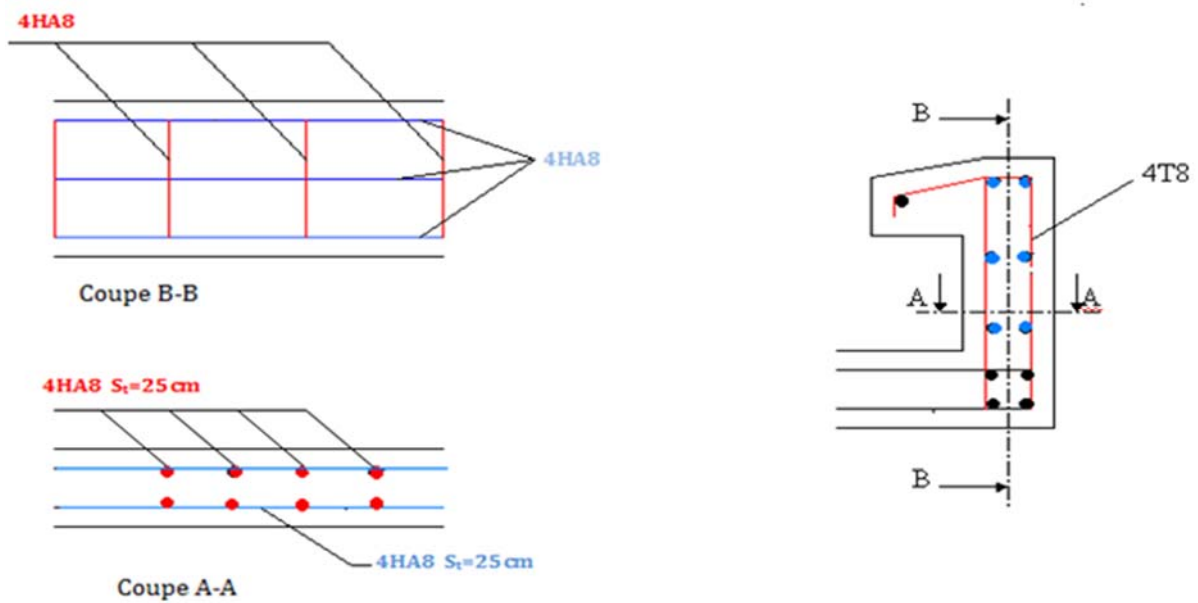


Schéma de ferrailage d'escalier :

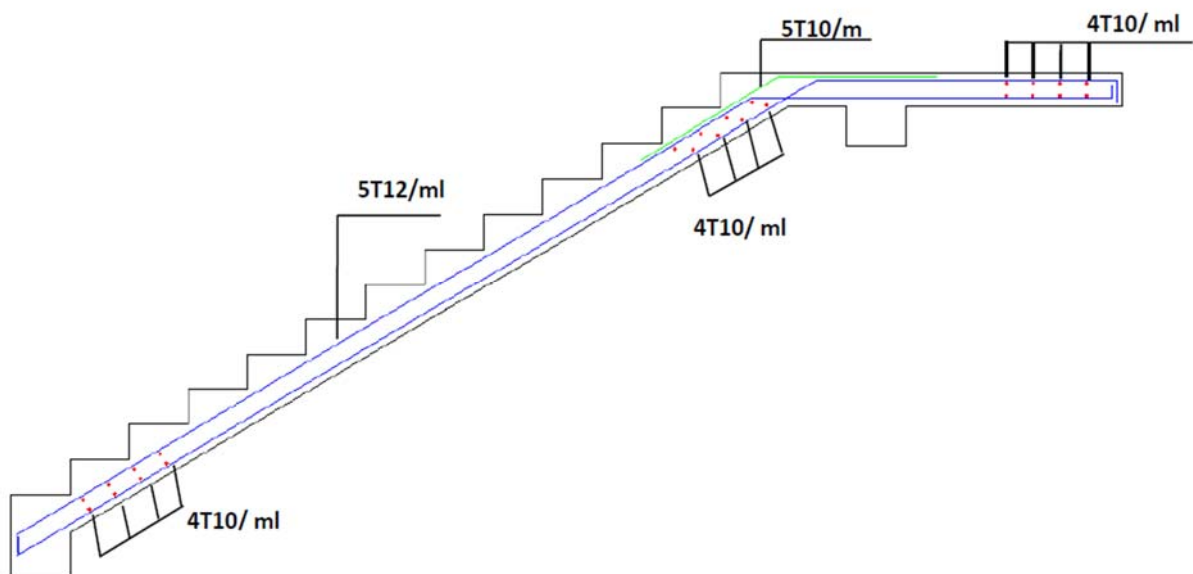


Schéma de ferrailage Treillis soudé de 15x15cm :

Annexe

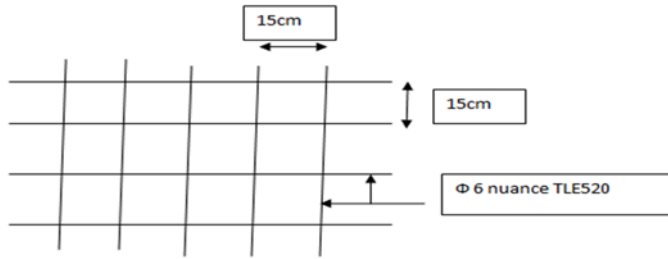
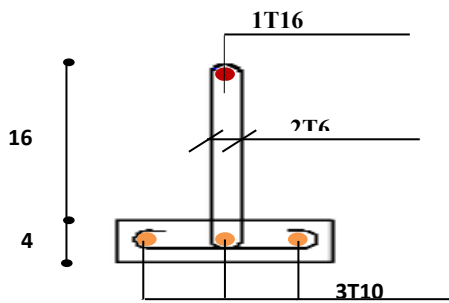
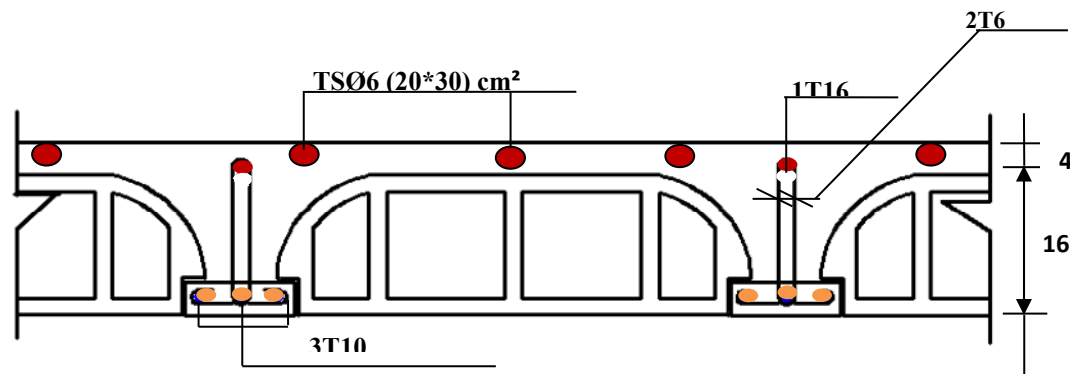
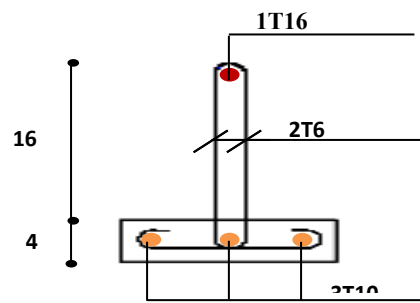


Schéma Ferrailage de plancher:

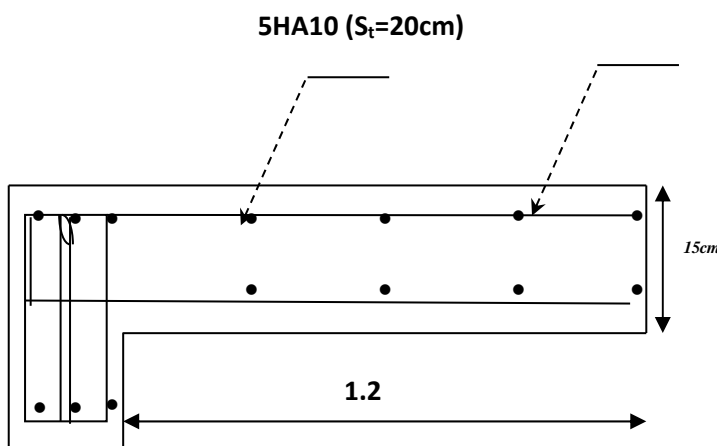


Poutrelle en Appui



Poutrelle en travée

Schéma Ferrailage de balcon :



Annexe

Schéma de ferrailage des poteaux :

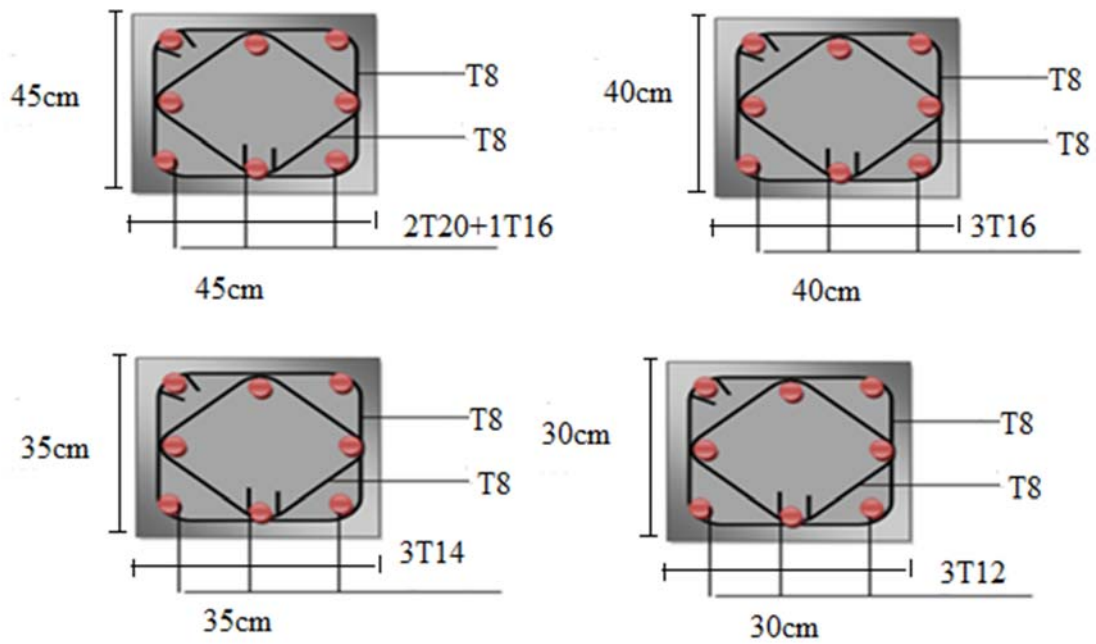
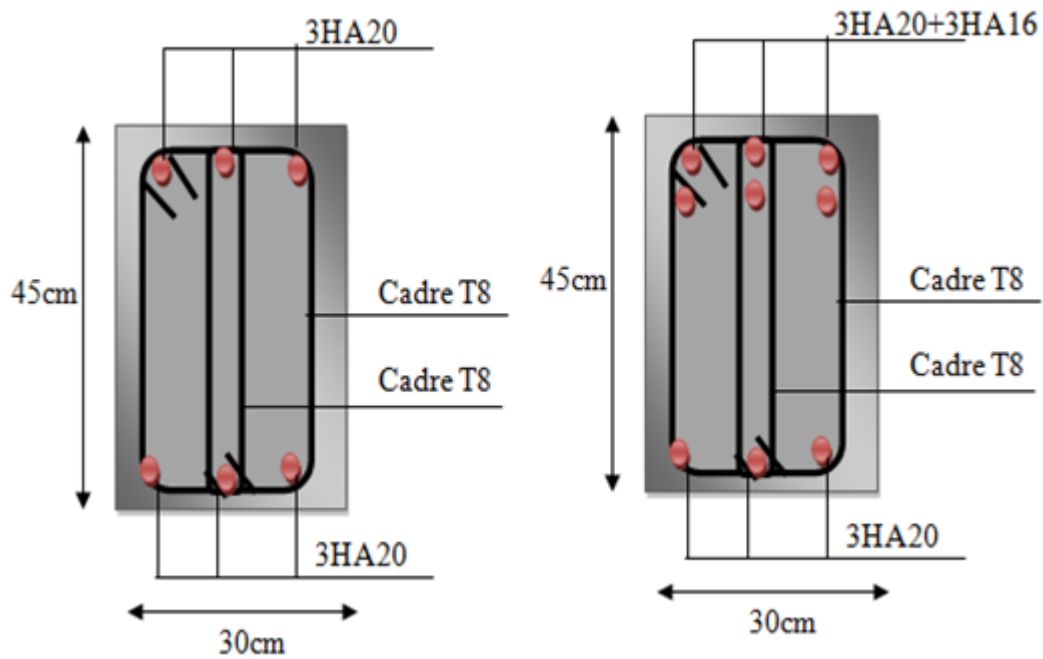


Schéma de ferrailage des Poutres principale :



Annexe

Schéma de ferrailage des Poutres secondaires :

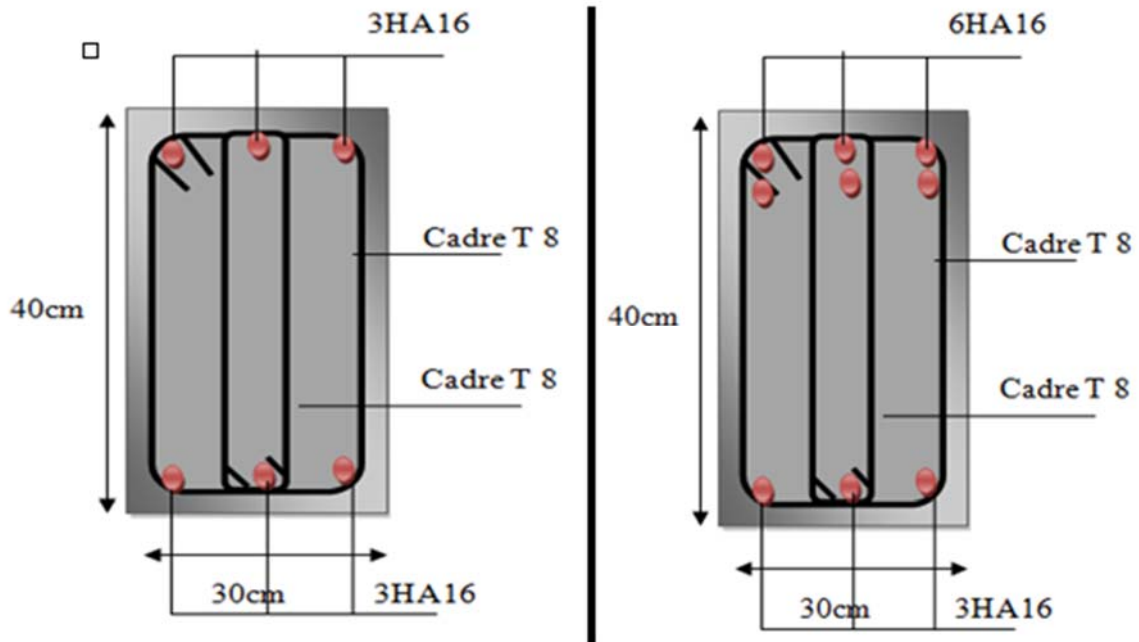


Schéma de ferrailage pour le voile :

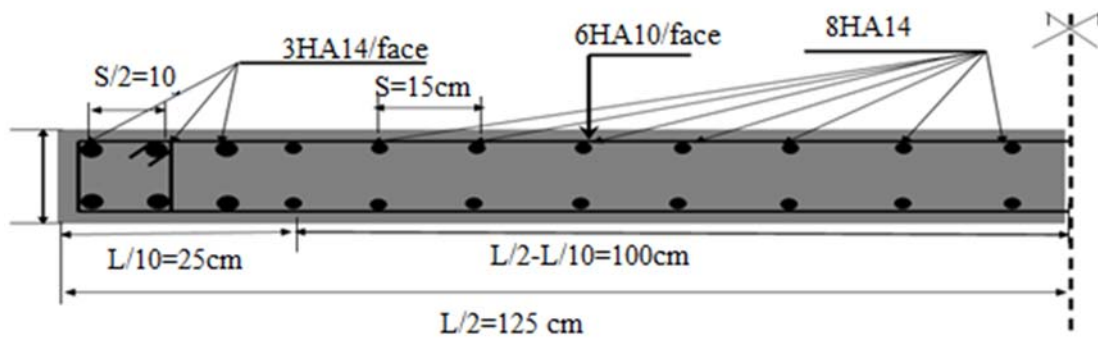


Schéma de ferrailage de radier:

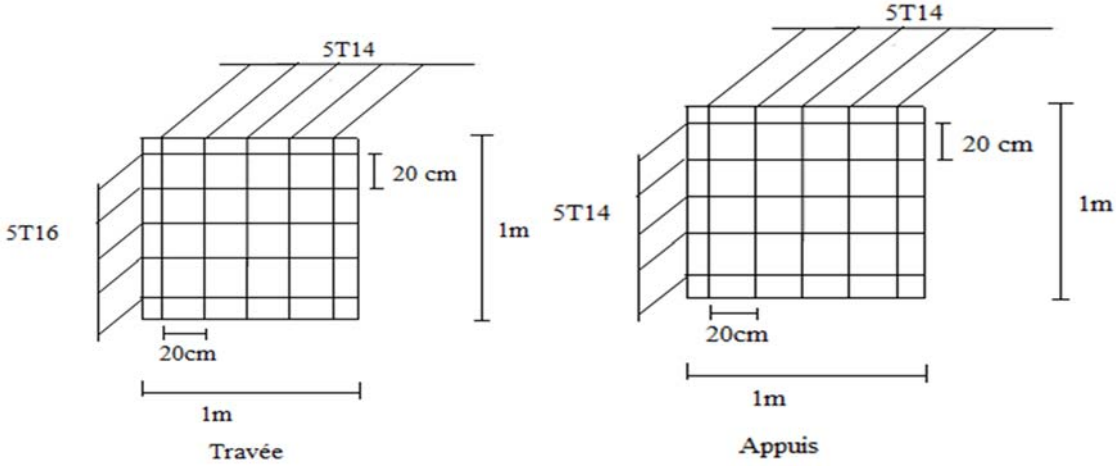
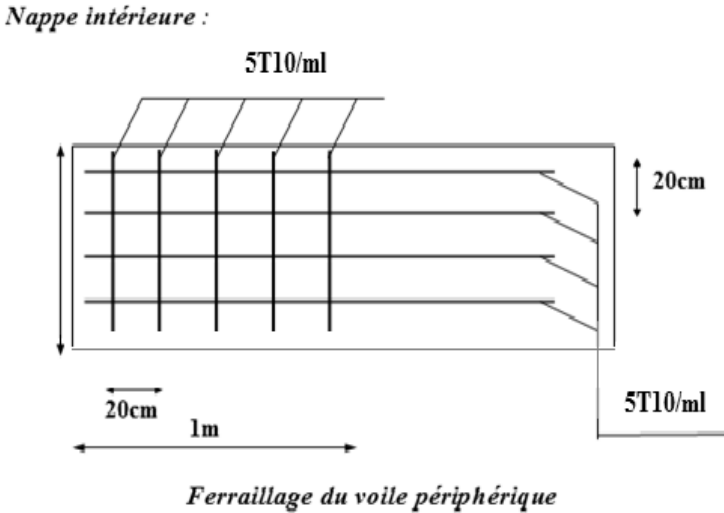
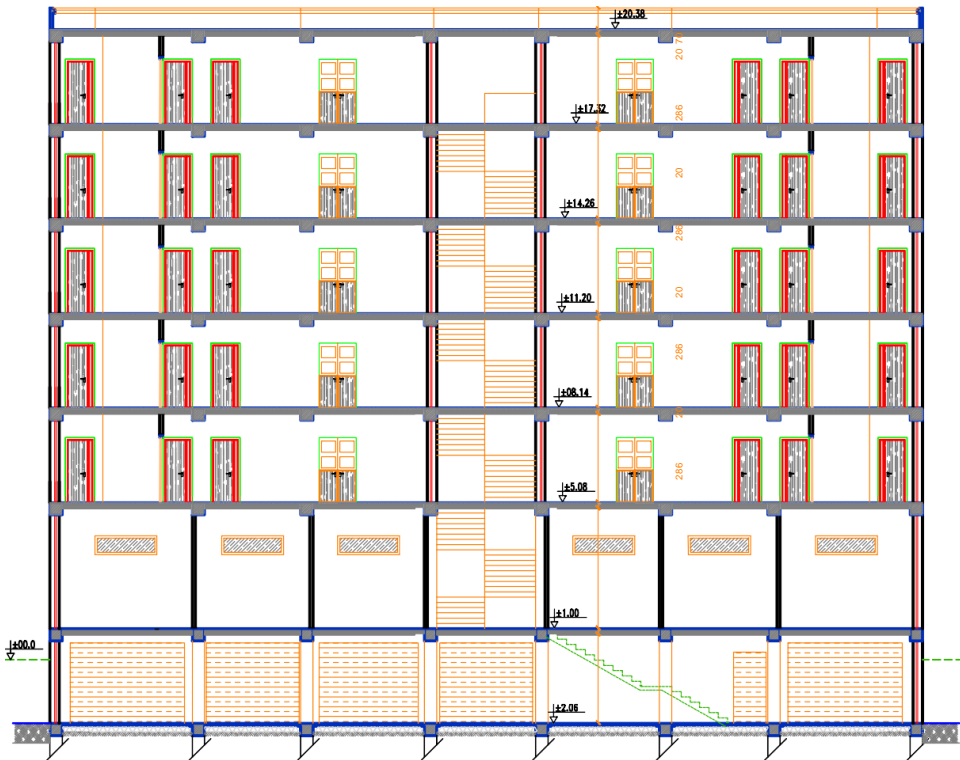


schéma de ferrailage du voile périphérique :





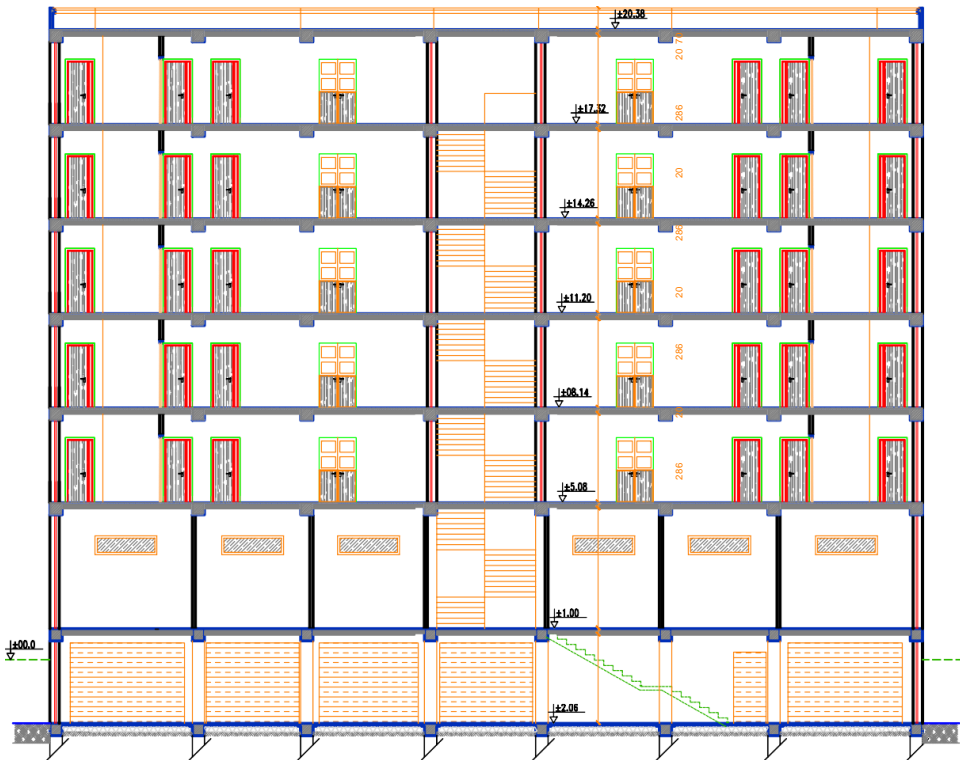
Façade Principale.Ech:1/50



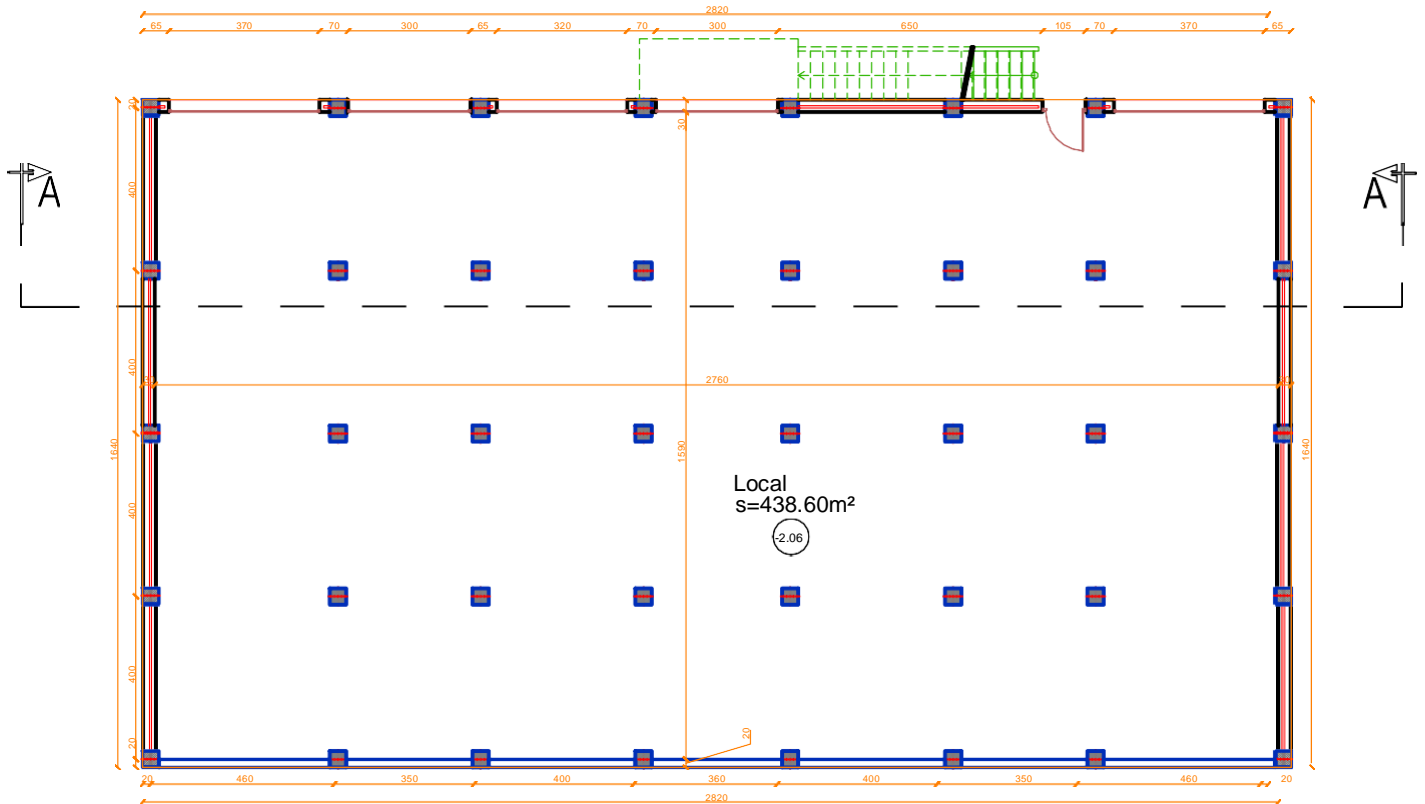
Coupe A'-A'.... Ech:1/50



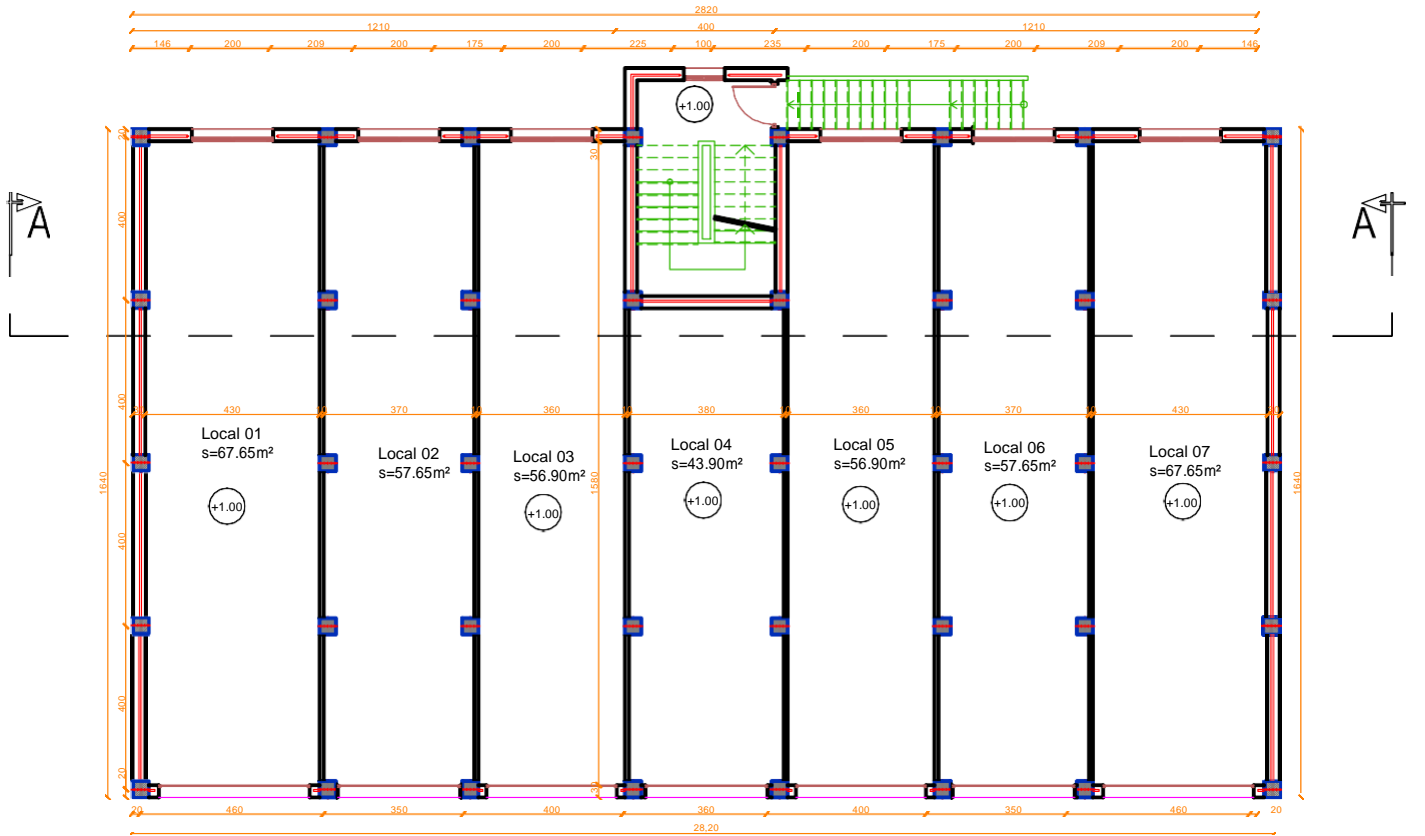
Façade Principale.Ech:1/50



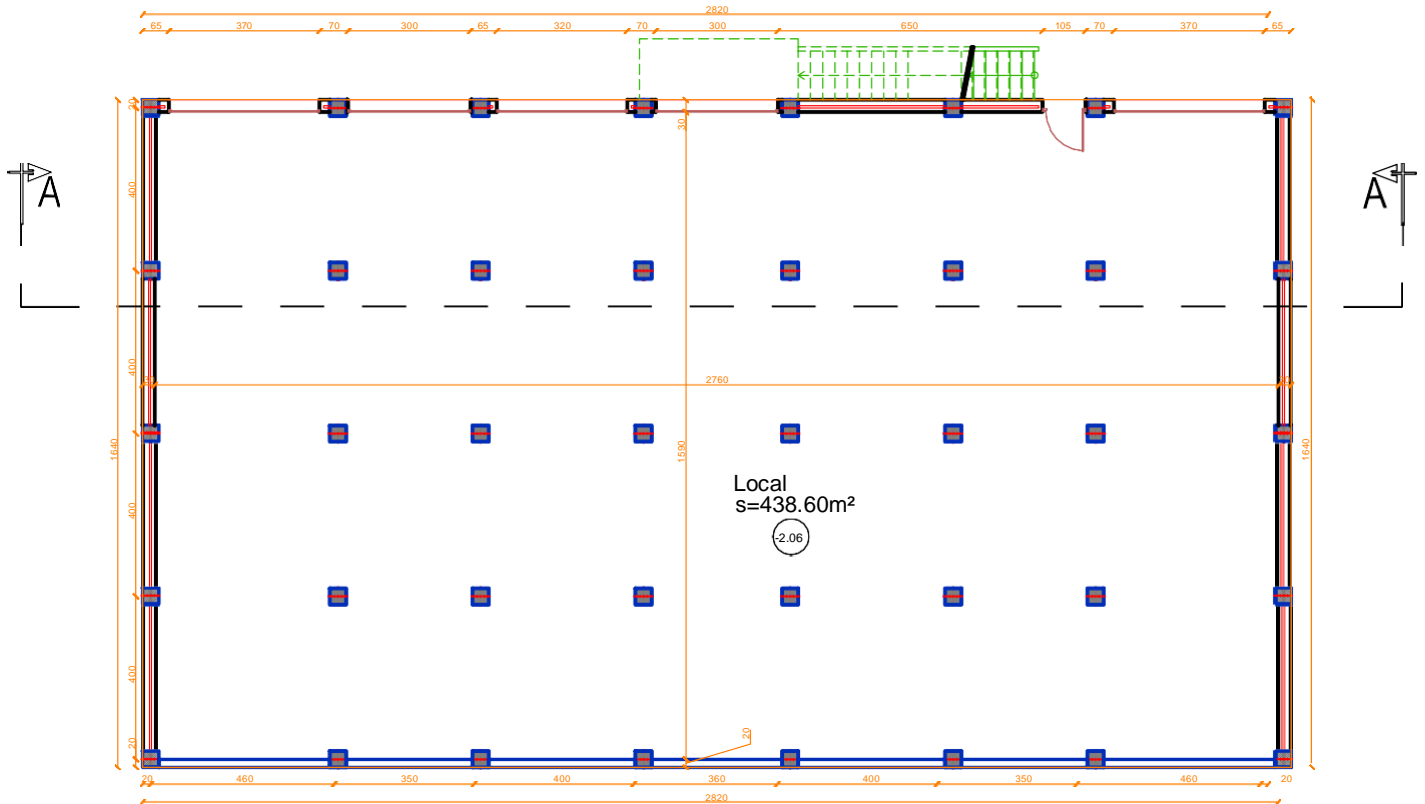
Coupe A'-A'.... Ech:1/50



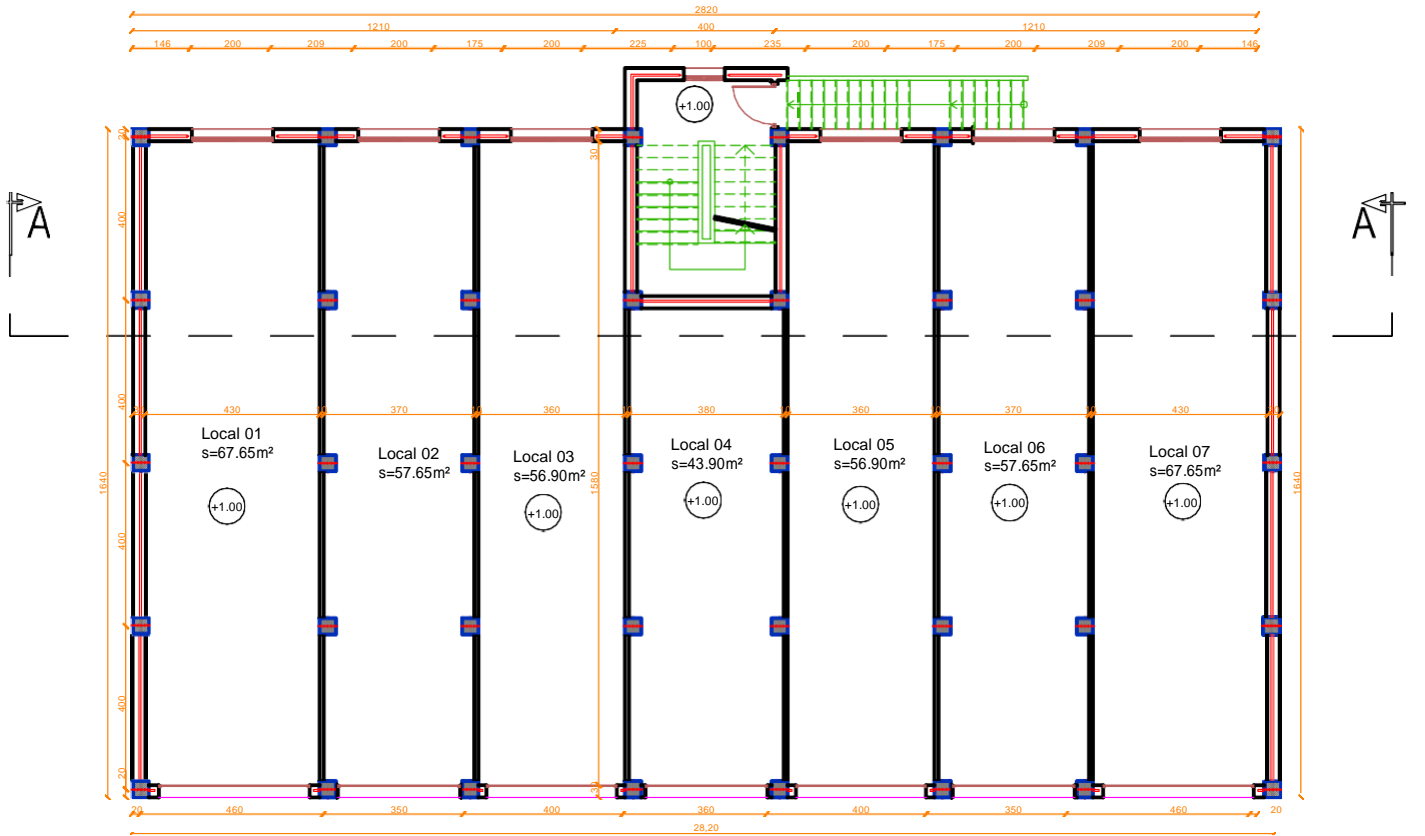
Vue en plan :Entre sol. ... Ech:1/50



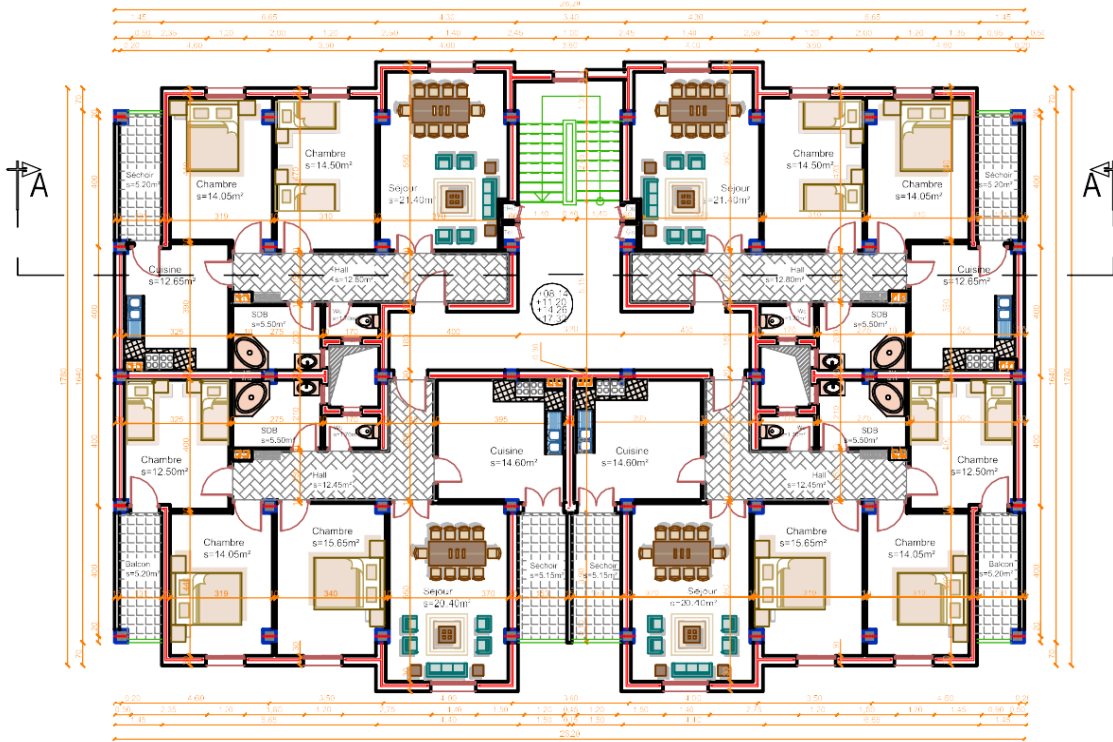
Vue en plan :RDC.... Ech:1/50



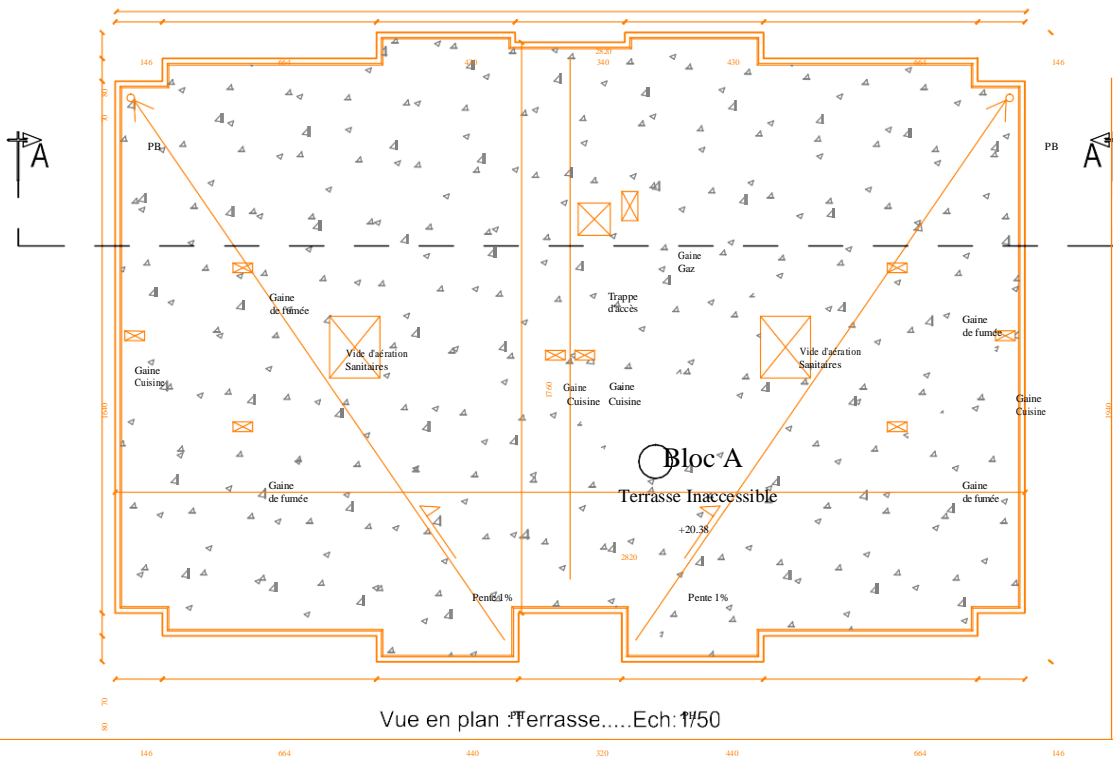
Vue en plan :Entre sol. ... Ech:1/50



Vue en plan :RDC.... Ech:1/50



Vue en plan : Etage courant....Ech:1/50



Vue en plan : Terrasse.... Ech: 1/50

RESUME :

Le présent mémoire, étudie un bâtiment en Rez-de-chaussée plus cinq étages contreventé par des voiles porteurs à usage multiple (habitation, commerce) plus entre sol .

Ce bâtiment est implanté à BOUIRA, zone de sismicité moyenne (zone IIa) selon le Règlement Parasismique Algériennes 99 modifiées en 2003. L'analyse dynamique de cette structure a été faite par logiciel de calcul *ETABS*.

Le dimensionnement et le ferrailage des éléments résistants ont été faits conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93) et les règles de calcul du béton armé aux états limites (BAEL91).

ABSTRACT :

This project consists mainly in dynamic analysis of a structure (R+5+ES) for multipurpose (housing, trade) with shear walls.

The structure is located in BOUIRA. It is characterized by a medium seismic activity (zone IIa). The study is carried out regarding the Algerian seismic code (RPA99 modified in 2003). The structural elements dimension and their reinforcement were carried out according to the Algerian reinforced concrete code (CBA93) and the limits states of reinforced concrete (BAEL91).

الملخص :

هذا المشروع يتكون اساسا من دراسة ديناميكية لبناية مقاومة للزلازل بواسطة الجدران المشكلة من الخرسانة المسلحة. تتألف من طابق أرضي مخصص للتجارة وخمسة طوابق مخصصة للسكن وطابق بين الارض , والواقعة في البويرة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم IIa من اجل ذلك كانت الدراسة المطبقة على هذه البناية هي وفقا للمعايير المقاومة للزلازل الجزائرية. (RPA 99 modified 2003).
أما بخصوص القياس و التسليح لمختلف العناصر الاساسية المشكلة للبناية فقد استعملنا القوانين المعمول بها في الجزائر (BAEL بتطبيق CBA 93 91)