

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة أبي بكر بلقايد- تلمسان

Université Aboubakr Belkaïd- Tlemcen –

Faculté de TECHNOLOGIE



MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du **diplôme de MASTER**

En : Génie Civil

Spécialité : Structure

Par : M^r.Tarfaya Mohamed Abdellah et M^r.Kasser Yahia

Sujet

**Etude d'un bâtiment R+8 à usage d'habitation
en Béton Armé à maghnia**

Soutenu publiquement, le 08 / 06 /2023 , devant le jury composé de :

M ^{me} . SMAIL NADIA	MCA	Université de Tlemcen	Présidente
M ^{me} . MDJAHED AMINA	MAA	Université de Tlemcen	Examinatrice
M ^{me} . BENAHCILIF SOUAD	MCB	Université de Tlemcen	Encadrante
M ^r . ZEGNOUNI ABDEREZZAK	Ingénieur	Université de Tlemcen	Co-Encadreur

Année universitaire : 2022/2023

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

Avant tout, nous tenons à remercier ALLAH le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragé et soutenu durant toutes nos études.

Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre encadrante **M^{me} Benhachilif Souad**, et **M^r zeghnouni abderazzak** pour avoir acceptés de nous guider sur le bon chemin du travail.

Ainsi, nous exprimons notre profonde reconnaissance aux membres de jury **M^{me} Mjahed Amina** et **M^{me} smail Nadia** d'avoir accepté d'examiner notre manuscrit et de soulever les critiques nécessaires afin d'enrichir nos connaissances et d'apporter un plus à notre travail, sans oublier de remercier tous les enseignants qui nous ont formé.

On remercie également tout le groupe pédagogique de Génie Civil.

En fin, nous tenons à remercier tous ceux qui ont contribué de Près ou de loin a la réalisation de ce mémoire.

Mohamed et Yahia.

Dédicace

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce modeste travail :

- ✓ A mes très chers parents qui ont consacré toute leurs vies pour mon éducation et mes études et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance, je leurs souhaite tout le bonheur.
- ✓ A mes chers frères
- ✓ A tous mes amis
- ✓ A mon binôme yahya et sa famille
- ✓ A toute la promotion Génie Civil 2022/2023

T. Mohamed Abdellah

Dédicace

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce modeste travail :

- ✓ A mes très chers parents qui ont consacré toute leurs vies pour mon éducation et mes études et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance, je leurs souhaite tout le bonheur.
- ✓ A mes chers frères
- ✓ A tous mes amis
- ✓ A mon binôme Mohamed et sa famille
- ✓ A toute la promotion Génie Civil 2022/2023

K. Yahia

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un rez de chaussée plus 8 étages implantés à maghnia dans la wilaya de TLEMCEN. Cette région est classée en zone sismique **I** selon le RPA99 version 2003.

La modélisation et l'analyse du projet ont été réalisées à l'aide du logiciel de calcul de structure **SAP2000**, afin d'effectuer analyse modale et l'étude sismique, Puis comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (fondation, poteaux, poutres.)

Le calcul et la vérification de l'ensemble des éléments ont été faits conformément aux règlements **BAEL91 modifié99** et le **RPA99 version 2003**.

Mots clés : béton, SAP2000, RPA99V2003.

Summary

This project presents a detailed study of a residential building consisting of a ground floor and 8 floors located in Maghnia, in the province of Tlemcen. This region is classified as seismic zone I according to RPA99 version 2003.

The modeling and analysis of the project were carried out using the SAP2000 structural calculation software, in order to perform modal analysis and seismic study. It also includes the reinforcement of the various resistant elements of the structure (foundation, columns, beams).

The calculation and verification of all elements were done in accordance with the **BAEL91 modified99** regulations and **RPA99 version 2003**.

Keywords: concrete, SAP2000, RPA99V2003

المخلص

الهيكل المدروس في هذه الأطروحة عبارة عن مبنى خرساني مسلح مكون من طابق أرضي بالإضافة إلى ثمانية طوابق، يقع في ولاية تلمسان، وتصنف هذه المنطقة على أنها منطقة زلزالية منخفضة (المنطقة الأولى).

تم تنفيذ عملية النمذجة والتحليل للمشروع باستخدام برنامج الحساب الإنشائي من أجل تحليل معياري ودراسة زلزالية، ثم دمج تقوية عناصر المقاومة المختلفة للهيكل (الأساس، الأعمدة، أشعة)

كل هذا اعتمادا على قواعد الحساب والتحقق الخرسانة RPA 99 V2003, BAEL 91

الكلمات المفتاحية: الخرسانة، RPA2003, SAPP 2000

Sommaire

Remerciement

Dédicace

Résumé

Abstract

ملخص

Sommaire

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des notations

Introduction générale

CHAPITRE 1 : Présentation de l'ouvrage

1.1 Introduction	4
1.2 Présentation de l'ouvrage	4
1.3 Caractéristiques Géométriques de la structure	4
1.4 Données du site	4
1.5 Description structurelle	4
1.6 Caractéristiques mécaniques des matériaux	5
1.6.1 Béton	5
1.6.1.1 Résistance mécanique du béton	6
1.6.1.2 Modules de déformation longitudinale du béton	6
1.6.1.3 Coefficient de poisson.....	7
1.6.1.4 Contrainte de calcul du béton comprimé.....	7
1.6.2 L'Acier	8
1.6.2.1 Définition	8
1.6.2.2 Caractères mécaniques	8
1.6.2.3 Contraintes limites des Aciers	9
1.7 Actions et sollicitations	10
1.7.1 Les Actions	10
1.7.2 Sollicitations de calcul et combinaisons d'actions	10
1.7.3 Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites	10

1.7.4 Les caractéristiques des matériaux	10
--	----

CHAPITRE 2 : décentre de charge et pré dimensionnement

2.1 Introduction	13
2.2 les poteaux	13
2.3 Les poutres	15
2.3.1 Les poutres principales	15
2.3.2 Les poutres secondaires	16
2.4 Pré dimensionnement des planchers	16
2.4.1 Planchers à Corps Creux	16
2.4.2 Plancher à dalle pleine.....	17
2.5 Pré dimensionnement des poutrelles	17
2.6 Pré dimensionnement des voiles de contreventement	18
2.7 Descente des charges des planchers	19
2.7.1 Plancher terrasse inaccessible.....	19
2.7.2 Plancher étage courant et rez-chaussée	19
2.8 Descente des charges de la Maçonnerie.....	20
2.8.1 Maçonnerie intérieure.....	20
2.8.2 Maçonnerie extérieure	21
2.9 Descente de charge de la dalle pleine	22

CHAPITRE 3 : Etude des planchers

3.1 Introduction	24
3.2. Dimensionnement de la poutrelle	24
3.3. Etude du plancher à corps creux	24
3.3.1 Calcul des charges et surcharges des poutrelles	24
3.3.2 Les types des poutrelles	25
3.3.3 Détermination des Efforts Internes	25
3.3.4 calcul des moments	29
3.3.5 Représentation des résultats de calcul	29
3.3.6 Ferrailage des poutrelles	30
3.3.7 Vérification de la flèche	34
3.3.8 Longueur d'ancrage	35
3.3.9 Schéma de ferrailage des poutrelles	36
3.3.10 Ferrailage de la dalle de compression	36

3.3.11 Schéma de la Disposition des armatures de la dalle de compression	37
--	----

CHAPITRE 4 : Etude des éléments secondaires

4.1 Etude d'escalier	39
4.1.1 Dimensionnement des escaliers	39
4.1.2 Evaluation des charges et surcharge des escaliers	40
4.1.3 Combinaisons d'action	41
4.1.4 Ferrailage des escaliers	41
4.1.4.1 Détermination des efforts internes	41
4.1.4.2 Calcul des armatures longitudinales	44
4.1.4.3 Choix des armatures et les espacements	45
4.1.4.4 Vérification au cisaillement	48
4.1.4.5 schémas de ferrailage	48
4.1.5 Etude de la Poutre palière	48
4.1.5.1 Prédimensionnement	48
4.1.5.2 Descente de charge	49
4.1.5.3 Les moments fléchissant et efforts tranchants	49
4.1.5.4 Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants	49
4.1.5.5 Calcul de ferrailage	51
4.1.5.6 Ancrages des armatures tendues:	55
4.1.5.7 schémas de ferrailage	56
4.2 Etude de l'Acrotère	56
4.2.1. Évaluation des sollicitations	57
4.2.2. Excentricité	58
4.2.3 Calcul du ferrailage	58
4.2.4 schéma de ferrailage	61

CHAPITRE 5 : Etude dynamique

5.1 Introduction	63
5.2 Objectif de l'étude dynamique	63
5.3 Méthode de calcul	63
5.3.1 Méthode statique équivalente	63
5.3.2 Méthode d'analyse modale spectrale	63
5.3.3 Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.....	63
5.4 Modélisation de la structure	64

5.5 Disposition des voiles	64
5.5.1 Le mode avant la disposition des voiles	64
5.5.2 Les différentes variantes de disposition des voiles	65
5.6 Choix de la méthode de calcul	66
5.7 La Méthode Statique équivalente	67
5.7.1 Calcul de l'effort sismique équivalent à la base (V)	72
5.7.2 Détermination de la force sismique de chaque niveau	72
5.8 Période et participation massique	73
5.9 Spectre de réponse de calcul	74
5.10 Les vérifications de sécurité	74
5.10.1 Vérification de l'effort tranchant à la base	74
5.10.2 Vérification au renversement	74
5.10.3 Vérification du coefficient de comportement R	75
5.10.4 Vérification vis-à-vis des déformations	75
5.10.5 Justification de l'effort normal réduit	76
5.10.6 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	77
5.11 conclusions	78

CHAPITRE 6 : Etude des éléments structuraux

6.1 Introduction	81
6.2 Combinaisons des charges	81
6.3 Etude des Poteaux	81
6.3.1 Les résultats des sollicitations donnés par SAP2000	81
6.3.2 Calcul du ferrailage	82
6.3.2.1 Armatures longitudinales	82
6.3.3 Vérification de ferrailage	85
6.3.3.1 Les armatures longitudinales	85
6.3.3.2 Armatures transversales	87
6.3.3.3 Vérification à l'état limite de service (ELS)	89
6.3.4 Vérification au flambement	90
6.3.5 Schéma du ferrailage	91
6.4 Etude des Poutres	92
6.4.1 Introduction	92
6.4.2 Combinaisons des charges	92

6.4.3 Les recommandations du RPA99/V2003	93
6.4.4 Sollicitations maximales des poutres principales et secondaires	93
6.5 Calcul de ferrailage	94
6.5.1 ferrailage de poutre principale	94
6.5.1.1 Armatures longitudinales	94
6.5.1.2 Armatures Transversale	97
6.5.1.3 Vérification au cisaillement	98
6.5.2 ferrailage de poutre secondaire	98
6.5.2.1 Armatures longitudinales	98
6.5.2.2 Armatures Transversale	101
6.5.2.3 Vérification au cisaillement	102
6.5.3 Tableau Récapitulatif de choix	102
6.5.4 Tableau Récapitulatif de Ferrailages	103
6.5.5 Schéma du ferrailage des poutres principales et secondaires	104
6.6 Etude des voiles	105
6.6.1 Introduction	105
6.6.2 Combinaisons des charges	105
6.6.3 Règles générales	105
6.6.4 Détermination des sollicitations	106
6.6.5 Ferrailage vertical	106
6.6.6 Calcul de ferrailage voiles	109
6.6.7 Schéma de Ferrailage	110

CHAPITRE 7 : Etude des fondations

7.1 Introduction	112
7.2 Classification des fondations	112
7.3 le choix de types	112
7.4 Radier général	112
7.4.1 Etude du radier général	113
7.4.2 Vérification nécessaire	114
7.4.2.1 Vérification de la contrainte du sol	114
7.4.2.2 Vérification au poinçonnement	115
7.4.2.3 Vérification de la poussée hydrostatique	115
7.4.2.4 Les différentes sollicitations	116

7.5 Calcul du ferrailage	118
7.5.1 Ferrailage de la dalle.....	118
7.5.1.1 Ferrailage a L'ELU	118
7.5.1.2 Vérification à l'ELS.....	120
7.5.1.3 Vérification au cisaillement	121
7.5.2 Calcul de Ferrailage de la nervure	122
7.5.2.1 Ferrailage à ELU	122
7.5.2.2 Vérification à l'ELS	123
7.5.2.3 Vérification au cisaillement	124
7.5.2.4 Calcul de l'espacement	125
7.5.2.5 Ferrailage transversal	125
7.5.2.6 Tableau Récapitulatif	125
7.5.2.7 Schéma de ferrailage du radier	126

CHAPITRE 8 : gestion de projet

8.1 Introduction	128
8.2 Gestion de projet	128
8.2.1 Gérer un projet c'est	128
8.2.2 Objectifs poursuivis par les projets	129
8.2.2.1 Les objectifs de performance technique (de qualité)	129
8.3 Les acteurs du projet	130
8.3.1 Le maître d'ouvrage (ou Porteur du projet ou Commanditaire)	130
8.3.2 Le maître d'œuvre du projet (Réalisateur ou chef de projet)	130
8.3.3 Les Partenaires	130
8.4 Définition d'une tâche	130
8.5 Définition des jalons d'un projet	130
8.6 Définition d'un livrable	130
8.7 La direction du projet	131
8.7.1 Les actions à mener lors des grandes phases du projet	131
8.7.1.1 L'étude d'opportunité	131
8.7.1.2 L'étude de faisabilité.....	131
8.7.1.3 L'étude détaillée	132
8.7.1.4 L'étude technique	132
8.7.1.5 La phase de définition du projet.....	132

8.8 Conclusion	132
----------------------	-----

Conclusion générale

Référence bibliographique

Annexes

Liste des figures

Figure 1.1 : Diagramme déformation contrainte du béton	7
Figure 1.2 : Diagramme des contraintes du béton à ELS	8
Figure 1.3 : Diagramme déformation contrainte d'acier	9
Figure 2.1 : surface afférente du poteau	13
Figure 2.2 : Schéma d'une dalle à corps creux	17
Figure 2.3 : Schéma d'une poutrelle	17
Figure 2.4 : coupe de voile en élévation	18
Figure 2.5 : Plancher terrasse inaccessible	19
Figure 2.6 : Plancher étage courant	19
Figure 2.7 : Murs extérieurs	21
Figure 3.1 : Coupe transversale du plancher	24
Figure 3.2 : Les types des poutrelles	25
Figure 3.3 : Diagrammes des moments et efforts tranchants à ELU pour type 03.....	28
Figure 3.4 : Diagrammes des moments et efforts tranchants à ELS pour type 03	28
Figure 3.5 : Dimension de la poutrelle	30
Figure 3.6 : Schéma de ferrailage des poutrelles	36
Figure 3.7 : Disposition des armatures de la dalle de compression	37
Figure 4.1 : Les différents caractéristiques d'un escalier	39
Figure 4.2 : Schéma de notre escalier	39
Figure 4.3 : Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU	44
Figure 4.4 : Diagramme des moments à ELS	44
Figure 4.5 : Ferrailage d'escalier.....	48
Figure 4.6 : Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants à ELU.....	50
Figure 4.7 : Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants à ELS	51
Figure 4.8 : Schémas de ferrailage de la poutre palière	56
Figure 4.9 : Schéma de l'acrotère.....	57
Figure 4.10 : Ferrailage de l'acrotère	61
Figure 5.1 : Disposition 1	65
Figure 5.2 : Disposition final	66
Figure 5.3 : Spectre de réponse extrait de logiciel (RPA spectre).....	74
Figure 5.4 : modèle finale par SAPP 2000	79
Figure 6.1 : Ferrailage des poteaux	92
Figure 6.2 : schéma de ferrailage des poutre principales	104
Figure 6.3 : Schémas des ferrailage des poutres secondaires	104
Figure 6.4 : Section partiellement comprimée	107
Figure 6.5 : Section entièrement comprimée	108
Figure 6.6 : Section entièrement tendue	108
Figure 6.7 : Ferrailage des voiles	110
Figure 7.1 : schéma d'un radier.....	113
Figure 7.2 : Moment M11 à L'ELU	116

Figure 7.3 : Moment M22 á L'ELU	117
Figure 7.4 : Shémas de ferrailage de nervures.....	117
Figure 8.1 : Les acteurs d'un projet.....	129
Figure 8.2 : Le maître d'ouvrage et le maître d'œuvre	130
Figure 8.3 : rôle de l'équipe de projet.....	131

Liste des tableaux

Tableau 1.1 : Facteur de durée d'application des charges.....	8
Tableau 1.2 : Valeur de la limite d'élasticité garantie	9
Tableau 2.1 : Les sections des poteaux	15
Tableau 2.2 : Descente de charge de la terrasse inaccessible	19
Tableau 2.3 : Descente de charge des étages courants.....	20
Tableau 2.4 : Descente de charge de la maçonnerie intérieure. Type 1	20
Tableau 2.5 : Descente de charge de la maçonnerie intérieure. Type 2	21
Tableau 2.6 : Descente de charge de la maçonnerie extérieure	21
Tableau 2.7 : Descente de charge de la dalle pleine.....	22
Tableau 3.1 : Evaluation des charges	24
Tableau 3.2 : Les moments et l'effort tranchant par la méthode de forfaitaire	29
Tableau 3.3 : Les moments et efforts tranchants type 1	29
Tableau 3.4 : Les moments et efforts tranchants type 02	29
Tableau 3.5 : Les moments et efforts tranchants type 03	30
Tableau 3.6 : Tableau d'ancrage des armatures	35
Tableau 3.7 : Tableau du ferrailage des poutrelles.....	35
Tableau 4.1 : Evaluation des charges et des surcharges pour le palier	40
Tableau 4.2 : Evaluation des charges et des surcharges pour la paillasse.....	41
Tableau 4.3 : Combinaison d'action	41
Tableau 4.4 : Armatures longitudinal et espacement adopté	46
Tableau 4.5 : Les charges de l'acrotère	57
Tableau 4.6 : évaluation des sollicitations	58
Tableau 5.1 : Modal participation avant la disposition des voiles.....	64
Tableau 5.2 : Modal Participation (variante 1)	65
Tableau 5.3 : Modal Participation final	66
Tableau 5.4 : période choisie pour le calcul du D	69
Tableau 5.5 : Les critères de qualité (Q).....	71
Tableau 5.6 : Poids des différents niveaux.....	72
Tableau 5.7 : Répartition des efforts sismiques sur chaque niveau de la structure.....	73
Tableau 5.8 : Périodes et participation massique modale du modèle finale	73
Tableau 5.9 : Effort tranchant globale de base et des voiles selon les deux sens	75
Tableau 5.10 : Vérification des déplacements inter étages dans le sens x.....	76
Tableau 5.11 : Vérification des déplacements inter étages dans le sens y.....	76
Tableau 5.12 : Vérification spécifique sous l'effort normal réduit	77
Tableau 5.13 : Vérification de l'effet P-delta pour inter étages (sens -x-).....	78
Tableau 5.14 : Vérification de l'effet P-delta pour inter étage(Sens -y-).....	78
Tableau 6.1 : Les différents sollicitations maximales à l'accidentelle.....	82
Tableau 6.2 : Sollicitation maximales à ELS.....	82
Tableau 6.3 : Les résultats de ferrailage.....	85
Tableau 6.4 : Ferrailage longitudinales adopté pour les Poteaux.....	85
Tableau 6.5 : Longueur de recouvrement calculée et choisis pour chaque Type d'acier.....	86

Tableau 6.6 : La longueur de la zone nodale pour les poteaux	86
Tableau 6.7 : Vérification spécifique sous sollicitations normales	87
Tableau 6.8 : Les armatures transversale des poteaux.....	89
Tableau 6.9 : Contrainte dans le béton et dans les aciers	90
Tableau 6.10 : Vérification du flambement pour les poteaux	91
Tableau 6.11 : Sollicitation maximales dans les Poutres Principales.....	93
Tableau 6.12 : Sollicitation maximales dans les Poutres secondaires	93
Tableau 6.13 : Ferrailage des poutres	102
Tableau 6.14 : Tableau d’ancrage des armatures	103
Tableau 6.15 : Ferrailage des poutres principales	103
Tableau 6.16 : Ferrailage des poutres secondaire	104
Tableau 6.17 : Sollicitation dans les voiles de soutènement	106
Tableau 7.1 : Sollicitations maximales au niveau des dalles.....	117
Tableau 7.2 : Sollicitation maximales au niveau des nervures.	117
Tableau 7.3 : Les contraintes dans le béton et dans les aciers	121
Tableau 7.4 : Les contraintes dans le béton et dans les aciers	124
Tableau 7.5 : Ferrailage de la dalle et la nervure	125

Liste des notations

G : Action permanente

Q : Action d'exploitation

E : Action accidentelle

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible du béton

σ_{bc} : Contrainte du béton

$\overline{\sigma}_{st}$: Contrainte admissible d'acier

σ_{st} : Contrainte d'acier

$\overline{\tau}_u$: Contrainte admissible de cisaillement

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement

ε_{bc} : Déformation du béton en compression

f_{bc} : Contrainte de calcul

f_{cj} : Résistance à la compression

f_{tj} : Résistance à la traction

f_{c28} : Résistance caractéristique à 28 jours

E_{ij} : Déformations instantanées

E_{vi} : Déformations différées

ν : Coefficient de poisson

A_{st} : Section d'armature

A_r : Armature de répartition

γ_b : Coefficient de sécurité de béton

γ_s : Coefficient de sécurité d'acier

θ : Coefficient d'application

η : Facteur de correction d'amortissement

I_x, I_y : Moment d'inertie

i_x, i_y : Rayon de giration

μ_u : Moment ultime réduit

α : Position relative de la fibre neutre

z : Bras de levier

d : Distance séparant entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures

d' : Distance entre les armatures et la fibre neutre

C_p : Facteur de force horizontal

E_s : Module d'élasticité longitudinal

λ : L'élançement mécanique des poteaux

B_r : Section réduite

M_u : Moment fléchissant à l'état limite ultime

M_s : Moment fléchissant à l'état limite service

M_t : Moment en travée

M_a : Moment en appuis

V : Effort tranchant

N : Effort normal

A : Coefficient d'accélération de zone

D : Facteur d'amplification dynamique

R : Coefficient de comportement global de la structure

Q : Facteur de qualité

W : Poids total de la structure

W_i : Poids sismique au niveau « i »

C_t : Coefficient de période

β : Coefficient de pondération

F_e : Limite d'élasticité de l'acier

L_f : Longueur de flambement

f : Flèche admissible

ϕ_l : Diamètre d'une barre d'acier longitudinal

ϕ_t : Diamètre d'une barre d'acier transversale

S_t : Espacement

ELU : Etat limite ultime

ELS : Etat limite service

K : Coefficient de raideur du sol

L_s : Longueur de scellement

δe : Déplacement élastique

δu : Déplacement ultime

β : Coefficient d'amplification spectral

Introduction générale

Introduction générale :

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles et industriel. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines, dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Le domaine d'application du génie civil est très vaste, il englobe les travaux publics et le bâtiment.

Dans le but de récapituler l'essentiel de ce que nous avons acquis durant notre formation, d'approfondir nos connaissances dans le domaine de calcul des structures et s'initier au règlement en vigueur de calcul, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment (R+8) à usage d'habitation, contreventé par un système voile porteur en béton armé. Après une descente des charges et pré- dimensionnement des éléments structuraux, étude des éléments secondaires, une étude dynamique d'un bâtiment en béton bien armé qui doit être conçu et calculer de telle manière qu'il reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévu afin d'étudier les éléments structuraux et les fondations.

Donc, pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (BAEL91 révisée 99, RPA 99 / version 2003, DTR B.C.2.2 ,CBA93) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

Chapitre 1

Présentation

de projet

1.1 Introduction :

Dans ce projet de fin d'étude Nous voulons étudier un bâtiment en **R+8** qui est constitué d'un rez-de-chaussée et 8 étages d'habitation avec une terrasse inaccessible dont le lieu d'implantation est la daïra de Maghnia wilaya de Tlemcen qui est classée comme une zone de faible sismicité zone **I** selon la classification des zones établies par le règlement parasismique Algérien **RPA99 (version2003)**.

1.2 Présentation de l'ouvrage :

Nous nous proposons par notre travail d'étudier les éléments résistants d'un bâtiment constitué Deux blocs, de huit niveaux et chaque niveau contient quatre logements (f3).

1.3 Caractéristiques Géométriques de la structure :

✓ Dimension en élévation

- Hauteur du RDC.....**3.06 m.**
- Hauteur d'étage courant..... **3.06 m.**
- Hauteur totale du bâtiment**27.54 m.**

✓ Dimension en plan

- Longueur totale.....**24.70 m.**
- Largeur totale.....**19.95 m.**

1.4 Données du site :

- Le bâtiment est implanté dans la daïra de Maghnia wilaya de Tlemcen, zone classée par le **RPA 99/version 2003** Comme une zone de faible sismicité (**Zone I**).
- L'ouvrage d'habitation appartient au groupe d'usage 2. ($h_t < 48m$).
- Le site est considéré comme un site **S3** sol meuble selon **DTR-BE1.2** et **RPA99version2003**.
- La contrainte admissible du sol $\sigma_s = 1.2$ bars.

1.5 Description structurelle :

➤ **Ossature :**

Notre ouvrage est contreventé par un système de portiques « poteaux- poutres » et voiles avec interaction pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

➤ **Les Planchers :**

Deux types de planchers a été utilisée :

- Plancher de corps-creux.
- Plancher de dalle pleine.

➤ **Les escaliers :**

Notre bâtiment comporte des escaliers qui servent à relier les différents niveaux afin d'assurer la bonne circulation des usagers et il comporte une seule cage d'escalier du rez-de-chaussée aux 8 étages. Un seul type d'escalier a été utilisé c'est un l'escalier à deux volets.

➤ **Maçonnerie :**

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs :

• Mur extérieur (double paroi) :

- Murs extérieurs constitué d'une double paroi en briques (10cm et 15cm d'épaisseur) séparées par une âme d'air de 5cm d'épaisseur.

• Mur intérieur (simple paroi) :

- Murs intérieurs constitué par une seule paroi de brique de 10cm d'épaisseur.

➤ **Revêtement :**

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

➤ **Acrotères :**

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

➤ **Les fondations :**

La transmission des charges par la superstructure en sol est assurée par un radier nervuré.

1.6 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

1.6.1 Béton :

Le matériau de construction le plus utilisé actuellement est sans doute est le béton, il est fabriqué à partir du mélange de ciment, d'eau et de granulats (gravier et sable). Le béton classique est un matériau hétérogène avec une matrice en pâte de ciment hydraté. La pâte de ciment est renforcée par des granulats. Le béton résiste bien à la compression, tandis que sa résistance à la traction est faible.

1.6.1.1 Résistance mécanique du béton :

- **Résistance caractéristique en compression f_{cj} : (CBA93)**

Elle est définie par une valeur de la résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours par essais sur éprouvette cylindriques ($\emptyset = 16 \text{ cm}$; $h = 32 \text{ cm}$). Les résistances à « j » jours des bétons, peuvent être évaluées par les formules approchées suivants :

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

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 60 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1.1 f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours} \end{cases}$$

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

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

Selon le **CBA 93** : Avant durcissement total à j jours tel que $j \leq 28$ jours, la résistance à la compression est : et pour $j \geq 28$ jours $f_{cj} = 1.1 f_{c28}$ Pour un dosage courant de 350 Kg/m^3 de ciment CPJ425, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$). Pour le cas de notre structure f_{c28} est prise égale à : 25 MPa .

- **Résistance caractéristique en traction f_{tj} : (CBA93).**

La résistance caractéristique à « J » jours se déduit conventionnellement par la relation :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} \quad \text{Avec } f_{cj} < 60 \text{ MPa}$$

Pour le cas de notre structure f_{tj} est prise égale à $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$

1.6.1.2 Modules de déformation longitudinale du béton : BAEL91

Le module de déformation longitudinale instantanée, pour un chargement de durée d'application inférieure à 24 heures, est donné par :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$\text{On a pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$$

Le module de déformation longitudinal différée du béton E_{vj} on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton. il est donné par la formule suivante :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$\text{On a pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{vj} = 10818.16 \text{ MPa}$$

1.6.1.3 Coefficient de poisson : BAEL91

On appelle coefficient de poisson le rapport de la **déformation transversale** relative à la **déformation longitudinale** relative.

$\nu = 0.20$ dans le cas des états limites de services l'ELS.

$\nu = 0$ dans le cas des états limites ultimes l'ELU.

1.6.1.4 Contrainte de calcul du béton comprimé :

- **Contrainte ultime du béton (E.L.U) : BAEL91**

Dans les calculs relatifs à l'E.L.U on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit «**parabole rectangle** ». Ce diagramme qui représente la contrainte de béton en fonction de son raccourcissement (figure 1.1), est constitué comme suit

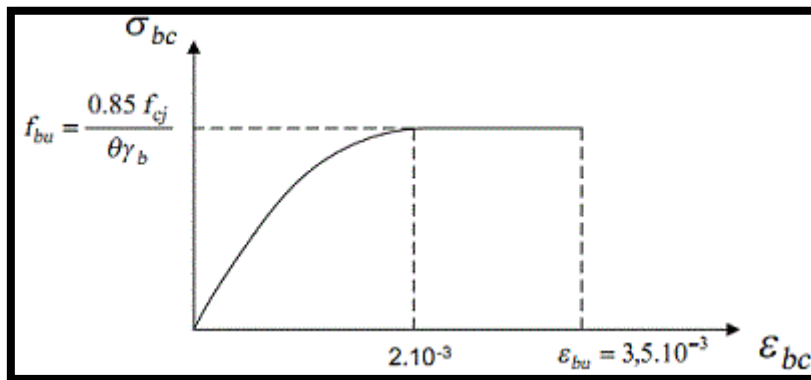


Figure 1.1 : Diagramme déformation contrainte du béton

ε_{bc} : Déformation du béton en compression.

f_{bc} : Contrainte de calcul pour $2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5 \text{‰}$

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours.

γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$ Cas général.

$\gamma_b = 1,15$ Cas accidentel

D'où la contrainte σ_{bc} est en fonction de son raccourcissement

$$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2 \text{‰} \rightarrow \sigma_{bc} = f_{bc} \left[1 - \left(\frac{2.10^{-3} - \varepsilon_{bc}}{2.10^{-3}} \right) \right]$$

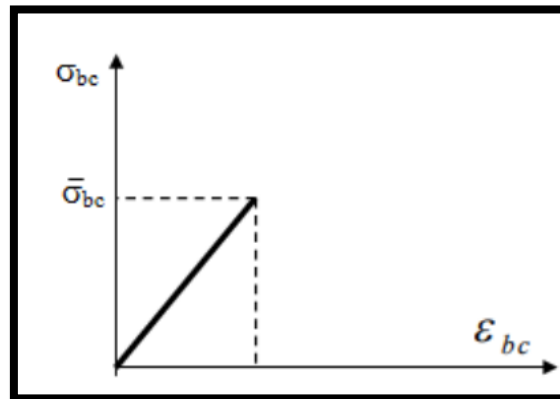
$$2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰} \rightarrow \sigma_{bc} = f_{bc} .$$

Tableau 1.1 : Facteur de durée d'application des charges

θ	Durée d'application
1	$> 24 h$
0.9	$1h \leq durée \leq 24 h$
0.85	$< 1h$

- **Etat limite de service (E.L.S) : BAEL91**

Dans le cas de l'ELS, on suppose que le diagramme des contraintes reste dans le domaine élastique linéaire, et est défini par son module d'élasticité

**Figure 1.2** : Diagramme des contraintes du béton à ELS

La contrainte de compression du béton doit être au plus égale à $\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$

1.6.2 L'Acier : BAEL91

1.6.2.1 Définition :

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

- Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.
- Aciers durs pour 0.25 à 0.4% de carbone.

1.6.2.2 Caractères mécaniques :

La caractéristique mécanique servant de base aux justifications est l'état limite d'élasticité est garantie par le fournisseur et est désignée par $\langle f_e \rangle$. Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est égal à : $E_s = 200000 MPa$.

Les armatures pour le béton armé sont constituées d'aciers qui se distinguent par leur nuance et leurs états de surface (barres lisses et barres à haute adhérence).

Tableau 1.2 : Valeur de la limite d'élasticité garantie f_e

Nuance		Fy(MPa)
Ronds lisses	Fe220	215
	Fe240	235
Barres HA	Fe400	400
	Fe500	500

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence avec un acier de nuance $FeE400$

1.6.2.3 Contraintes limites des Aciers :

- **Diagramme déformation contrainte de calcul : BAEL91**

$\sigma_s = f$ ($\epsilon\%$) : l'allongement maximal de l'acier est limité à 10‰

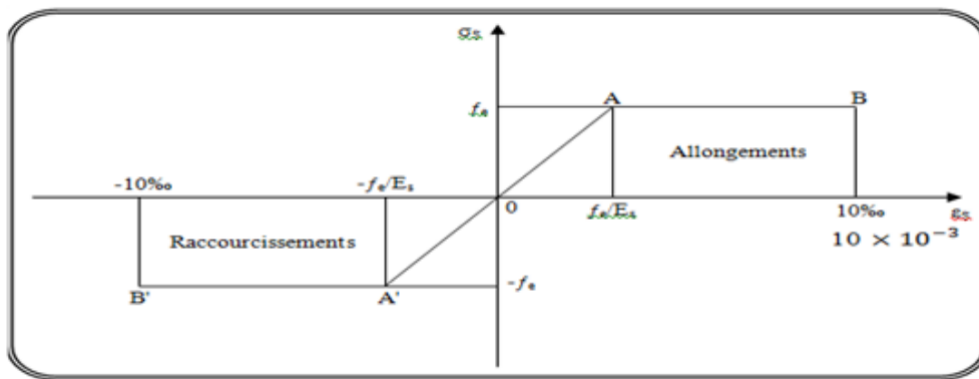


Figure 1.3 : Diagramme déformation contrainte d'acier.

- **Contraintes limites :**

$$\sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s \quad \text{Si } \epsilon_s < \epsilon_{es}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{Si } \epsilon_s \geq \epsilon_{es} \quad ; \quad \text{Avec } \epsilon_{es} = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}$$

E_s : est un Coefficient de sécurité égal à : $E_s = 200000 \text{ MPa}$.

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier.

$\gamma_s = 1,15$ pour les combinaisons accidentelles.

$\gamma_s = 1,00$ dans le cas général.

- **Etat limite ultime : BAEL91**

La contrainte admissible à l'ELU a pour valeur :

- En cas de situations accidentelles $\sigma_{st} = 400 \text{ MPa}$.
- En cas de situations normales $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$.

- **Etat limite de service : BAEL91**

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

✓ Fissuration peu nuisible : pas de limitation.

✓ Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma}_{st} \leq \sigma_{bc} \min (2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}})$.

✓ Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \sigma_{bc} \min (1/2 f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}})$.

Avec η : coefficient de fissuration

- $\eta = 1$: pour des ronds lisses (RL)

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

1.7 Actions et sollicitations :

1.7.1 Les Actions : BAEL91

Les actions sont l'ensemble des charges (forces, couples, charges permanentes, climatiques et d'exploitation) appliquées à la structure, ainsi que les conséquences des modifications statiques ou d'état (retrait, variations de température, tassements d'appuis, etc.) qui entraînent des déformations de la structure. Elles sont classées en trois catégories en fonction de leur fréquence d'apparition.

1.7.2 Sollicitations de calcul et combinaisons d'actions : BAEL91

Les sollicitations sont les éléments de réduction (effort normal, effort tranchant, moment de flexion et moment de torsion) développés dans une section par une combinaison d'action douées.

1.7.3 Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites : BAEL 91

• **Etat limite ultime** : Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante : **1,35 G + 1,5 Q**.

• **Etat limite de service** : Combinaison d'action suivante : **G + Q**

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques Algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes :

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

G : charge permanente ;

Q : charge d'exploitation.

E : effort de séisme

1.7.4 Les caractéristiques des matériaux :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

- La résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$.

- Le module d'élasticité différé de béton est : $E_{i28} = 10721,40 \text{ MPa}$.

- Le module d'élasticité instantané de béton est : $E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa}$.

- Pour les armatures de l'acier :

- longitudinales : on a choisi le : H.A << $f_e E 400$ >> $f_e = 400 \text{ MPa}$.

- transversales : on a choisi le : R.L << $f_e E 235$ >> $f_e = 235 \text{ MPa}$.

CHAPITRE 2

Descente des charges et pré- dimensionnement

2.1 Introduction :

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du **RPA99V2003** et du **BAEL91modifiées99**. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

2.2 les poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux, leur rôle est de reprendre les efforts due aux surcharge et charges ramenée par les poutres, et ensuite les transmettre aux fondations.

- **La surface supportée par le poteau le plus défavorable :**

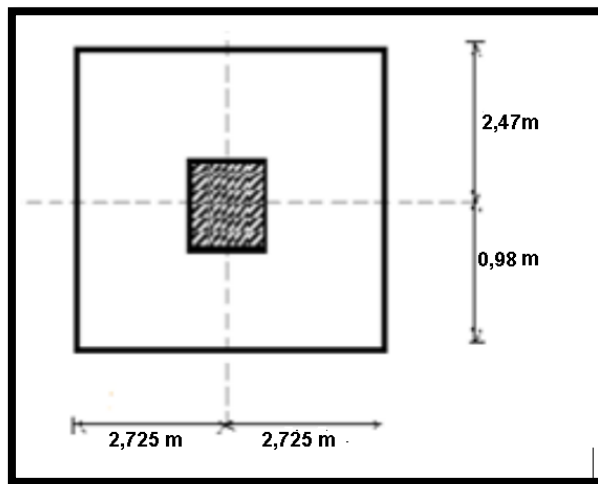


Figure 2.1 : surface afférente du poteau

$$S = (2,47 \times 2,725) \times 2 + (0,98 \times 2,725) \times 2 = 18,8025 \text{ m}^2$$

$$S = 18,8025 \text{ m}^2.$$

S : Surface supportée par le poteau le plus défavorable.

$$N_u = S \times Q \times n$$

On suppose que la charge moyenne répartie est de : $Q = 1t/m^2$

n : Le nombre d'étage.

- **Poteaux de RDC (n=9) :**

$$N_u = 18,8025 \times 1 \times 9$$

$$N_u = 169,2225 \text{ t} = 1,692225 \text{ MN}$$

- **Section réduite de béton (Br) :**

D'après **BAEL91 modifiée 99** :

Pour un poteau rectangulaire : $B_r = (a - 0,02) (a - 0,02) \text{ m}^2$

$$B_r = (\beta \cdot N_u) / [f_{bc} / 0.9 + (0.85 f_e / 100 \gamma_s)]$$

On prend : $A/B_r = 1\%$

Soit : $B_r = (\beta \cdot N_u) / [f_{bc} / 0.9 + (0.85 f_e / 100 \gamma_s)]$

Avec : $f_e = 400 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$; $\gamma_s = 1,15$; $\gamma_b = 1,5$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

β : Coefficient de l'élanement λ des poteaux :

$$\beta = 1 + 0.2 (\lambda/35)^2 \quad \text{Si } \lambda < 50$$

$$\beta = 0.85 \frac{\lambda}{100} \quad \text{Si } 50 < \lambda < 70$$

D'après **BAEL91 modifiées 99** il est préférable de prendre $\lambda = 35$.

$$\beta = 1 + 0.2 (35/35)^2 = 1,2.$$

$$B_r \geq (1,2 \times 1,692225) / [14,17/0.9 + (0.85 \times 400/100 \times 1,15)]$$

$$B_r \geq 0,1085 \text{ m}^2.$$

$$\text{Plus que : } B_r = (a - 0,02)(a - 0,02) \geq 0,1085 \text{ m}^2.$$

$$\text{Pour : } a = b \rightarrow (a - 0,02)^2 \geq 0,1085 \text{ m}^2.$$

$$a \geq 0,3493 \text{ m}^2.$$

On prend : $a = b = 0,40 \text{ m}$.

➤ D'après **RPA99 version 2003** :

$$B \geq N_u / (0,3 f_{c28})$$

$$B = a^2 \geq 0,22563 \text{ m}^2.$$

$$a = 0,4750 \text{ m}.$$

Par mesure de sécurité en prend les Poteaux du RDC a une section : $(0,60 \times 0,60) \text{ m}^2$

➤ **Vérification des conditions du RPA99 version 2003** :

On prend La plus faible section (40×40)

On a zone I : $\min(a, b) \geq 25 \text{ cm}$

$$\min(40, 40) = 25 \geq 25 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{CV}$$

Pour les étages courants et le RDC :

$$\min(a, b) = 0,40 \geq h_e/20 = 2,85/20 = 0.142 \text{ m}. \quad \rightarrow \quad \text{CV}$$

Avec : h_e : La hauteur de poteau sans inclure le plancher

$$1/4 \leq a/b \leq 4 \quad 1/4 \leq 1 \leq 4 \quad \rightarrow \quad \text{CV}$$

➤ **Vérification du flambement : RPA99 version 2003**

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50 \quad \rightarrow \quad \text{C.V}.$$

Dans le tableau (2.1) sous-dessous

Avec : $l_f = 0,7.l_0$

l_f : longueur de flambement.

l_0 : la hauteur d'étage.

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

i : rayon de giration ;

A : section du poteau

$$I = \frac{a^4}{12}$$

I : moment d'inertie

Tableau 2.1 : Les sections des poteaux

Poteaux	N_U [MN]	[a=b] [m]	L_f [m]	I [m ⁴]	A [m ²]	i [m]	λ	Condition
Etage 8	0,1880	0,40	2,142	0.0027	0.16	0.1153	18,56	C.V
Etage 7	0,3760	0,40	2,142	0.0027	0.16	0.1153	18,56	C.V
Etage 6	0,5640	0,45	2,142	0.0034	0.2025	0,1297	16,51	C.V
Etage 5	0,7521	0,45	2,142	0.0034	0.2025	0,1297	16,51	C.V
Etage 4	0,9401	0,50	2,142	0.0052	0.25	0,1442	14,85	C.V
Etage 3	1,1281	0,50	2,142	0.0052	0.25	0,1442	14,85	C.V
Etage 2	1,1361	0,55	2,142	0,0076	0.3025	0,1587	13,49	C.V
Etage 1	1,5042	0,55	2,142	0,0076	0.3025	0,1587	13,49	C.V
RDC	1,6922	0,60	2,142	0.0108	0.36	0.1732	12,36	C.V

2.3 Les poutres :

Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux suivant leur emplacement dans la construction. Nous avons deux types de poutres :

2.3.1 Les poutres principales :

➤ **Condition de portée (BAEL 91) :**

D'après le RPA99/version 2003, les poutres Ils doivent respecter la condition de flèche suivant :

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

Et aussi les dimensions suivantes :

$$b \geq 20cm, h \geq 30cm, h/b \leq 4$$

Dans notre cas, on a : $L = 545 cm$

$$545/15 \leq h \leq 545/10$$

$$36,33 \leq h \leq 54,5$$

On prend : $\begin{cases} h = 45 \text{ cm} \\ b = 40 \text{ cm} \end{cases}$

➤ **D'après Condition de portée (BAEL 91) :**

$$\begin{cases} h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ b = 40 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h/b = 1.12 \leq 4 \end{cases} \rightarrow \text{CV}$$

2.3.2 Les poutres secondaires :

Dans notre cas, on a $L = 4.95 \text{ m}$

$$495/15 \leq h \leq 495/10$$

$$33 \leq h \leq 49,5$$

On prend : $\begin{cases} h = 40 \text{ cm} \\ b = 35 \text{ cm} \end{cases}$

➤ **D'après Condition de portée (BAEL 91) :**

$$\begin{cases} h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ b = 35 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h/b = 1.14 \leq 4 \end{cases} \rightarrow \text{CV}$$

2.4 Pré dimensionnement des planchers :

2.4.1 Planchers à Corps Creux :

➤ **Condition de flèche : BAEL91.**

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition suivante :

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

Avec :

h_t : Hauteur totale du plancher.

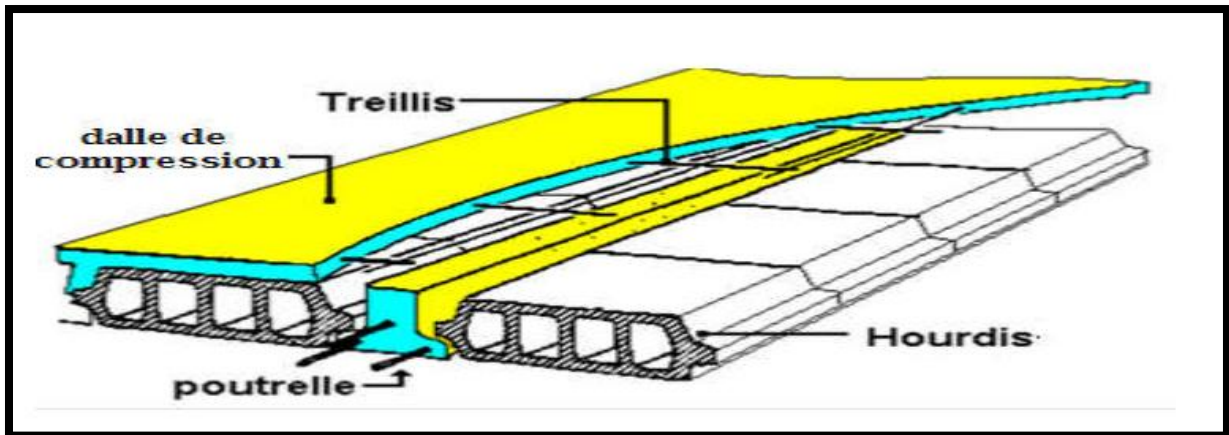
L : La portée maximale entre nus.

$$h_t \geq \frac{4.55}{22.5} = 20,22 \text{ m}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de :

$h_t = 21 \text{ cm}$ Avec : 16 cm [Pour le corps creux].

5 cm [Pour la dalle de compression].



0

2.4.2 Plancher à dalle pleine :

L'épaisseur de la dalle pleine qu'on a adoptée est de : $e = 15 \text{ cm}$

2.5 Pré dimensionnement des poutrelles : C.B.A.93

Les poutrelles sont assimilées à une section en T. Ses dimensions sont comme suite :

h_t : La hauteur total du plancher $\Rightarrow h_t = 21 \text{ cm}$

L_0 : La distance entre deux parements voisins de deux Poutrelles $(65 - 12) \Rightarrow L_0 = 53 \text{ cm}$

L : la longueur de la plus grande travée $\Rightarrow L = 455 \text{ cm}$

b_0 : largeur de la nervure $0,4 \times h_t \leq b_0 \leq 0,8 \times h_t \Rightarrow 8,4 \leq b_0 \leq 16,8 \Rightarrow b_0 = 12 \text{ cm}$

h_0 : L'épaisseur de la dalle de compression $\Rightarrow h_0 = 5 \text{ cm}$

b : Largeur de la dalle de compression $\Rightarrow b = 2 \cdot b_1 + b_0$

$$b_1 = \min\left(\frac{L_0}{2}; \frac{L}{10}\right) \Rightarrow b_1 = \min\left(\frac{53}{2} = 26,5 \text{ cm}; \frac{455}{10} = 45,5 \text{ cm}\right)$$

Donc on prend $b_1 = 26,5 \text{ cm}$.

$b = 2 \cdot b_1 + b_0 = 2 \times 26,5 + 12 \text{ cm.} \Rightarrow b = 65 \text{ cm.}$

Soit $b = 65 \text{ cm.}$

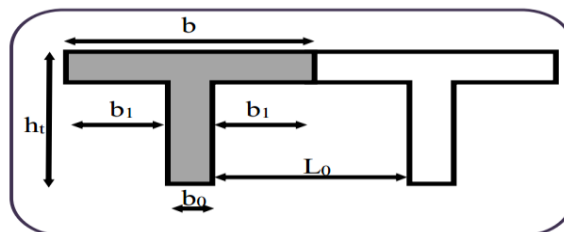


Figure 2.3 : Schéma d'une poutrelle

2.6 Pré dimensionnement des voiles de contreventement :

Le pré dimensionnement des voiles se fera selon **RPA99/version2003 (article 7.7.1)**. Les murs en béton servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

➤ D'après le **RPA 2003** :

« Les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. »

Avec :

L : Porté du voile.

e : Épaisseur du voile.

h_e : Hauteur d'étage

$$L \geq 4e$$

$$e \geq h_e/20$$

Pour le RDC et les étages courants, on a : $h_e = 3,06 \text{ m}$ $e \geq 3,06/20$

$$e \geq 0.153 \text{ m}$$

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

➤ **Vérification de la largeur : RPA 2003**

Les éléments satisfaisant à la condition suivante seule considérée comme étant des voiles

$$L \geq 4e$$

Dans notre cas $L = 405 \geq 4 \times 15 = 60 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$.

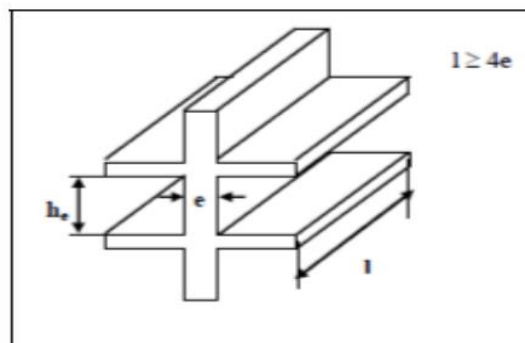


Figure 2.4 : coupe de voile en élévation

2.7 Descente des charges des planchers : DTR B.C 2.2

2.7.1 Plancher terrasse inaccessible :

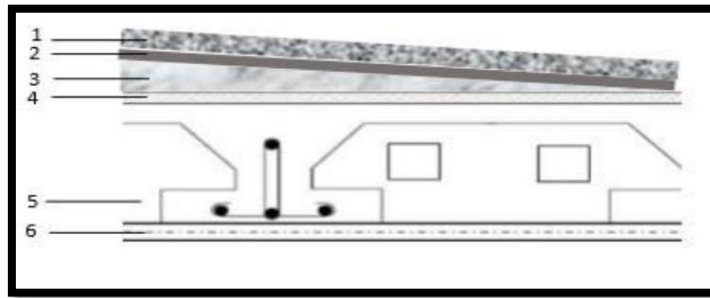


Figure 2.5 : Plancher terrasse inaccessible

Tableau 2.2 : Descente de charge de la terrasse inaccessible

Désignation de l'élément	Epaisseur [cm]	Masse volumique [KN/m ³]	poids [KN/m ²]
1. Protection en gravillons	5	17	0.85
2. Etanchéité multicouche	2	06	0.12
3. Forme de pente	10	22	2.20
4. Isolation thermique	4	4	0.16
5. Corps creux	(16+5)	14	2.94
6. Enduit en plâtre	2	10	0.20
Charge permanente			6.47
Charge d'exploitation			1

2.7.2 Plancher étage courant et rez-chaussée :

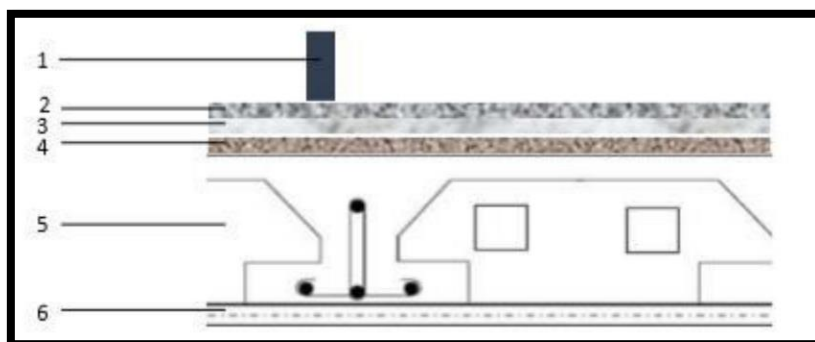


Figure 2.6 : Plancher étage courant

Tableau 2.3 : Descente de charge des étages courants

Désignation de l'élément	Epaisseur [cm]	Masse volumique [KN/m ³]	Poids [KN/m ²]
1. Cloisons	10	10	1
2. Carrelage	2	22	0.44
3. Mortier de pose	2	20	0.4
4. Lit de sable fin	3	18	0.54
5. Plancher à corps creux	(16+5)	14	2.94
6. Enduit en plâtre	2	10	0.2
Charge permanente			5.52
Charge d'exploitation			1.5

2.8 Descente des charges de la Maçonnerie :

2.8.1 Maçonnerie intérieure :

✓ Type1 :

Tableau 2.4 : Descente de charge de la maçonnerie intérieure. Type 1

Désignation de l'élément	Epaisseur [cm]	Masse volumique [KN/m ³]	Poids [KN/m ²]
1. Enduit en ciment	2	18	0.36
2. Briques creuses	10	/	0.9
3. Enduit en ciment	2	18	0.36
Charge permanente			1.62

✓ Type 2 :

Tableau 2.5 : Descente de charge de la maçonnerie intérieure. Type 2

Désignation de l'élément	Epaisseur [cm]	Masse volumique [KN/m ³]	Poids [KN/m ²]
1. Enduit en ciment	2	18	0.36
2. Briques creuses	15	/	1.35
3. Enduit en ciment	2	18	0.36
Charge permanente			2.07

2.8.2 Maçonnerie extérieure :

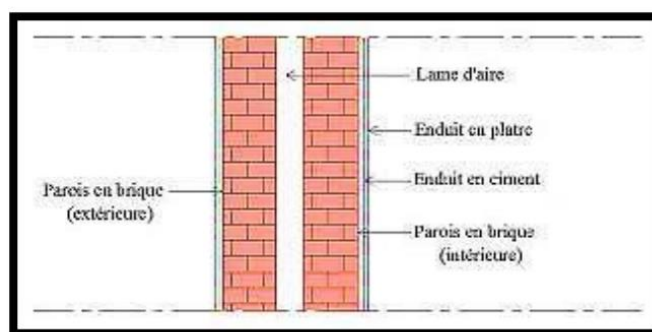


Figure 2.7 : Murs extérieurs

Tableau 2.6 : Descente de charge de la maçonnerie extérieure

Désignation de l'élément	Epaisseur [cm]	Masse volumique [KN/m ³]	<i>poids</i> [KN/m ²]
1. Enduit intérieur en ciment	2	18	0.36
2. Brique creuse	15	9	1.35
3. Brique creuse	10	9	0.90
4. Enduit extérieur en ciment	2	18	0.36
Charge permanente			2.97

2.9 Descente de charge de la dalle pleine :

$$e > 420/30 = 14 \text{ cm}$$

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

Tableau 2.7 : Descente de charge de la dalle pleine.

Désignation de l'élément	Epaisseur [cm]	Masse volumique [KN/m ³]	Poids [KN/m ²]
1. Carrelage	2	22	0.44
2. Mortier de pose	2	20	0.4
3. Lit de sable fin	3	19	0.38
4. dalle pleine	15	25	3.75
5. Enduit en plâtre	2	10	0.20
Charge permanente			5,17
Charge d'exploitation			3,5

Chapitre 3

Etude des planchers

3.1 Introduction :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportent le revêtement du sol ; ils assurent deux fonctions principales :

- Fonction de résistance : les planchers supportant leur poids propre et surcharge.
- Fonction d'isolation : ils isolent thermique et acoustiquement les différentes étages.

Plancher = poutrelle+ corps creux dalle de compression

Dans notre structure, les planchers sont en corps creux : $16 + 5 = 21 \text{ cm}$

3.2. Dimensionnement de la poutrelle :

Les poutrelles sont disposées perpendiculaire au sens porteur et espacées de 65 cm et sur lesquelles

vient s'appuyer l'hourdis.

- Hauteur du plancher : $h_t = 21 \text{ cm}$
- Epaisseur de la nervure : $h_0 = 5 \text{ cm}$.
- Largeur de la nervure : $b_0 = 12 \text{ cm}$.

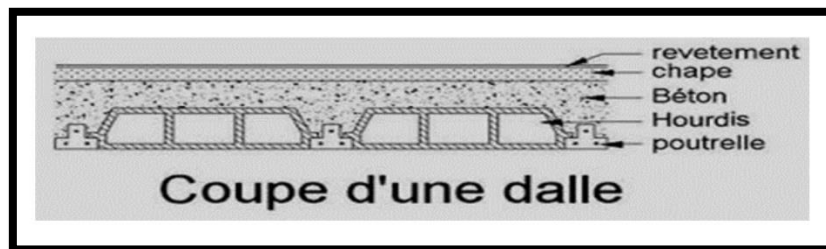


Figure 3.1 : Coupe transversale du plancher

3.3. Etude du plancher à corps creux :

D'après le **B.A.E.L 91** pour la détermination des efforts tranchants et des moments fléchissant dans le cas des poutrelles, on utilise l'une des trois méthodes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthode des trois moments

→ On adopte pour **Méthode forfaitaire**. Ainsi que logiciel **SAP2000**, pour évaluer les moments et les efforts tranchants.

3.3.1 Calcul des charges et surcharges des poutrelles :

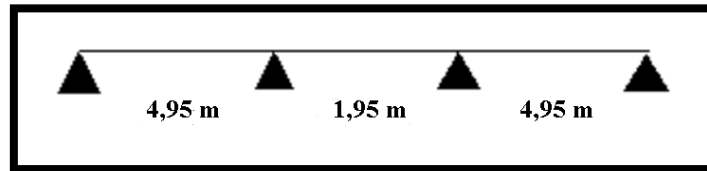
Tableau 3.1 : Evaluation des charges

Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	b (m)	Combinaison d'action	
				ELU (KN/ml) $q_u = b \times (1,35G + 1,5Q)$	ELS (KN/ml) $q_s = b \times (G + Q)$
RDC	5,52	1.5	0,65	6,3063	4,563
Terrasse inaccessible	6,47	1	0,65	6,6524	4,855
Etage courant	5,52	1.5	0,65	6,3063	4,563

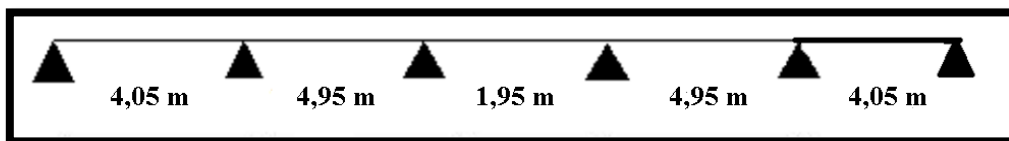
3.3.2 Les types des poutrelles :

D'après la disposition des poutrelles optée on distingue les différents types qui sont représentés comme suite :

✓ Type 1 :



✓ Type 2 :



✓ Type 3 :

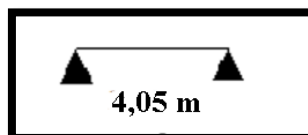


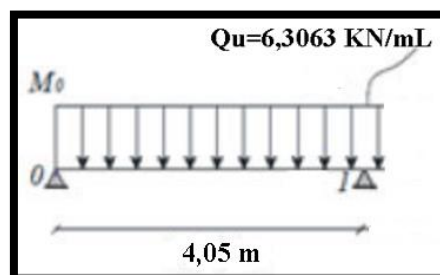
Figure 3.2 : Les types des poutrelles

3.3.3 Détermination des Efforts Internes :

Nous avons trois types des poutrelles, on va déterminer les efforts internes pour le type le plus simple 03 (RDC) et les autres sont calculés directement par logiciel **SAP2000**.

❖ ELU :

$$q_u = 6,3063 \text{ KN/m}$$



❖ Calcul des moments et des efforts tranchants :

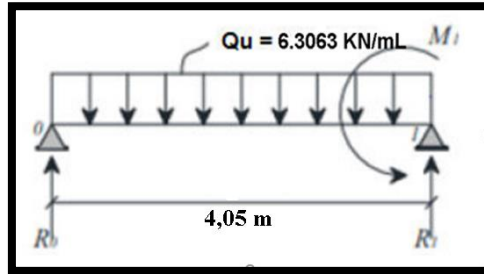
• Travée 0-1 :

$$R_0 + R_1 - q_u l = 0$$

$$R_0 + R_1 - 6,3063 \times 4,05 = 0$$

$$\Sigma M/1 = 0 : \rightarrow R_0 = 12,77 \text{ KN.}$$

$0 \leq x \leq 4,05 \text{ m}$:



$$M(x) = R_0 \cdot x - \frac{q_u x^2}{2}$$

$$M(x) = 12,77x - \frac{6,3063 \times x^2}{2} \rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(4,05) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_0 - q_u \cdot x$$

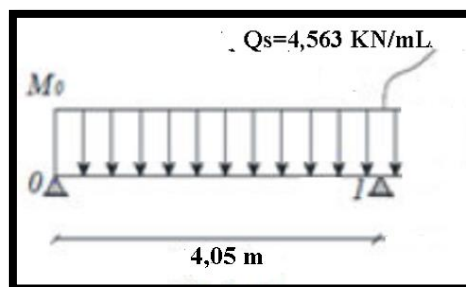
$$T(x) = 12,77 - 6,3063 \times x \rightarrow \begin{cases} T(0) = 12,77 \text{ KN.m} \\ T(4,05) = -12,77 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{max}: \text{Si } T(x) = 0 \rightarrow x = \frac{R_0}{q_u} \rightarrow x = 2,02 \text{ m}$$

$$M_{max} = 12,92 \text{ KN.}$$

❖ ELS :

$$q_s = 4,563 \text{ KN/m}$$



❖ Calcul des moments et des efforts tranchants :

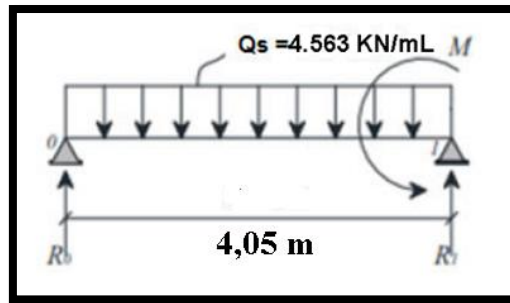
• Travée 0-1 :

$$R_0 + R_1 - q_u l = 0$$

$$R_0 + R_1 - 4,563 \times 4,05 = 0$$

$$\Sigma M/1 = 0 : \rightarrow R_0 = 9,24 \text{ KN}$$

$0 \leq x \leq 4,05 \text{ m}$:



$$M(x) = R_0 \cdot x - \frac{q_s x^2}{2}$$

$$M(x) = 9,24x - \frac{4,563 \times 4,05^2}{2} \rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(4,05) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_0 - q_s \cdot x$$

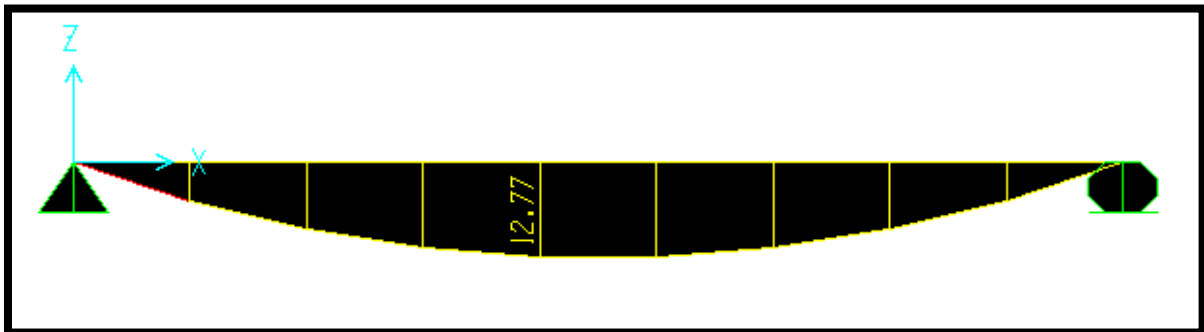
$$T(x) = 9,24 - 4,563x \rightarrow \begin{cases} T(0) = 9,24 \text{ KN.m} \\ T(4,05) = -9,24 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{max}: \text{Si } T(x) = 0 \rightarrow x = \frac{R_0}{q_s} \rightarrow x = 2,02 \text{ m}$$

$$M_{max} = 9,35 \text{ KN}.$$

✚ L'utilisation de logiciel SAP2000

Les résultats obtenus par le logiciel SAP2000 sont représentés dans les schémas ci-après :



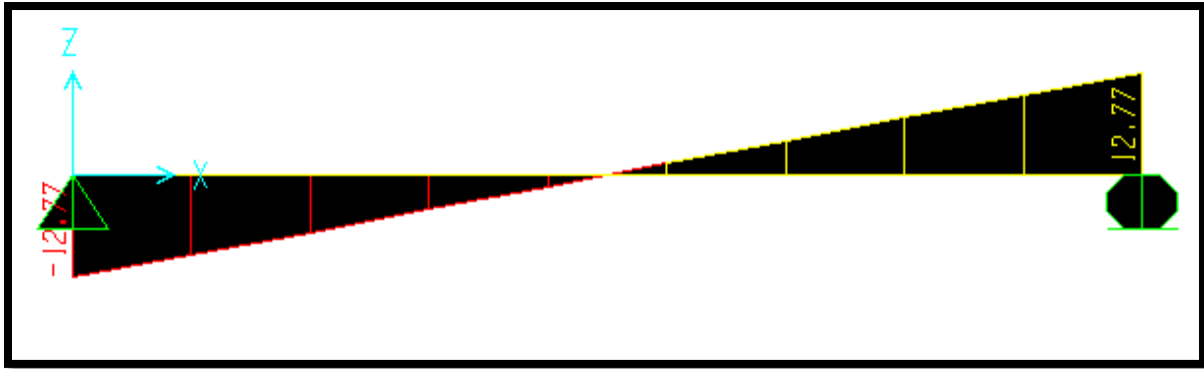


Figure 3.3 : Diagrammes des moments et efforts tranchants à ELU pour type 03

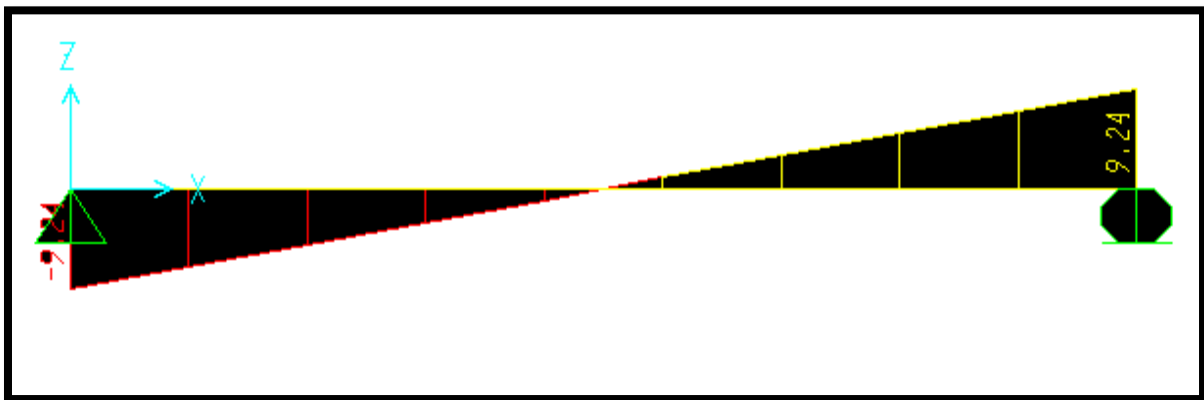
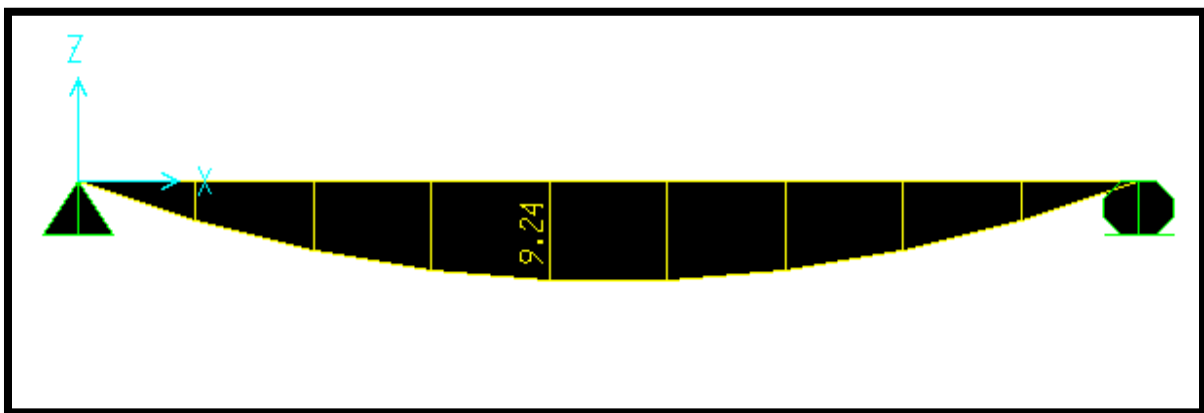


Figure 3.4 : Diagrammes des moments et efforts tranchants à ELS pour type 03

Remarque : à travers le tableau, on remarque l'égalité des valeurs calculées manuellement et les valeurs de sapp avec une petite différence dans les chiffres après la virgule et donc nous pouvons continuer les calculs en fonction des résultats de l'un des deux, dans ce cas j'ai choisi les valeurs du sapp.

3.3.4 calculs des moments :

Dans le cas étudié, 1er type RDC :

Tableau 3.2 : Les moments et l'effort tranchant par la méthode de forfaitaire

$M_0(KN.m)$	$M_t(KN.m)$	$M_a(KN.m)$	$T (KN)$
12,77	$0,85M_0 = 10,85$	$0,50M_0 = 6,38$	12,77
9,24	$0,85M_0 = 7,854$	$0,50M_0 = 4,62$	9,24

3.3.5 Représentation des résultats de calcul :

✓ **Type 01 :**

Tableau 3.3 : Les moments et efforts tranchants type 1

Plancher	ELU			ELS		
	$M_{Trav Max}$	$M_{App Max}$	T_{Max}	$M_{Trav Max}$	$M_{App Max}$	T_{Max}
Terrasse inaccessible	14,33	13,57	19,21	10,31	9,90	14,02
Etage courant +RDC	13,40	12,86	18,21	9,69	9,31	13,17

✓ **Type 02 :**

Tableau 3.4 : Les moments et efforts tranchants type 02

Plancher	ELU			ELS		
	$M_{Trav Max}$	$M_{App Max}$	T_{Max}	$M_{Trav Max}$	$M_{App Max}$	T_{Max}
Terrasse inaccessible	8,51	14,73	17,62	6,21	10,75	12,86
Etage courant +RDC	8,07	13,96	16,70	5,84	10,10	12,09

✓ Type 03 :

Tableau 3.5 : Les moments et efforts tranchants type 03

Plancher	ELU			ELS		
	$M_{Trav Max}$	$M_{App Max}$	T_{Max}	$M_{Trav Max}$	$M_{App Max}$	T_{Max}
Terrasse inaccessible	11,44	6,73	13,47	8,35	4,91	9,83
Etage courant +RDC	10,85	6,38	12,77	7,854	4,62	9,24

3.3.6 Ferrailage des poutrelles :

Dans ce projet on a plusieurs types des poutrelles, donc on prend un seul type « Type2 » comme un exemple de calcul au niveau du plancher d'étage et on pose résultats trouvés des autres types dans un tableau récapitulatif.

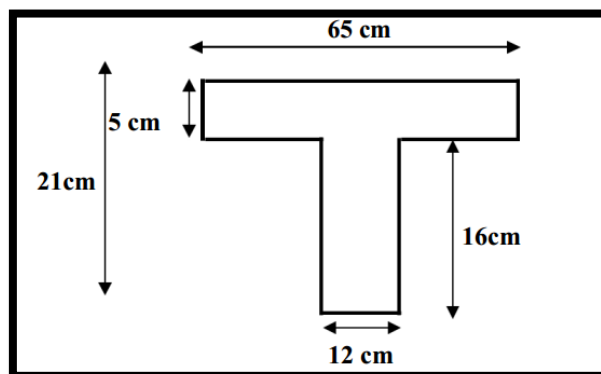


Figure 3.5 : Dimension de la poutrelle

❖ ELU :

• En travée :

$$M_{U max} = 8,07 \text{ KN.m} = 0,00807 \text{ MN.m}$$

$$M_t = bh_0 f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,65 \times 0,05 \times 14,17 \left(0,189 - \frac{0,05}{2} \right)$$

$$M_t = 0,0755 \text{ MN.m}$$

On a $M_U \leq M_t$

Donc : La table n'est pas entièrement comprimée l'axe neutre passe dans la table de Compression donc le calcul se fait en flexion simple pour une section rectangulaire fictive $b \times h = 65 \times 21$.

$$\mu = M_{U max} / b d^2 f_{bc} = 0,00807 / 0,65 \times 0,189^2 \times 14,17 = 0,0245$$

$$\mu_u = 0,0245 \leq \mu_R = 0.392 \text{ (FeE 400)}$$

Donc : les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc}=0$)

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0245}) = 0,0310$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,189(1 - 0,4 \times 0,0310) = 0,187m$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400/1.15 = 347.83 \text{ MPa.}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_{U \max}}{z\sigma_{st}} \rightarrow A_{st} \geq \frac{0,00807}{65,04} = 1,24 \text{ cm}^2$$

Le choix est de : 2T14=3,08cm²

➤ **Condition de non fragilité : BAEL91**

$$A_{st} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow A_{st} \geq 0.23 \times 0,65 \times 0,189 \times \frac{2,1}{400}$$

$$3,08 \text{ cm}^2 \geq 1.48 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

• **En appui :**

$$M_a = 13,96 \text{ KN.m} = 0,01396$$

$$M_t = bh_0f_{bc}(d - \frac{h_0}{2}) = 0.65 \times 0.05 \times 14,17(0,189 - 0,05/2)$$

$$M_t = 0,0755 \text{ MN.m}$$

$$\text{On a } M_U \leq M_t$$

Donc : La table n'est pas entièrement comprimée l'axe neutre passe dans la table de Compression donc le calcul se fait en flexion simple pour une section rectangulaire fictive $b \times h = 65 \times 21$.

$$\mu = M_{U \max} / b d^2 f_{bc} = 0,01396 / 0,65 \times 0,189^2 \times 14,17 = 0,0424$$

$$\mu_u = 0,0424 \leq \mu_R = 0.392 \text{ (FeE 400)}$$

Donc : les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc}=0$)

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0424}) = 0,0335$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,189(1 - 0,4 \times 0,0542) = 0,184 \text{ m.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400/1.15 = 347.83 \text{ MPa.}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_{U \max}}{z\sigma_{st}} \rightarrow A_{st} \geq \frac{0,01396}{64,31} = 2,17 \text{ cm}^2$$

Le choix est de : 2T14=3,08 cm²

➤ **Condition de non fragilité : BAEL91**

$$A_{st} \geq 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} = 3,08 \text{ cm}^2 \geq 1.48 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV.}$$

❖ **ELS :**

• **En travée :**

$$M_{S \max} = 5,84 \text{ KN.m} = 0,00584 \text{ MN.m}$$

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b \times x^2}{2} + nA_{SC}(x-d') - nA_{St}(d-x) \quad \text{avec } n=15$$

$$32,5 x^2 - 15 \times 3,08(18,9 - x) = 0$$

$$32,5 x^2 + 46,2 x - 873,18 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 340,07$$

$$x = 4,52 \text{ cm} < 5 \text{ cm} \rightarrow \text{L'axe neutre se trouve dans la table.}$$

➤ **Moment d'inertie de la section :**

$$I = \frac{b \times x^3}{3} + nA_{SC}(x-d')^2 + nA_{St}(d-x)^2$$

$$I = 11554,24 \text{ cm}^4.$$

➤ **Calcul de la contrainte :**

Ce type de poutrelles est soumis à des fissurations peu nuisibles et par conséquent on vérifie les contraintes dans le béton

➤ **Contrainte maximale dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,00584 \times 0,0452}{0,0001155424} = 2,28 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2,28 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \rightarrow \text{CV.}$$

• **En appui :**

$$M_{S \max} = 10,10 \text{ KN.m}$$

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b \times x^2}{2} + nA_{SC}(x-d') - nA_{St}(d-x) \quad \text{avec } n=15$$

$$32,5 x^2 - 46,2 (18,9 - x) = 0$$

$$32,5 x^2 + 46,2x - 873,18 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 340,07$$

$$x = 4,52 \text{ cm} < 5 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{L'axe neutre se trouve dans la table.}$$

➤ **Moment d'inertie de la section :**

$$I = \frac{b \times x^3}{3} + nA_{SC}(x-d')^2 + nA_{St}(d-x)^2$$

$$I = 11554,24 \text{ cm}^4.$$

➤ **Calcul de la contrainte :**

Ce type de poutrelles est soumis à des fissurations peu nuisibles et par conséquent on vérifie les contraintes dans le béton

➤ **Contrainte maximale dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,01010 \times 0,0452}{0,0001155424} = 3,95 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 3,95 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \quad \rightarrow \quad \text{CV.}$$

➤ **Vérification au cisaillement : D'après C.B.A.93**

Fissuration peu nuisible

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = 0,708 \text{ MPa} \quad \text{avec} \quad V_u = 0,01607 \text{ MN.m} \quad , b_0 = 0,12 \text{ m} \quad , d = 0,189 \text{ m}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,2f_{c28}/1,5 ; 5) \text{ MPa} = \min(3,33 ; 5) \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \rightarrow \quad \text{CV} \quad \text{Donc il n'y a pas un risque de Cisaillement.}$$

➤ **Armatures transversales :**

$$\phi_t = \min(\phi_l ; h/35 ; b_0/10) \text{ cm} = \min(1,2 ; 21/35 ; 12/10) \text{ cm} = 0,6 \text{ cm}$$

En prend $\phi_t = 6 \text{ mm}$

Avec ϕ_t : Le diamètre minimum du ferrailage longitudinal.

b_0 : La largeur de la poutrelle.

h : La hauteur du plancher

➤ **Calcul de l'espacement :**

D'après le **RPA 99 version 2003 :**

➤ **Zone Nodale :**

$$St \leq \min (h/4 ; 12\phi_I ; 30) \text{ cm}$$

$$St \leq \min (21/4 ; 12 \times 1,2 ; 30) \text{ cm}$$

On prend **$St = 5 \text{ cm}$**

➤ **Zone courante :**

$$St \leq h/2 = 21/2$$

On prend **$St = 10 \text{ cm}$**

➤ **Vérification au glissement : RPA2003**

$$\text{En appui : } V_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} \leq 0$$

Avec $V_u : 10,10 \text{ KN}$

$$M_u : 13,96 \text{ KN.m}$$

$$-71,96 \leq 0 \rightarrow \text{CV}$$

Donc il n'est pas nécessaire de procéder à la vésication des armatures aux niveaux d'appuis.

3.3.7 Vérification de la flèche : B.A.E.L91

Il faut satisfaire la condition suivante : **$f \leq f_{adm}$**

➤ **La flèche admissible :**

$$\text{Si } L \leq 500 \quad f_{adm} = L / 500$$

$$\text{Si } L > 500 \quad f_{adm} = 0,5 + L / 1000$$

$$L = 4,95 \text{ m} \rightarrow f_{adm} = 4,95 / 500 = 0,0099 \text{ m}$$

➤ **Calcul de la flèche :**

$$l_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times A_{St} \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 = \frac{0,65 \times 0,21^3}{12} + 15 \times 0,000308 \left(\frac{0,21}{2} - 0,021 \right)^2$$

$$l_0 = 0,000534 \text{ m}^4$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\varphi \left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right)} \quad \text{avec} \quad \varphi = \frac{A_{St}}{b_0 \times d} = \frac{0,000308}{0,12 \times 0,189} = 0,0135$$

$$\lambda_i = 3,05$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \varphi \times \sigma_{St} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0135 \times 347,82 + 2,1} = 0,17$$

$$l_{fi} = \frac{1,1 \times l_0}{1 + \lambda_i \times \mu} = 0,000372 \text{ m}$$

$$\frac{1}{\gamma} = \frac{M_{ser}}{l_{fi} \times E_i} = \frac{M_{ser}}{l_{fi} \times E_i} = 0,000528$$

$$\text{Avec : } E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \frac{l^2}{10} \times \frac{1}{\gamma} = 0,000685 \text{ m}$$

$$f = 0,000685 \text{ m} < f_{adm} = 0,0099 \text{ m} \rightarrow \text{C.V}$$

3.3.8 Longueur d’ancrage : CBA93

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_s} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm} \quad \text{avec } \bar{\tau}_s = 0,6(\psi_s)^2 f_{t28} = 2,835$$

Avec : ψ_s : 1.5 pour les aciers H.A.

$$L_1 = 10 \cdot \phi = 120 \text{ mm}$$

$$r = 5.5 \phi = 66 \text{ mm}$$

$$L_2 = L_s - \alpha L_1 - \beta \cdot r = 54,26 \text{ mm}$$

$$L \geq L_2 + r + \frac{\phi}{2} \rightarrow L \geq 126,26 \text{ mm}$$

En prend $L = 13 \text{ cm}$.

Un crochet à 90° : $\alpha = 1.87$ $\beta = 2.19$

➤ **Tableau l'ancrage des armatures :**

Tableau 3.6 : Tableau d’ancrage des armatures

ϕ (mm)	$\bar{\tau}_s'$ (MPa)	L_s (cm)	L_1 (cm)	r (cm)	L_2 (cm)	L (cm)
12	2,835	42,32	12	6,6	5,42	13
14	2,835	49,38	14	7,7	6,34	15

➤ **Tableau récapitulatif du ferrailage des poutrelles :**

Tableau 3.7 : Tableau du ferrailage des poutrelles.

Type	Niveau	A_{st} Calculé (cm^2)		A_{st} Choisie (cm^2)		Armatures Transversales	Espacement (cm)	
		En travée	En appui	En travée	En appui		Zone Nodale	Zone courant
1	RDC	2,08	1,99	2T14	2T14	$\phi 6$	5	10
	E. C	2,08	1,99	2T14	2T14			
	TERRASSE	2,22	2,10	2T14	2T14			
2	RDC	1,24	2,17	2T14	2T14	$\phi 6$	5	10
	E. C	1,24	2,17	2T14	2T14			
	TERRASSE	1,31	2,29	2T14	2T14			
3	RDC	1,68	0,98	2T14	2T14	$\phi 6$	5	10
	E. C	1,68	0,98	2T14	2T14			
	TERRASSE	1,77	1,04	2T14	2T14			

3.3.9 Schéma de ferrailage des poutrelles :

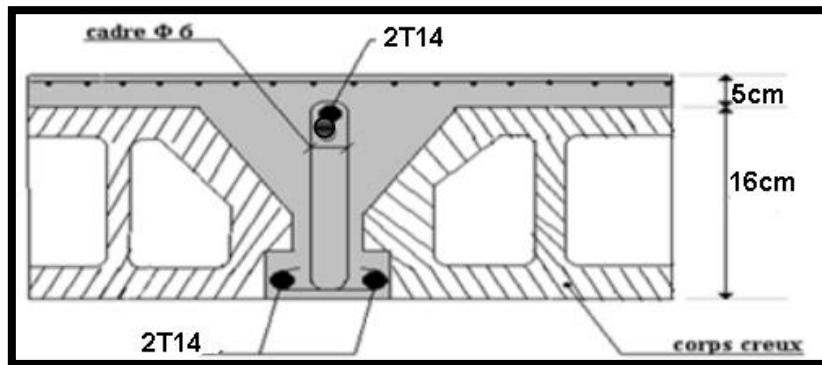


Figure 3.6 : Schéma de ferrailage des poutrelles

3.3.10 Ferrailage de la dalle de compression :

D'après le règlement **CBA** : Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm (5p. m) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33cm (3p. m) pour les armatures parallèles aux nervures

Les sections doivent être :

$$50 \text{ cm} \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = \frac{4 \times L_1}{f_e}$$

$$L_1 \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_2 = \frac{200}{f_e}$$

Avec :

L_1 : Distance entre axes des poutrelles ($L_1=65\text{cm}$)

$f_e = 400 \text{ MPa}$

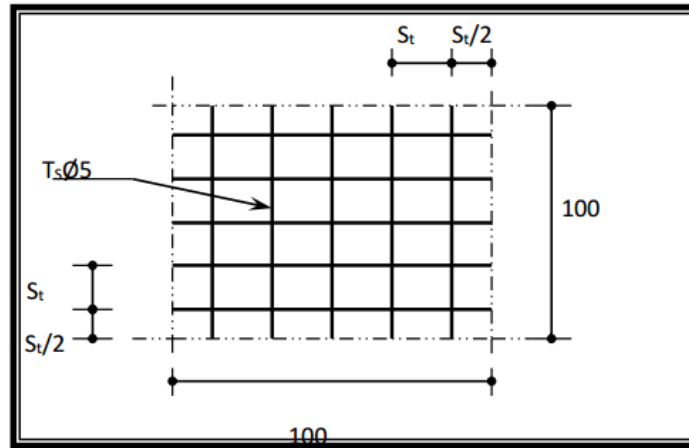
Pour Armatures perpendiculaires aux poutrelles :A

$$A_1 = \frac{4 \times 65}{400} = 0,65 \text{ cm}^2 / \text{mL}$$

Pour Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,325 \text{ cm}^2 / \text{mL}$$

On adopte un treillis soudé pour les différents planchers de $\emptyset 5 (15 \times 15) \text{ cm}^2$.

3.3.11 Schéma de la Disposition des armatures de la dalle de compression :**Figure 3.7 :** Disposition des armatures de la dalle de compression

Chapitre 4

Etude des

éléments

secondaires

4.1 Etude d'escalier :

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

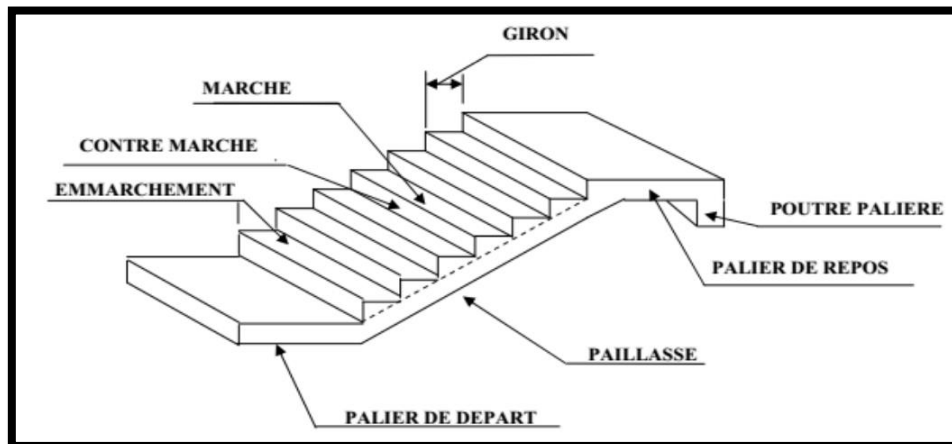


Figure 4.1 : Les différents caractéristiques d'un escalier

Notre bâtiment à usage d'habitation comporte le même type d'escalier, il a une forme droite, composé de deux volées et un palier de repos.

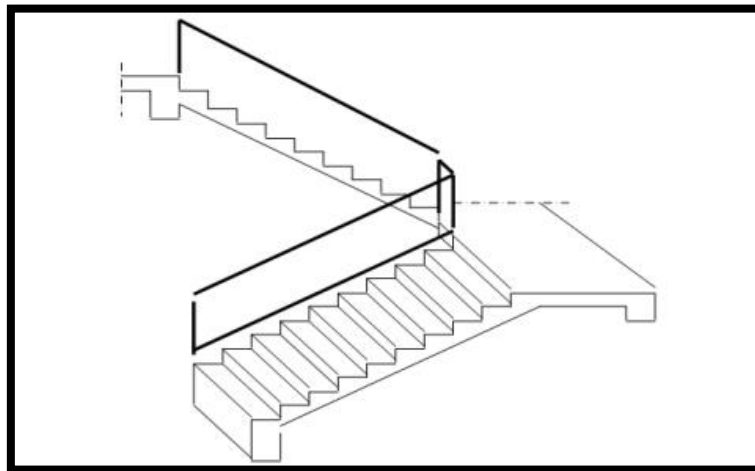


Figure 4.2 : Schéma de notre escalier

4.1.1 Dimensionnement des escaliers :

D'après la formule de **blondel** : $59\text{cm} \leq 2h + g \leq 66\text{cm}$.

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

$14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm} \Rightarrow h = 17\text{cm}$.

On obtient :

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

➤ **Nombre de contre marche :**

$$n = \frac{H}{h} \Rightarrow n = \frac{306}{17} = 18 \Rightarrow (9 \text{ contre marche par volée})$$

➤ **Nombre des marches (m) :**

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8$$

➤ **Longueur de la ligne de foulée :**

$$L = g \times (n/2 - 1) = 30 \times (9 - 1) = 240 \text{ cm}$$

➤ **L'inclinaison des paillasses :**

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{1,53}{2,40} \right) ; \text{ donc } \alpha = 32,51^\circ$$

➤ **Calcul des épaisseurs (palier et paillasse) :**

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow \frac{370}{30} \leq e \leq \frac{370}{20} \Rightarrow 12,33 \text{ cm} \leq e \leq 18,30 \text{ cm}$$

On prend « $e = 15 \text{ cm}$ » pour la paillasse et le palier.

4.1.2 Evaluation des charges et surcharge des escaliers : DTR (B.C2.2)

✓ **Palier :**

Tableau 4.1 : Evaluation des charges et des surcharges pour le palier

Désignation	Ep (m)	Masse volumiques (KN/m^3)	Poids (KN/m^2)
Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Couche de sable	0,02	18	0,36
Poids propre du palier	0,15	25	3,75
Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
G			5,15
Q			2,5

✓ Paillasse :

Tableau 4.2 : Evaluation des charges et des surcharges pour la paillasse

Désignation	E_p (m)	Masse volumiques (KN/m^3)	Poids (KN/m^2)
Carrelage horizontal	0,02	22	0,44
Mortier de pose horizontal	0,02	20	0,40
Carrelage vertical	0,02	22h/g	0,25
Mortier de pose vertical	0,12	20h/g	0,23
Poids propre du contre marche	0,17/2	25	2,13
Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
Poids propre du paillasse	0,15	25	3,75
G			7,40
Q			2,5

4.1.3 Combinaisons d'action :

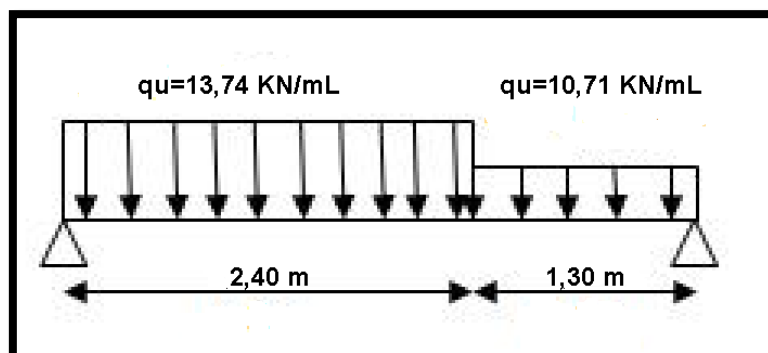
Tableau 4.3 : Combinaison d'action

Combinaison d'action	Palier (KN/m^2)	La Paillasse (KN/m^2)
ELU	10,71	13,74
ELS	7,65	9,9

4.1.4 Ferrailage des escaliers :

4.1.4.1 Détermination des efforts internes :

❖ ELU :



$$\sum F_v = 0 \quad R_A + R_B - (10,71 \times 1,30) - (13,74 \times 2,40) = 0$$

$$R_A + R_B = 46,90 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = (10,71 \times 1,30 \times 3,05) + (13,74 \times 2,4 \times 1,2) - R_B \times 3,70$$

$$R_B = 22,17 \text{ KN}; R_A = 24,72 \text{ KN}$$

➤ Les moments fléchissant et les efforts tranchants :

$0 \leq x \leq 2,40 \text{ m}$:

$$M(x) = R_A \times x - 13,74 \times \frac{x^2}{2}$$

$$\rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(2,4) = 19,75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_A - 13,74 \times x$$

$$\rightarrow \begin{cases} T(0) = 24,72 \text{ KN.m} \\ T(2,4) = -8,256 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{max} \text{ Si } T(x)=0 \text{ donc : } x = 24,72/13,74 = 1,80 \text{ m}$$

$$M_{max} = 22,23 \text{ KN.m}$$

$2,4 \leq x \leq 3,7 \text{ m}$:

$$M(x) = R_A \times x - 13,74 \times 2,4 \times (x - \frac{2,4}{2}) - 10,71 \times \frac{(x-2,4)(x-2,4)}{2}$$

$$\rightarrow \begin{cases} M(2,4) = 19,75 \text{ KN.m} \\ M(3,7) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

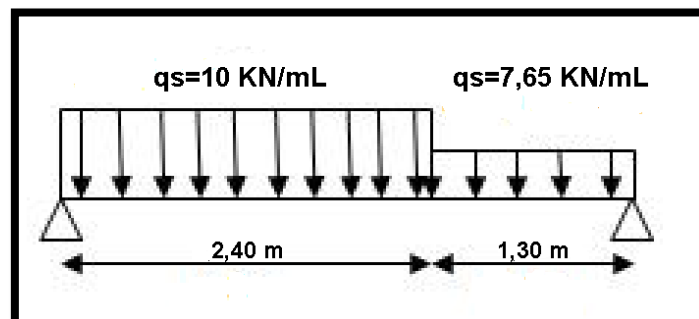
$$T(x) = R_A - 13,74 \times 2,4 - 10,71 \times (x - 2,4)$$

$$\rightarrow \begin{cases} T(2,4) = -8,256 \text{ KN.m} \\ T(3,7) = -22,19 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{max} \text{ Si } T(x)=0 \text{ donc : } x = 17,35/10,71 = 1,62 \text{ m}$$

$$M_{max} = 22,94 \text{ KN.m}$$

❖ ELS :



$$\sum Fv = 0 \quad R_A + R_B - (7,65 \times 1,30) - (10 \times 2,4) = 0$$

$$R_A + R_B = 33,94 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = (7,65 \times 1,30 \times 3,05) + (10 \times 2,4 \times 1,2) - R_B \times 3,7$$

$$R_B = 15,98 \text{ KN} ; R_A = 17,95 \text{ KN}$$

➤ Les moments fléchissant et les efforts tranchants :

$0 \leq x \leq 2,4 \text{ m} :$

$$M(x) = R_A \times x - 10 \times \frac{x^2}{2}$$

$$\rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(2,4) = 14,28 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_A - 10 \times x$$

$$\rightarrow \begin{cases} T(0) = 17,95 \text{ KN.m} \\ T(2,4) = -6,05 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{max} \text{ Si } T(x)=0 \text{ donc : } x = 17,95/10 = 1,79 \text{ m}$$

$$M_{max} = 16,11 \text{ KN.m}$$

$2,4 \leq x \leq 3,7 \text{ m} :$

$$M(x) = R_A \times x - 10 \times 2,4 \times (x - \frac{2,4}{2}) - 7,65 \times \frac{(x-2,4)(x-2,4)}{2}$$

$$\rightarrow \begin{cases} M(2,4) = 14,28 \text{ KN.m} \\ M(3,7) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_A - 10 \times 2,4 - 7,65 \times (x - 2,4)$$

$$\rightarrow \begin{cases} T(2,4) = -6,05 \text{ KN.m} \\ T(3,7) = -16,00 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{max} \text{ Si } T(x)=0 \text{ donc : } x = 16,88/10 = 1,6 \text{ m}$$

$$M_{max} = 16,67 \text{ KN.m}$$

✚ Vérification des résultats des moments fléchissant et des efforts tranchants avec SAP2000:

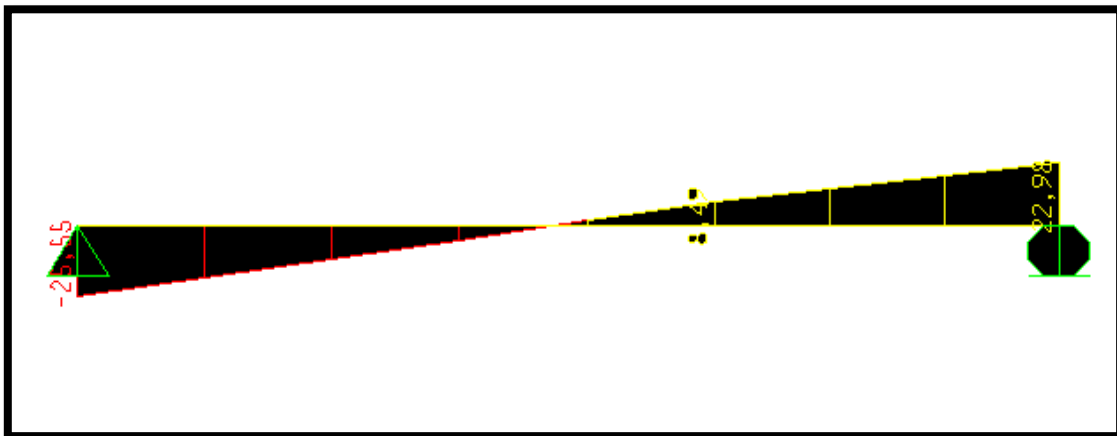
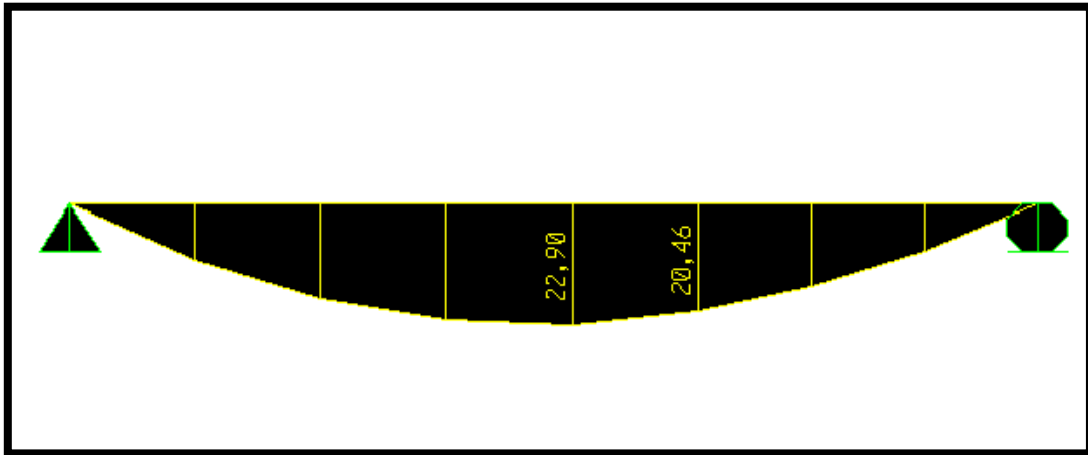


Figure 4.3 : Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU



Figure 4.4 : Diagramme des moments à ELS

1.4.2 Calcul des armatures longitudinales :

❖ ELU :

On détermine les sections des armatures longitudinales en appui et en travée.

Avec M (travée) = 0,85. M_0 KN.m , M (appui) = 0,50. M_0 KN.m

Et $M_0 = 22,90$ KN.m

Avec $b = 1m$; $h = 0,15$; $d = 0,135m$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $f_e = 400$ MPa ; $f_{bc} = 14,17$ MPa

- **En travée :**

$$M_u(\text{travée}) = 0,85 \times 22,90 = 19,465 \text{ KN.m}$$

$$\mu = M_{U \max} / b d^2 f_{bc} = 0,0753$$

$$\mu_u = 0,0753 \leq \mu_R = 0,392 \text{ (FeE 400)} \rightarrow \text{CV}$$

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0$).

La section est à simple armature

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0753}) = 0,0980$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,135(1 - 0,4 \times 0,0980) = 0,129 \text{ m.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400/1,15 = 347,83 \text{ MPa.}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_{U \max}}{Z \sigma_{st}} \rightarrow A_{st} \geq \frac{0,019465}{0,129 \times 347,83} = 4,33 \text{ cm}^2$$

On prend : **6T12 = 6,79 cm²**

- **En appui :**

$$M_u(\text{appui}) = 0,50 \times 22,90 = 11,45 \text{ KN.m}$$

$$\mu = M_{U \max} / b d^2 f_{bc} = 0,0443$$

$$\mu_u = 0,0443 \leq \mu_R = 0,392 \text{ (Fe 400)} \rightarrow \text{CV}$$

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0$).

La section est à simple armature

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0443}) = 0,0567$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,135(1 - 0,4 \times 0,0567) = 0,132 \text{ m.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400/1,15 = 347,83 \text{ MPa.}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_{U \max}}{Z \times \sigma_{st}} \rightarrow A_{st} \geq \frac{0,01145}{0,132 \times 347,83} = 2,50 \text{ cm}^2$$

En prend : **3T12 = 3,39 cm²**

4.1.4.3 Choix des armatures et les espacements :

Armatures longitudinales :

➤ **la condition de non fragilité :**

$$A_{min} \geq \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 1 \times 0,135 \times 2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacements des armatures : BAEL91**

$$St \leq \min(3h, 33\text{cm})$$

$$St = 100 / 6 = 16,67 \text{ cm} \leq \min(45 ; 33\text{cm}) \rightarrow \text{CV}$$

On prend : **St = 20cm**

➤ **Tableau récapitulatif :**

Tableau 4.4 : Armatures longitudinal et espacement adopté

Position	$A_{st}(\text{cm}^2)$	Espacement (cm)
Travée	6T12 = 6,79 cm ²	20
Appui	3T12 = 3,39 cm ²	20

➤ **Armatures de répartitions : BAEL91**

La quantité d'armatures de répartition dans le cas où il y a que Des charges réparties est au moins égale à $A_{st}/4$:

➤ En travée : $A_r = 6,79/4 = 1,6975 \text{ cm}^2$

On prend $A_r = 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$

➤ En appui : $A_r = 3,39/4 = 0,8475 \text{ cm}^2$

On prend $A_r = 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$

❖ **ELS :**

Les escaliers sont protégés (couverts), ils sont soumis à des fissurations préjudiciables et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec} \quad \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

On a : $b = 1 \text{ m} ; h = 0,15 \text{ m} ; d = 0,135 \text{ m} ; d' = 0,015 \text{ m} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; n = 15$

• **En travée :**

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b \times x^2}{2} - n A_{sc} (d - x)$$

$$\frac{100 \times x^2}{2} - 15 \times 6,79 \times (13,5 - x) = 0$$

$$50x^2 - 101,85(13,5 - x) = 0$$

$$50x^2 + 101,85x - 1374,97 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 534,197$$

→ $x = 4,32 \leq h_0 = 5\text{cm} \quad \text{CV.}$

(AN dans la table)

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \times x^3}{3} + nA_{SC}(x - d')^2 + nA_{St}(d - x)^2$$

$$I = \frac{100 \times 4,32^3}{3} + 15 \times 6,79(13,5 - 4,32)^2$$

$$I = 11270,55 \text{ cm}^4$$

➤ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,0140 \times 0,0432}{0,00008610078} = 5,36 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,36 \leq \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{CV}$$

• **En appui :**

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b \times x^2}{2} - nA_{SC}(d - x)$$

$$\frac{100 \times x^2}{2} - 15 \times 3,39(13,5 - x) = 0$$

$$50x^2 - 50,85 \times (13,5 - x) = 0$$

$$50x^2 + 50,85x - 686,475 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 374$$

$$\rightarrow x = 3,23 \text{ cm} \leq h_0 = 5 \text{ cm} \quad \text{CV.}$$

(AN dans la table)

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \times x^3}{3} + nA_{SC}(x - d')^2 + nA_{St}(d - x)^2$$

$$I = \frac{100 \times 3,23^3}{3} + 15 \times 3,39(13,5 - 3,23)^2$$

$$I = 6486,56 \text{ cm}^4$$

➤ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,00825 \times 0,0323}{0,0000648656} = 4,10 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 4,10 \leq \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{CV}$$

4.1.4.4 Vérification au cisaillement :

D'après le (C.B.A.93) : La contrainte tangentielle doit satisfaire la condition suivante :

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

$$\tau_u = \frac{V_U}{b \times d} = \frac{0,02555}{1 \times 0,135} = 0,189 \text{ MPa} \quad \text{avec } V_U : \text{L'effort tranchant à ELU}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0,15f_{c28}/1,5 ; 4) \text{ MPa} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,189 < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{CV}$$

4.1.4.5 schémas de ferrailage :

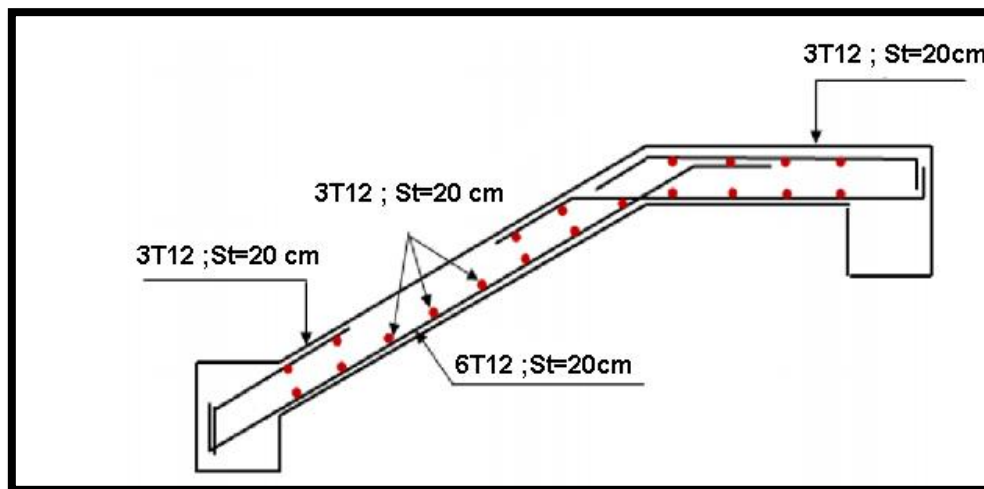


Figure 4.5 : Ferrailage d'escalier

4.1.5 Etude de la Poutre palière :

La poutre palière sert d'encastrement au palier, elle est calculée en flexion simple puisque les fissurations sont considérées peu nuisible.

4.1.5.1 Prédimensionnement :

La poutre palière est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le BAEL et vérifié en considérant le RPA 99/version 2003.

➤ Selon le BAEL 91 A partir de la condition de la flèche

• La hauteur 'h' de la poutre palière doit être :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{460}{15} \leq h \leq \frac{460}{10}$$

$$30,66 \leq h \leq 46 \rightarrow \text{en prend } h = 40 \text{ cm}$$

- La largeur 'b' de la poutre palière doit être :

$$0.4h \leq b \leq 0.8h \quad \rightarrow \quad 0.4 \times 40 \leq b \leq 0.8 \times 40$$

$$16 \text{ cm} \leq b \leq 32 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{en prend } b = 30 \text{ cm}$$

➤ Selon le RPA99/ version 2003 art (7.5.1) :

$$b \geq 25 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad 30 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \quad \rightarrow \quad 1,33 < 4 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Donc on choisit une section de la poutre palière $(30 \times 40) \text{ cm}^2$.

4.1.5.2 Descente de charge :

- Pp de la poutre :

$$G_1 = 0,30 \times 0,40 \times 25 = 3 \text{ KN/m}$$

- Poids propre du mur double parois :

$$G_2 = h \times G_{\text{paroi}} = 2,76 \times 2,97 = 8,2 \text{ KN/m}$$

- Poids propre de la paille et le palier :

$$G_3 = (G_{\text{paille}} \times L_{\text{paille}}/2) + G_{\text{palier}} \times L_{\text{palier}}$$

$$= (7,40 \times 2,4/2) + 5,15 \times 1,30 = 15,295 \text{ KN/m}$$

Alors :

$$\blacksquare G_{p.\text{palière}} = G_1 + G_2 + G_3 = 3 + 8,2 + 15,295 = 26,50 \text{ KN/m}$$

$$\blacksquare Q_{p.\text{palière}} = Q \times L = 2,5 \times 2 = 5 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 1,35 G_p + 1,5 Q_p = 1,35 \times 26,50 + 1,5 \times 5 = 43,27 \text{ KN/m}$$

$$q_s = G_p + Q_p = 26,50 + 5 = 31,50 \text{ KN/m}$$

4.1.5.3 Les moments fléchissant et efforts tranchants :(par calcul)

❖ ELU:

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{41,58 \times 4,57^2}{8} = 112,97 \text{ KN.m}$$

❖ ELS:

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{30,25 \times 4,57^2}{8} = 82,23 \text{ KN.m}$$

4.1.5.4 Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants :

Les résultats obtenus par le **SAP2000** :

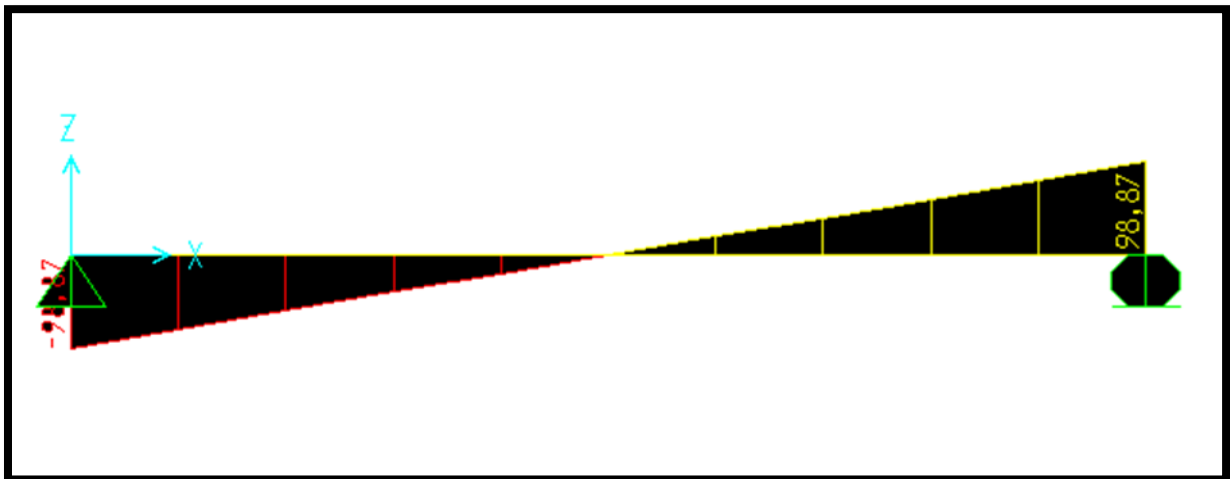
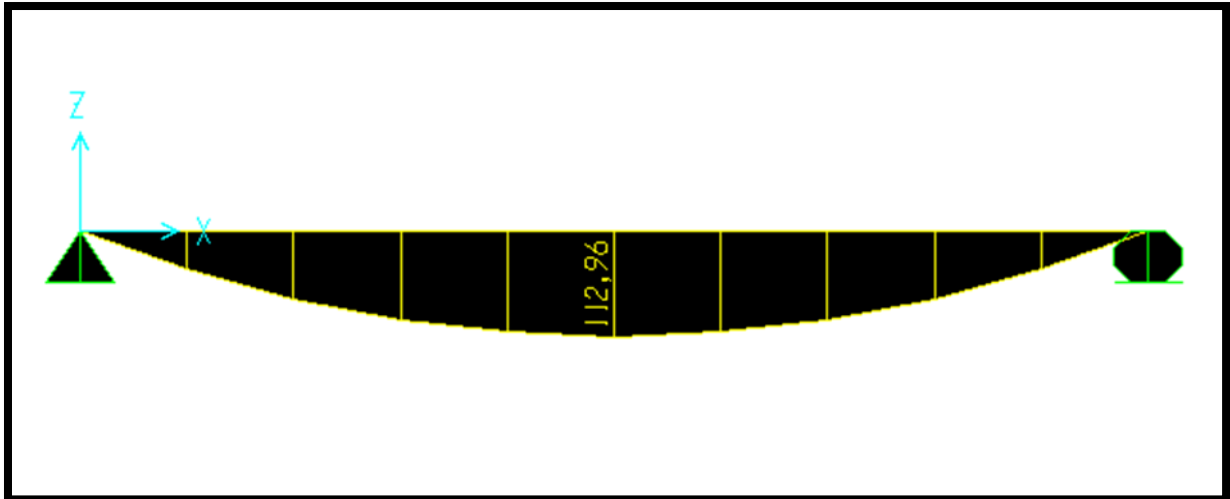
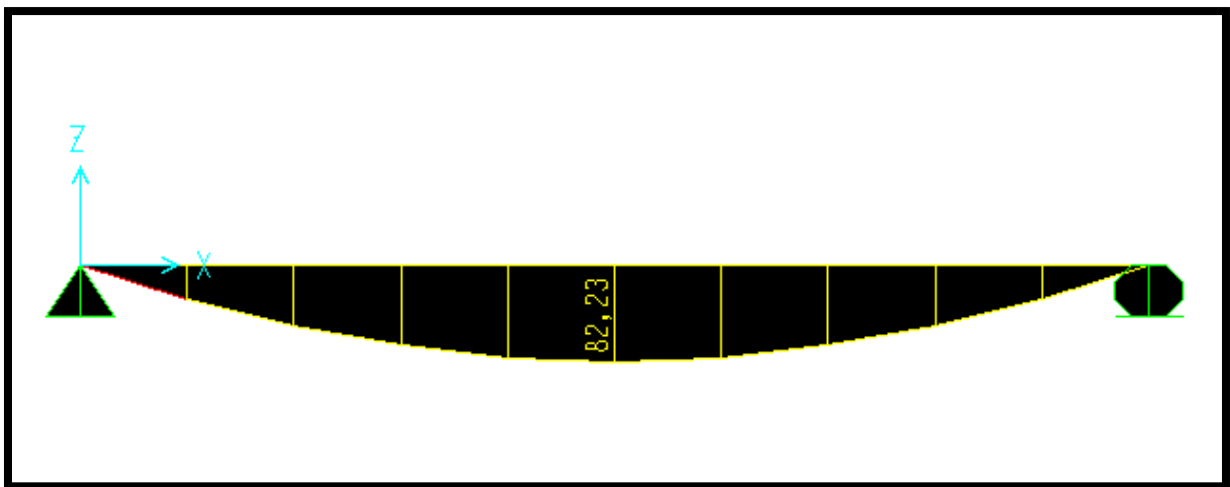


Figure 4.6 : Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants à ELU



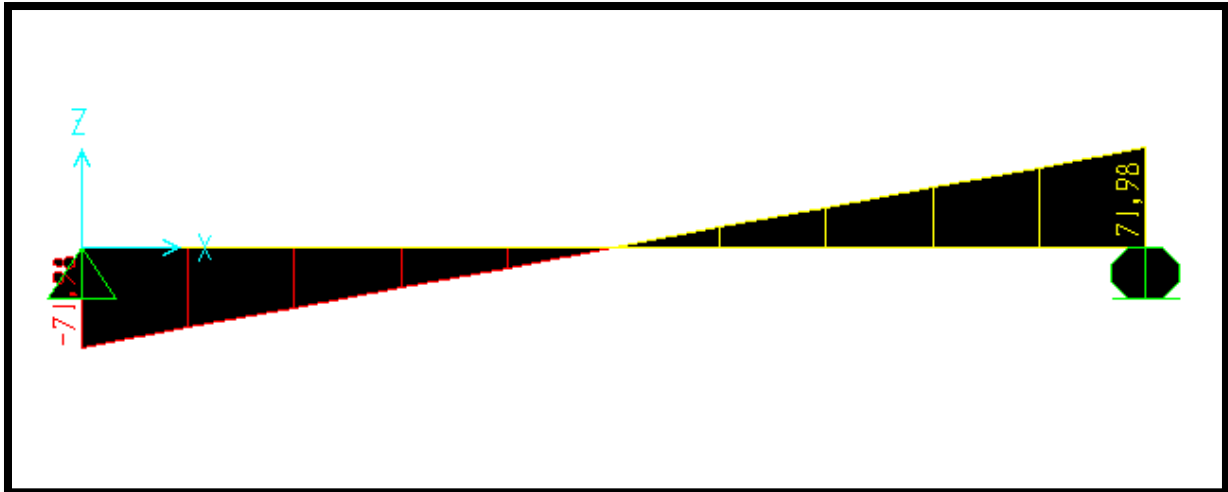


Figure 4.7 : Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants à ELS

4.1.5.5 Calcul de ferrailage :

❖ ELU :

$M_0(KN.m)$	$M_t(KN.m)$	$M_a(KN.m)$	$T (KN)$
112,97	$0,85M_0 = 96,02$	$0,50M_0 = 56,48$	98,87

• En travée :

$$\mu = M_{U max} / b d^2 f_{bc} = 0,09602 / 0,3 \times 0,36^2 \times 14,17$$

$$\mu_u = 0,1742 \leq \mu_R = 0,392 (FeE 400)$$

Donc : les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc}=0$)

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,1742}) = 0,2409$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,36(1 - 0,4 \times 0,20409) = 0,325 m$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 / 1,15 = 347,83 MPa.$$

$$A_{st} \geq \frac{M_{U max}}{Z\sigma_{st}} \rightarrow A_{st} \geq \frac{0,09602}{0,325 \times 347,83}$$

$$A_{st} \geq 8,493 cm^2$$

Le choix est de : **6T14 = 9,24 cm²**

• En appui :

$$\mu = M_{U max} / b d^2 f_{bc} = 0,05648 / 0,3 \times 0,36^2 \times 14,17$$

$$\mu_u = 0,1028 \leq \mu_R = 0,392 (FeE 400)$$

Donc : les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc}=0$)

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,1028}) = 0,1354$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,36(1 - 0,4 \times 0,1354) = 0,348 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400/1,15 = 347,83 \text{ MPa.}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_{U \max}}{Z\sigma_{st}} \rightarrow A_{st} \geq \frac{0,05648}{0,348 \times 347,83}$$

$$A_{st} \geq 4,77 \text{ cm}^2$$

Le choix est de : **5T12 = 5,65 cm²**

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times 0,3 \times 0,36 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} \geq 1,48 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

❖ **ELS :**

$M_0(\text{KN.m})$	$M_t(\text{KN.m})$	$M_a(\text{KN.m})$	$h(\text{m})$	$b(\text{m})$	$d(\text{m})$	$d'(\text{m})$	$f_e(\text{MPa})$
82,23	0,85M ₀	0,5M ₀	0,40	0,30	0,36	0,04	400

• **En travée :**

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b \times x^2}{2} + nA_{sc}(x - d') - nA_{st}(d - x) \quad \text{avec } n = 15$$

$$\frac{30 \times x^2}{2} - 15 \times 9,24(36 - x)$$

$$15x^2 - 138,6(36 - x) = 0$$

$$15x^2 + 138,6x - 6894,6 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 564,274$$

$$x = 14,18 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie de la section :**

$$I = \frac{b \times x^3}{3} + nA_{sc}(x - d')^2 + nA_{st}(d - x)^2$$

$$I = \frac{30 \times 14,18^3}{3} + 15 \times 9,24(36 - 14,18)^2$$

$$I = 94501,244 \text{ cm}^4$$

➤ **Contrainte maximale dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,06989 \times 0,1418}{0,00094501244} = 10,48 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{CV.}$$

• **En appui :**

$$M_{S \max} = 41,11 \text{ KN.m}$$

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$I = \frac{b \times x^2}{2} + nA_{sc}(x - d') - nA_{st}(d - x) \quad \text{avec } n = 15$$

$$I = \frac{30 \times x^3}{2} - 15 \times 5,65(36 - x)$$

$$15x^2 - 84,75(36 - x) = 0$$

$$15x^2 + 84,75x - 3051 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 436,168$$

$$x = 11,71 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie de la section :**

$$I = \frac{b \times x^3}{3} + nA_{sc}(x - d')^2 + nA_{st}(d - x)^2$$

$$I = \frac{30 \times 11,71^3}{3} + 15 \times 5,65(36 - 11,71)^2$$

$$I = 66060,07 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul de la contrainte :**

Ce type de poutrelles est soumis à des fissurations peu nuisibles et par conséquent on vérifie les contraintes dans le béton

➤ **Contrainte maximale dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,04111 \times 0,1171}{0,0006606007} = 7,28 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{CV}$$

➤ **Vérification au cisaillement : D'après C.B.A.93**

$$\tau_u = \frac{V_U}{bd} = 0,1186 \text{ MPa} \quad \text{avec} \quad V_U = 98,87 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,2f_{c28}/1,5 ; 5) \text{ MPa} = \min(3,33 ; 5) \text{ MPa} \rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{CV} \quad \text{Donc il n'y a pas un risque de Cisaillement.}$$

➤ **Armatures transversales :**

$$\begin{aligned} \phi_t &= \min(\phi_l ; h/35 ; b/10) \text{ cm} = \min(1,4 ; 40/35 ; 30/10) \text{ cm} \\ &= \min(1,4 ; 1,14 ; 3) \text{ cm} \end{aligned}$$

On adopte un diamètre transversal égal à : $\phi_t = 12 \text{ mm}$

➤ **Calcul de l'espacement :**

D'après le **RPA 99 version 2003** :

➤ **Zone Nodale**

$$\begin{aligned} St &\leq \min(h/4 ; 12\phi_l ; 30) \text{ cm} \\ St &\leq \min(40/4 ; 12 \times 1,4 ; 30) \text{ cm} \end{aligned}$$

On prend $St = 10 \text{ cm}$

➤ **Zone courante :**

$$\begin{aligned} St &\leq h/2 = 40/2 \\ \text{On prend } St &= 20 \text{ cm} \end{aligned}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

D'après le **BAEL 91** on doit vérifier les 3 conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{40}{460} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,0869 \geq 0,0625 \rightarrow \text{CV}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{16M_0} \rightarrow \frac{40}{460} \geq \frac{M_t}{16M_0} \rightarrow 0,0869 \geq 0,0531 \rightarrow \text{CV}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{A}{35 \times 25} \leq \frac{4,2}{400} \rightarrow \frac{0,000924}{30 \times 36} \leq \frac{4,2}{400} \rightarrow 0,0011 \leq 0,0105 \rightarrow \text{CV}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

4.1.5.6 Ancrages des armatures tendues :

➤ **La longueur de scellement :**

$$L_S = \frac{f_e \phi}{\tau_s' \times 4}$$

Avec : $\tau_s' = 0,6(\Psi)^2 \times f_{tj}$ avec ($\Psi = 1,5$ acier HA)

$$\tau_s' = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_S = \frac{f_e \phi}{\tau_s' \times 4} = \frac{1,4 \times 400}{2,835 \times 4} = 49,38 \text{ cm}$$

On prend : $L_S = 500 \text{ mm}$

On adopte une courbe égale a : $r = 5,5 \cdot \phi$ (Acier HA)

$$r = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm} = 77 \text{ mm}$$

$$L \geq L_2 + r + \phi/2$$

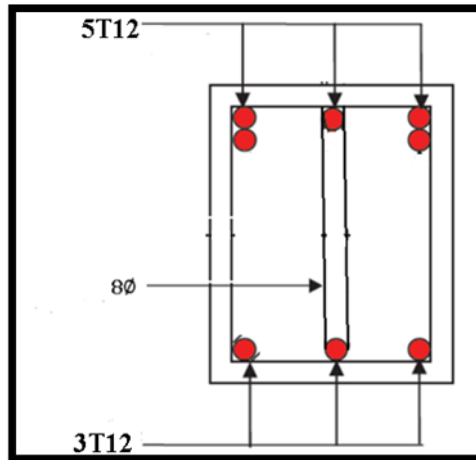
$$L_2 = d - (c + \phi/2 + r) = 36 - (3 + 0,7 + 7,7) = 24,6 \text{ cm.}$$

$$L_1 = \frac{L_S - 2,17r - L_2}{1,83} = 47,49 \text{ mm} \quad \rightarrow L_1 = 48 \text{ mm}$$

$$L \geq 16,8 + 6,6 + 1,2/2 = 33 \text{ cm} \quad L = 33 \text{ cm}$$

4.1.5.7 schémas de ferrailage :

- Appui



- Travée

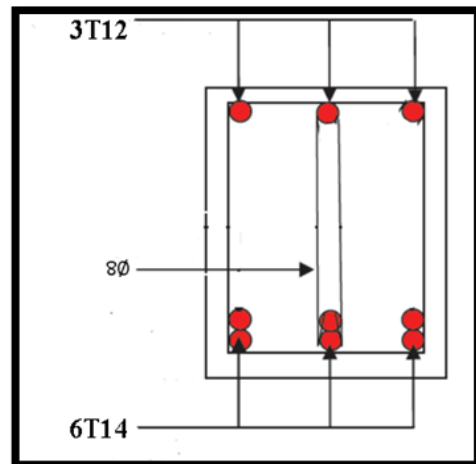


Figure 4.8 : Schémas de ferrailage de la poutre palière

4.2 Etude de l'Acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité qui se situe au niveau de la terrasse, il forme en quelque sorte un petit garde-corps. Il est considéré comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse (inaccessible, accessible)

Il a pour rôle de :

- ✓ Empêche l'écoulement de l'eau.
- ✓ A un aspect esthétique.
- ✓ Protection des personnes

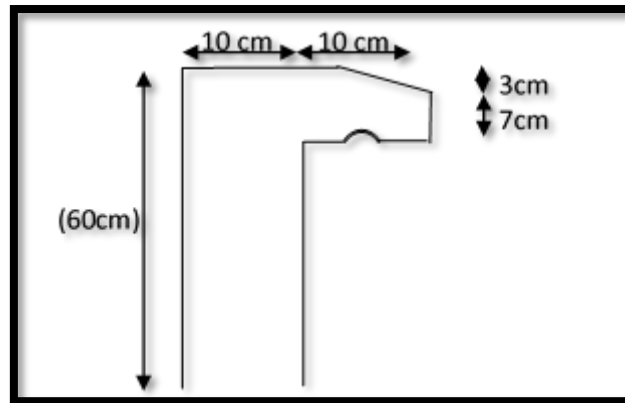


Figure 4.9 : Schéma de l'acrotère

L'acrotère est fait en béton armé. Pour 1 mètre de longueur, on a :
 $S = (0,1 \times 0,6) + (0,03 \times 0,1)/2 + (0,07 \times 0,1) = 0,0685 \text{ m}^2$

La charge due à l'acrotère :

$$G = 0,0685 \times 25 = 1,7125 \text{ KN/ml}$$

La charge due à la main courante de personne est supposée $Q = 1 \text{ kN/ml}$

➤ **Charge horizontale**

Force sismique : $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$ **RPA99 (Art 6.2.3)**

Avec :

$A = 0,10$ (zone I) : coefficient d'accélération de la zone.

$C_p = 0,8$: facteur de force horizontale.

$W_p = G$ (KN) : poids propre de l'acrotère.

$$F_p = 0,548 \text{ KN/mL}$$

Tableau 4.5 : Les charges de l'acrotère

Acrotère	G(KN/ml)	1,7125
	Q(KN/ml)	1
	Fp(KN/ml)	0,548

4.2.1. Évaluation des sollicitations :

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1 m linéaire. 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.

Tableau 4.6 : évaluation des sollicitations

$Nu = 1,35 G (kN)$	2,31
$Tu = 1,5 Q (kN)$	1,50
$Mu = 1,5 Q * h (kN.m)$	0,90
$Ns = G(kN)$	1,7125
$Ts = Q (kN)$	1,00
$Ms = Q * h (kN)$	0,60

4.2.2. Excentricité :

$$e_0 = a/6 = 10/6 = 1,67 \text{ cm}$$

$$e = Mu/Nu = 0,9/2,31 = 0,389 \text{ m} \approx 39 \text{ cm}$$

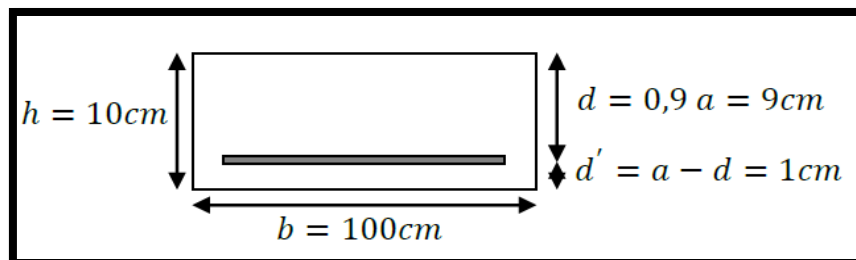
$$eau = h/2 - d + e = 5 - 9 + 39 = 35 \text{ cm.}$$

On a :

$e > e_0 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée, parce que le centre de pression est appliqué à l'extérieur du noyau central.

4.2.3 Calcul du ferrailage :

❖ à l'ELU :



$$fc28 = 25 \text{ MPa}; ft28 = 2,1 \text{ MPa}; fbc = 14,17 \text{ MPa}; \sigma_{st} = 347,83 \text{ MPa.}$$

- **Moment de flexion fictif :**

$$Ma = Nu \times ea = 2,31 \times 0,35 = 0,80 \text{ KN/m}$$

- **Moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{Ma}{b \times d^2 \times fbc} = \frac{0,8 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09^2 \times 14,17} = 0,006970.$$

$$fbc = 0,85 \times \frac{fc28}{\gamma_b} = 0,85 \times \frac{25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa} \quad ,$$

$$\mu_u \leq \mu_R = 0,392 \Rightarrow . (\text{pas d'acier comprimé: } Asc = 0).$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu u}) \rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,006970}) = 0,00874$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,09(1 - 0,4 \times 0,00874) = 0,0897m.$$

$$A_{st} = 1/347,83 \times \left[\frac{0,8 \times 10^{-3}}{0,0897} - 2,31 \times 10^{-3} \right] = 0,19 \text{ cm}^2 .$$

En prend $4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$

➤ **Condition de non-fragilité :**

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow A_{st} \geq 0,23 \times 0,1 \times 0,09 \times \frac{2,1}{400}$$

$$0,19 \text{ cm}^2 \geq 0,108 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

Armatures de répartitions : $A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{0,19}{4} = 0,0475 \text{ cm}^2$

En prend $3T6 = 0,85 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement maximal :**

$$St \leq \min(3h ; 33cm) = \min(3 \times 10 ; 33) = 30 \text{ cm}$$

❖ **à ELS :**

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,7125} = 0,35m$$

$$\frac{h}{6} = 0,0166 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e > \frac{h}{6} : \text{donc } x = \frac{h}{2} + e_1 - e \text{ section partiellement comprimée.}$$

* e_1 sera défini par l'équation du 3ème degré suivante : $e_1^3 + pe_1 + q = 0$.

$$P = -3\left(e - \frac{h}{2}\right)^2 + \frac{6.n.}{b} A_{st} \left(e - \frac{h}{2} + d\right)$$

$$P = -3\left(0,35 - \frac{0,1}{2}\right)^2 + \frac{6 \times 15 \times 0,000201}{1} \left(0,35 - \frac{0,1}{2} + 0,09\right)$$

$$P = -0,26 \text{ m}^2$$

$$q = 2\left(e - \frac{h}{2}\right)^3 + \frac{6.n.}{b} A_{st} \left(e - \frac{h}{2} + d\right)^2$$

$$q = 2\left(0,35 - \frac{0,1}{2}\right)^3 + \frac{6 \times 15 \times 0,000201}{1} \left(0,35 - \frac{0,1}{2} + 0,09\right)^2$$

$$q = 0,05675 \text{ m}^3$$

❖ **Méthode des interactions successives :**

On a $e_1 = \sqrt[3]{(-p.e_1 - q)}$

On prend la valeur de $e_1 = 0,3m$

0,3	0,27698
0,27698	0,24806
0,24806	0,1978
0,1978	-0,1745
-0,1745	-0,4674
-0,4674	-0,5627
-0,5627	-0,5877
-0,5877	-0,5939
-0,5939	-0,5955
-0,5955	-0,5958
-0,5958	-0,5959
-0,5959	-0,5959

Donc $e_1 = 59,59\text{cm}$

$$x = \frac{h}{2} + e_1 - e = \frac{0,1}{2} + 0,5959 - 0,35$$

$$x = 0,295\text{m}$$

➤ **Calcul des contraintes :**

a. Béton :

$$S = \frac{b \times x^2}{2} - nA_{st}(d - x)$$

$$S = \frac{1 \times 0,295^2}{2} - 15 \times 0,000201(0,09 - 0,295) = 0,04413 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{S \times X}}{S} = \frac{1,7125 \times 10^{-3} \times 0,295}{0,04413} = 0,01144 \text{ MPa}$$

b. Acier :

$$\sigma_{st} = \frac{nN_s(d-x)}{s} = \frac{15 \times 1,7125 \times 10^{-3} \times (0,09 - 0,295)}{0,04413} = 0,19 \text{ MPa}$$

➤ **Calcul des contraintes admissibles :**

a. Béton :

$$\sigma_{bc}(adm) = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \times 25$$

$$\sigma_{bc}(adm) = 15 \text{ MPa.}$$

b. Acier :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \cdot f_{tj}}\right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266,66 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification:**

Béton : $\sigma_{bc} = 0,01144 \text{ MPa} < \sigma_{bc}(adm) = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$

Acier : $\sigma_{st} = 0,19 \text{ MPa} < \sigma_{st}(adm) = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots CV$

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = Vu / (b \times d) = 1.50 \times 10^{-3} / (1 \times 0.09) = 0.0167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min(0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = \min(2.5 ; 4) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.0167 < 2.5 \text{ MPa} \quad CV$$

4.2.4 schémas de ferrailage :

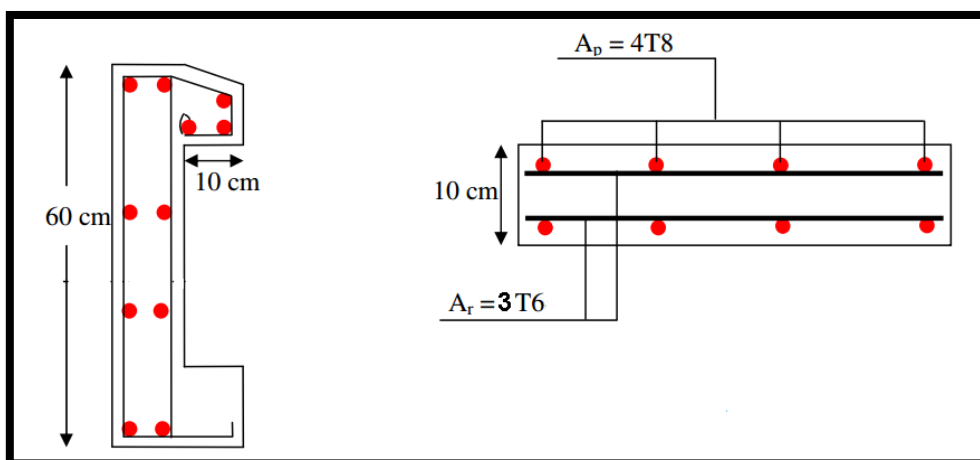


Figure 4.10 : Ferrailage de l'acrotère

Chapitre 5

Etude

dynamique

5.1 Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ceci nous oblige de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage et qui vérifie les conditions et les Critères de sécurités imposées par les règles parasismiques Algériennes **RPA99/version 2003**.

5.2 Objectif de l'étude dynamique : :

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

5.3 Méthode de calcul :

Selon le **RPA 99** le calcul des forces sismiques peut être mener suivant trois méthodes :

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

5.3.1 Méthode statique équivalente :

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

5.3.2 Méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode modale spectrale est, sans doute, la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures. Dans cette méthode, on recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

5.3.3 Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

5.4 Modélisation de la structure :

L'étude de la réponse dynamique d'une structure, (périodes et modes propres), nécessite le choix d'un modèle dynamique adéquat, traduisant le plus concrètement possible la nature du système réel.

Le modèle, pour le calcul de l'ouvrage, est une console verticale infiniment rigide encastrée à sa base (modèle brochette), dont les masses sont concentrées au niveau du centre de Gravité de chaque niveau. Le logiciel utilisé est le SAP2000 pour les modélisations et l'analyse de l'ouvrage ce qui permettent de simplifier suffisamment les calculs.

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 (D.D.L) par nœuds.
- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides.
- Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

5.5 Disposition des voiles :

La disposition des voiles doit satisfaire plusieurs conditions qui se trouvent ci-dessous :

- La position des voiles doit éviter les efforts de torsion dans la structure.
- Il faudra aussi que la somme de la masse modale effective atteigne 90% de la masse totale de la structure dans les deux sens.
- Le nombre de voile qui est disposé dans la structure doit assurer une bonne rigidité, et à la fois rester dans un domaine économique.
- La disposition finale doit aussi respecter le règlement parasismique algérien RPA99. Pour choisir la bonne disposition de voile, on a fait une étude approfondie de plusieurs variantes (en a prendre un seul exemple). On citera ci-dessous celles qui sont les plus adéquates à notre structure. :

5.5.1 Le mode avant la disposition des voiles :

Tableau 5.1 : Modal participation avant la disposition des voiles

	OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	
▶	MODAL	Mode	1	1.087416	0.00000005169	0.75038	0.000002928	0.00000005169	0.75038	0.
	MODAL	Mode	2	0.94182	0.00653	0.0000392	0.00000003144	0.00653	0.75042	0.
	MODAL	Mode	3	0.926898	0.74874	0.0000002642	0.00000001578	0.75528	0.75042	0.
	MODAL	Mode	4	0.360748	0.00000006518	0.11794	0.000004758	0.75528	0.86836	0.
	MODAL	Mode	5	0.32082	0.00239	0.000008857	0.00000001063	0.75767	0.86837	0.
	MODAL	Mode	6	0.318006	0.11674	0.0000001587	0.00000001094	0.87441	0.86837	0.
	MODAL	Mode	7	0.200161	0.00000001445	0.04707	0.0000001335	0.87441	0.91544	0.
	MODAL	Mode	8	0.181959	0.01397	0.000004275	0.00000000192	0.88838	0.91545	0.
	MODAL	Mode	9	0.18138	0.03094	0.000001803	0.00000002133	0.91933	0.91545	0.
	MODAL	Mode	10	0.107815	0.05572	1.516E-13	0.00000008067	0.97504	0.91545	0.
	MODAL	Mode	11	0.116041	1.785E-16	0.05683	0.00001078	0.97504	0.97228	0.
	MODAL	Mode	12	0.080968	2.241E-15	8.074E-16	0.78998	0.97504	0.97228	0.

5.5.2 Les différentes variantes de disposition des voiles :

- Variante n°1 : [T=0,68s] :

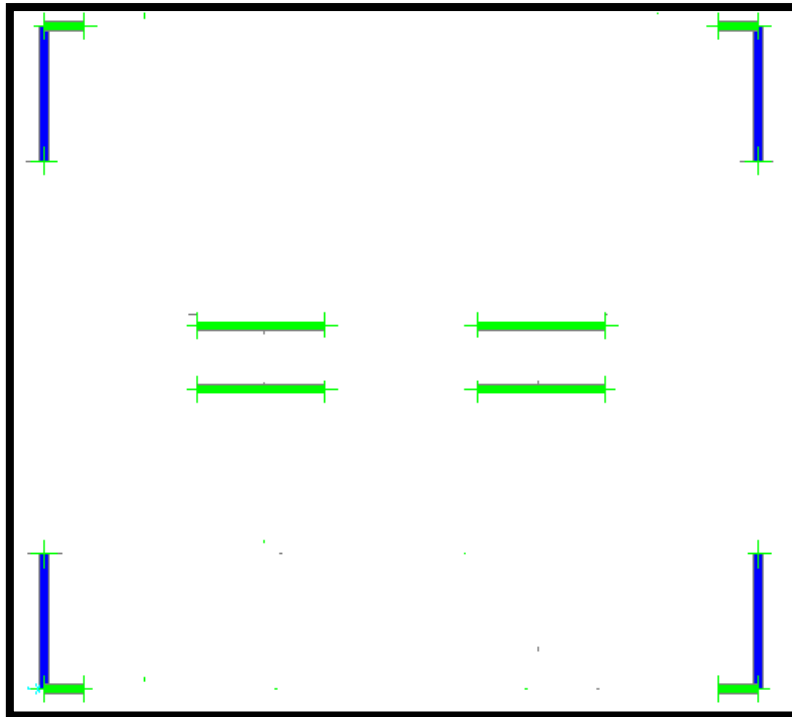


Figure 5.1 : Disposition 1

Tableau 5.2 : Modal Participation (variante 1)

	OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless
▶	MODAL	Mode	1	0,686025	0	0,67128	0,000007257	0	0,67128
	MODAL	Mode	2	0,646207	0,68169	0	3,059E-20	0,68169	0,67128
	MODAL	Mode	3	0,551473	0,0003	0	0	0,68199	0,67128
	MODAL	Mode	4	0,179264	0,17246	3,77E-16	3,75E-18	0,85445	0,67128
	MODAL	Mode	5	0,177039	4,341E-19	0,18689	0,00001053	0,85445	0,85818
	MODAL	Mode	6	0,146647	0,00006595	5,327E-16	4,198E-16	0,85451	0,85818
	MODAL	Mode	7	0,083622	0,06444	6,282E-18	5,196E-16	0,91896	0,85818
	MODAL	Mode	8	0,079781	2,71E-17	0,06697	0,00029	0,91896	0,92515
	MODAL	Mode	9	0,079354	4,78E-16	0,00061	0,10553	0,91896	0,92576
	MODAL	Mode	10	0,077384	0,00046	6,127E-16	1,861E-15	0,91942	0,92576
	MODAL	Mode	11	0,07712	0,000002906	4,51E-16	8,15E-14	0,91942	0,92576
	MODAL	Mode	12	0,077099	8,106E-15	0,00073	0,13283	0,91942	0,92649

- Variante n°2:[T=0.625s] :

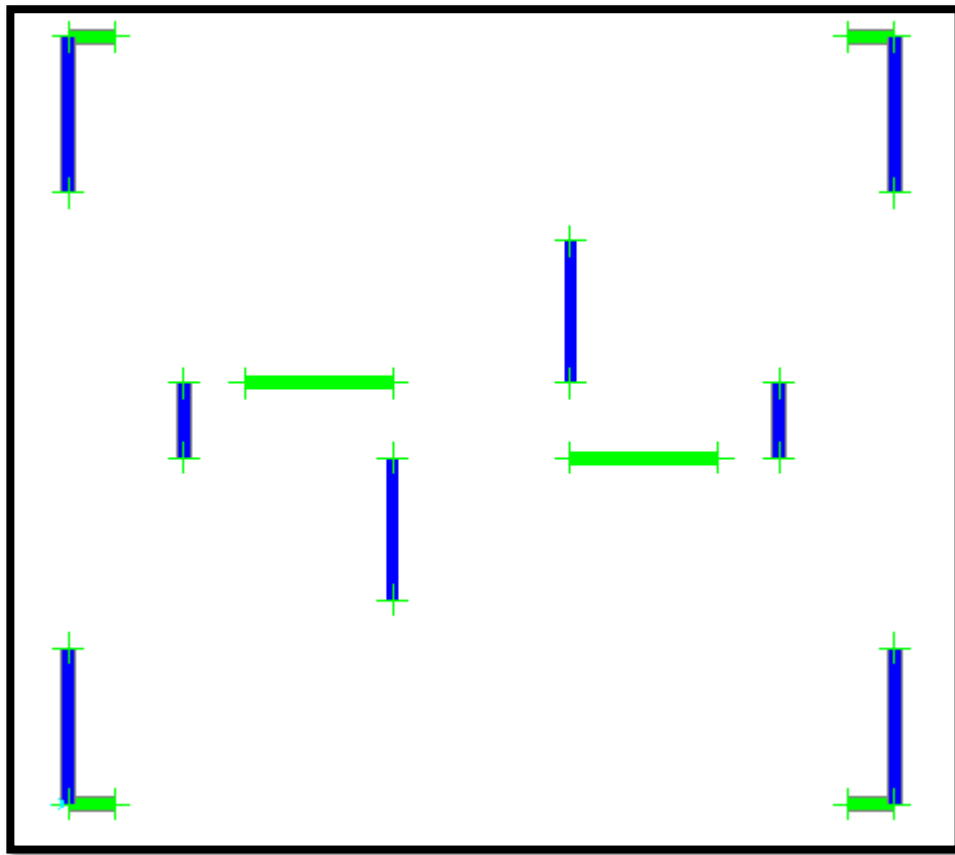


Figure 5.2 : Disposition final

Tableau 5.3 : Modal Participation final

	OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	SumUZ Unitless
▶	MODAL	Mode	1	0,625432	0,71452	0,00934	1,00000002368	0,71452	0,00934	1,00
	MODAL	Mode	2	0,542784	0,01016	0,67238	1,00000004382	0,72468	0,68171	0,0
	MODAL	Mode	3	0,507185	0,00009683	0,00024	0,0000002967	0,72477	0,68195	0,0
	MODAL	Mode	4	0,192193	0,1462	0,00023	1,00000007582	0,87097	0,68217	0,0
	MODAL	Mode	5	0,143855	0,00018	0,17875	1,00000004246	0,87116	0,86092	0,0
	MODAL	Mode	6	0,140112	0,00001446	0,00065	0,0000002657	0,87117	0,86158	0,0
	MODAL	Mode	7	0,097714	0,05586	0,00004583	0,0000000286	0,92703	0,86162	0,0
	MODAL	Mode	8	0,069513	0,0000004251	0,00004956	0,44812	0,92703	0,86167	0,0
	MODAL	Mode	9	0,069349	0,00003811	0,00037	0,01587	0,92707	0,86204	0,0
	MODAL	Mode	10	0,128116	0,0371	0,00024	0,00104	0,96417	0,86228	0,0
	MODAL	Mode	11	0,200229	3,446E-18	0,07031	0,00025	0,96417	0,93259	0,0
	MODAL	Mode	12	0,188267	8,977E-15	2,381E-16	0,189	0,96417	0,93259	0,0

5.6 Choix de la méthode de calcul :

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier certaines conditions relatives aux règles parasismiques en vigueur en Algérie (**RPA99 version 2003**), et qui ont le rapport avec les régularités en plan et en élévation du bâtiment.

On utilisera la méthode statique équivalente pour vérifier la condition du **RPA99V2003** :

V Dynamique > 80% V Statique

Avec :

V dynamique : la résultante des forces sismique à la base.

V statique : la résultante des forces sismiques calculée par la méthode statique Equivalente.

5.7 La Méthode Statique équivalente :

D'après l'article (4-2-3 du RPA99/V2003), l'effort sismique équivalent (**V**) appliqué à la base de la structure dans les deux directions (**x, y**) est donné par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone
- Q : Facteur de qualité
- R : Coefficient de comportement de la structure
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen
- W : Poids total de la structure

Les paramètres cités au-dessus dépendent des caractéristiques de notre structure :

➤ **Coefficient d'accélération A :**

- Zone (1) D'après la classification sismique de wilaya de Tlemcen (**RPA 99**)
- Groupe d'usage 2 puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m. Alors d'après les deux critères précédents on obtient **A=0.10 (Tableau 4-1 RPA99V2003)**

➤ **Coefficient de comportement (R)**

Il tenir en compte la non linéarité et il est en fonction de système de contreventement, dans notre structure on a un système portiques contreventés par des voiles en béton armé ce qui implique que **R = 4** d'après le (**Tableau 4-3 RPA99/V2003**).

➤ **Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :**

Le facteur d'amplification dynamique moyen « D » dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

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

Avec :

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

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}}$$

Ou (ξ) est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du Type de structure et de l'importance des remplissages.

Pour notre cas on a des portiques en béton armé (remplissage dense) : $\xi=7\%$.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0,88 \geq 0,7 \dots\dots\dots \mathbf{CV}$$

T_1 et T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7) Du **RPA99/V2003**.

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

T : la période fondamentale de la structure donnée par la formule suivante :

$$T = \min (C_t \times h_N^{\frac{3}{4}} , 0,09h_N/\sqrt{D})$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 27,54 \text{ m}$$

C_t : Coefficient en fonction du système de contreventement du type de remplissage.

C_t : 0,05 d'après (tableau 4.6 ; RPA99V2003)

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

DX : Dimension du bâtiment suivant (X) $\rightarrow DX = 24,70 \text{ m}$

DY : Dimension du bâtiment suivant (Y) $\rightarrow DY = 19,95 \text{ m}$

❖ **Sens -x- :**

$$T_x = \min (0,05 \times 27,54^{\frac{3}{4}} , 0,09 \times 27,54/\sqrt{24,70})$$

$$T_x = \min (0,60 , 0,498721) \rightarrow T_x = 0,498721$$

❖ **Sens -y- :**

$$T_y = \min (0,05 \times 27,54^{\frac{3}{4}} , 0,09 \times 27,54/\sqrt{19,95})$$

$$T_y = \min (0,698 , 0,554925) \rightarrow T_y = 0,554925$$

 **Remarque :**

Tableau 5.4 : période choisie pour le calcul du D

La condition	La période choisi
$T \text{ analytique} \leq T \text{ empirique}$	$T = T \text{ analytique}$
$T \text{ empirique} < T \text{ analytique} < 1,3 T \text{ empirique}$	$T = T \text{ empirique}$
$T \text{ analytique} \geq 1,3 T \text{ empirique}$	$T = 1,3 T \text{ empirique}$

Avec : $T \text{ analytique} = 1,08 \text{ s}$ (**avant la disposition des Voiles**) :

$$T \text{ (analytique)} = 1,08 \text{ s} \geq 1,3 T \text{ (x empirique)} = 0,648337 \text{ s}$$

$$\text{ou } T \text{ (x majoré)} = 1,3 \times 0,498721 = 0,648337 \text{ s}$$

$$T \text{ (analytique)} = 1,08 \text{ s} \geq 1,3 T \text{ (y empirique)} = 0,721403 \text{ s}$$

$$\text{ou } T \text{ (Y majoré)} = 1,3 \times 0,554925 = 0,721403 \text{ s}$$

Donc :

▪ **Suivant le sens x :** $T \text{ (x majoré)} = 0,648337 \text{ s}$

$0,4 \text{ s} \leq T \leq 3,0 \text{ s}$:

$$Dx = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

$$Dx = 2,5 \times 0,88 \left(\frac{0,50}{0,648337}\right)^{2/3} \rightarrow Dx = 1,850$$

▪ **Suivant le sens y :** $T \text{ (y majoré)} = 0,721403 \text{ s}$

$0,4 \text{ s} \leq T \leq 3,0 \text{ s}$:

$$Dy = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

$$Dy = 2,5 \times 0,88 \left(\frac{0,5}{0,721403}\right)^{2/3} \rightarrow Dy = 1,722$$

➤ **Facteur de qualité (Q) :**

Le facteur de qualité (Q) est déterminé par la formule :

$$Q = 1 + \sum p_q$$

Avec :

p_q : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non

1. Conditions minimales sur les files de contreventement :

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

➤ **Sens longitudinal :**

$$\frac{4,6}{1,85} = 2,48 > 1,5 \dots \text{CNV}$$

→ **Critère non observé $pq = 0,05$**

➤ **Sens transversale :**

$$\frac{4,95}{1,95} = 2,53 > 1,5 \dots \text{CNV}$$

→ **Critère non observé $pq = 0,05$**

2. Redondance en plan :

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

➤ **Sens longitudinal :**

$$\frac{L_{max}}{L_{min}} = \frac{4,6}{1,6} = 2,875 > 1,5 \quad \text{CNV}$$

→ **Critère non observé $pq = 0,05$**

➤ **Sens transversale :**

$$\frac{L_{max}}{L_{min}} = \frac{4,95}{1,95} = 2,583 > 1,5 \quad \text{CNV}$$

→ **Critère non observé $pq = 0,05$.**

3. Régularité en plan :

Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales.

L'excentricité ne dépasse pas les 15 % de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action séismique considérée. La structure a une forme compacte, et le rapport :

Longueur / largeur

$$\frac{L_{max}}{L_{min}} = \frac{24,7}{19,95} = 1,23 < 4 \quad \text{CV}$$

→ **Critère observé $pq = 0$**

4. Régularité en élévation :

Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux discontinus dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation. La masse des différents niveaux reste diminuée progressivement et sans changement brusque de la base au sommet

du bâtiment. La variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse 20%.

Donc : La structure est classée régulièrement en élévation

→ Critère observé $p_q = 0$

5. Contrôle de la qualité des matériaux :

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment sont contrôlés.

→ Critère observé $p_q = 0$

6. Contrôle de la qualité de l'exécution :

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux. On considère que ce critère est non observé

→ Critère non observé $p_q = 0,1$

Tableau 5.5 : Les critères de qualité (Q)

Critères	Q	
	sens x	sens y
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0,05	0,05
2. Redondance en plan	0,05	0,05
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,10	0,10

$$Q_x = 1 + \sum p_q = 1 + (0,05 + 0,05 + 0,10) \rightarrow Q_x = 1,20$$

$$Q_y = 1 + \sum p_q = 1 + (0,05 + 0,05 + 0,10) \rightarrow Q_y = 1,20$$

❖ **Poids total de la structure(W):**

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation. Il est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum W_i$$

Avec : $i=1$ jusque $i=n$

$$W_i = WGi + \beta \times WQi$$

WGi : Poids des charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaire de la structure.

WQi : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge

d'exploitation, ($\beta= 0,2$) Pour un bâtiment à usage d'habitation. Les poids de la structure ont été calculés par le logiciel **SAP2000**, ils sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5.6 : Poids des différents niveaux

Niveau	Hauteur	Poids
RDC	3,06	500.239131
1	6,12	495.802104
2	9,18	483.506353
3	12,24	475.520255
4	15,3	468.294737
5	18,36	461.069219
6	21,42	454.604282
7	24,48	448.139345
8	27,54	396.453943

Le poids total de la structure : $W_T = 4183,629369(t) \rightarrow W_T = 41836,29369 (KN)$

5.7.1 Calcul de l'effort sismique équivalent à la base (V) :

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q}{R} \times W = \frac{0,1 \times 1,85 \times 1,2}{4} \times 41836,29369 \rightarrow V_x = 2321,9143 KN$$

$$V_y = \frac{A \times D_y \times Q}{R} \times W = \frac{0,1 \times 1,722 \times 1,2}{4} \times 41836,29369 \rightarrow V_y = 2161,262932 KN.$$

5.7.2 Détermination de la force sismique de chaque niveau :

La force sismique totale (**V**) doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule (4-11 du RPA99/ V2003) :

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum W_j \times h_j}$$

Avec :

$$V = F_t + \sum F_i$$

F_t : La force concentrée au sommet de la structure

$$F_t = 0,07 \times T \times V \quad \text{si } T > 0,7 s$$

$$F_t = 0 \quad \text{si } T \leq 0,7s$$

On a :

$$\bullet T_x = 0,648 < 0,7s \rightarrow F_{tx} = 0$$

$$\bullet T_y = 0,721 > 0,7s \rightarrow F_{ty} = 0,07 \times 0,721 \times 2161,262932 = 109,07894 (KN)$$

La répartition des efforts sismiques dans les deux directions, est représentée sur le tableau suivant :

Tableau 5.7 : Répartition des efforts sismiques sur chaque niveau de la structure

Niveau	Wi(KN)	h(m)	Wi×hi(KN.m)	Fx (KN)	Fy (KN)
RDC	5002,39131	3,06	15307,32047	57,2518	50,6109
1	4958,02104	6,12	30343,08876	113,4881	100,3045
2	4835,06353	9,18	44385,88321	166,0104	148,7254
3	4755,20255	12,24	58203,67921	217,6912	192,4026
4	4682,94737	15,3	71649,09476	267,9793	236,8489
5	4610,69219	18,36	84652,30861	316,6134	279,8333
6	4546,04282	21,42	97376,2372	364,2030	321,8946
7	4481,39345	24,48	109704,5117	410,3128	362,6479
8	3964,53943	27,54	109183,4159	408,3638	360,9253

5.8 Période et participation massique :

Il faudra que la somme de la masse modale effective atteigne 90% de la masse totale de la structure dans les deux sens :

Tableau 5.8 : Périodes et participation massique modale du modèle finale (donné par SAP2000)

	OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	
▶	MODAL	Mode	1	0,625432	0,71452	0,00934	0,00000002368	0,71452	0,00934	0,00
	MODAL	Mode	2	0,542784	0,01016	0,67238	0,00000004382	0,72468	0,68171	0,0
	MODAL	Mode	3	0,507185	0,0009683	0,00024	0,0000002967	0,72477	0,68195	0,0
	MODAL	Mode	4	0,192193	0,1462	0,00023	0,00000007582	0,87097	0,68217	0
	MODAL	Mode	5	0,143855	0,00018	0,17875	0,00000004246	0,87116	0,86092	0,0
	MODAL	Mode	6	0,140112	0,0001446	0,00065	0,0000002657	0,87117	0,86158	0,0
	MODAL	Mode	7	0,097714	0,05586	0,00004583	0,0000000286	0,92703	0,86162	0,0
	MODAL	Mode	8	0,069513	0,0000004251	0,00004956	0,44812	0,92703	0,86167	
	MODAL	Mode	9	0,069349	0,00003811	0,00037	0,01587	0,92707	0,86204	
	MODAL	Mode	10	0,128116	0,0371	0,00024	0,00104	0,96417	0,86228	
	MODAL	Mode	11	0,200229	3,446E-18	0,07031	0,00025	0,96417	0,93259	
	MODAL	Mode	12	0,188267	8,977E-15	2,381E-16	0,189	0,96417	0,93259	

La période de vibration ne doit pas dépasser 30% de la période calculée par la formule empirique (Art (4.2.4)) :

D'après les résultats de SAP2000 on constate que :

La période dynamique $T = 0,625 s$, par contre :

- Sens x : $1,3T_{empirique} = 0,648 s$.
- Sens y : $1,3T_{empirique} = 0,721 s$.

Donc :

la condition du RPA99/V2003 est :

- Sens x : $T = 0,625 s < 1,3T_{empirique} = 0,648 s$ CV
- Sens y : $T = 0,625 s < 1,3T_{empirique} = 0,721 s$ CV

5.9 Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (RPA 99/2003, P48)

$$\left(\frac{S_a}{g}\right) = \begin{cases} 1,25A \left[1 + \left(\frac{T}{T_1}\right) \left(2,5n \left(\frac{Q}{R}\right) - 1\right)\right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5n(1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5n(1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5n(1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{3/5} & \geq 3,0s \end{cases}$$

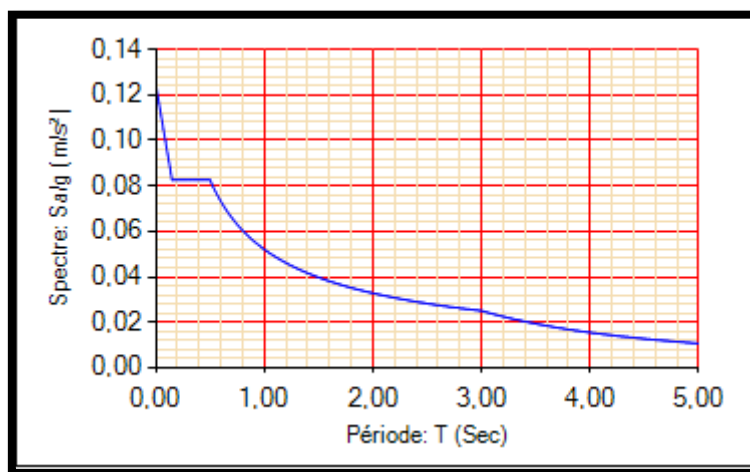


Figure 5.3 : Spectre de réponse extrait de logiciel (RPA spectre)

5.10 Les vérifications de sécurité :

5.10.1 Vérification de l'effort tranchant à la base :

D'après l'article (4-3-6) du RPA99/V2003

$$V_{X,dyn} = 2861,807KN > 0,8V_X = 0,8 \times 2321,9143 = 1857,5314 KN \dots\dots\dots CV$$

$$V_{Y,dyn} = 3710,044KN > 0,8V_Y = 0,8 \times 2161,2629 = 1729,0103 KN \dots\dots\dots CV$$

5.10.2 Vérification au renversement :

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier la stabilité té d'un ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique.

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

Avec :

- N : Ensemble des charges gravitaires
- M : Moment de renversement
- $N = P + P \text{ semelles} + P \text{ remblais} \rightarrow N = P + 10\% P = 1,1P$

P : effort normal global de la structure d'après le **SAP2000** : $P = 50789,281(KN)$

$N = 1,1 \times P = 1,1 \times 50789,281 = 55868,2091 (KN)$

$M = \sum Fi \times hi$

$Bx = 24,70 m$

$By = 19,95 m$

Sens -X- :

$Mx = \sum Fix \times hi = 44063,38341 (KN.m)$

Sens -Y- :

$My = \sum Fiy \times hi = 39633,92937 (KN.m)$

Sens x :

$$e = \frac{M_x}{N} \leq \frac{B_x}{4} \rightarrow e = \frac{44063,38341}{55868,2091} \leq \frac{24,70}{4} \rightarrow 0,788 \leq 6,175 \rightarrow CV$$

Sens y :

$$e = \frac{M_y}{N} \leq \frac{B_y}{4} \rightarrow e = \frac{39633,92937}{55868,2091} \leq \frac{19,95}{4} \rightarrow 0,709 \leq 4,9875 \rightarrow CV$$

5.10.3 Vérification du coefficient de comportement R :

Pour un système portiques contreventés par des voiles en béton armé $R = 4$, on doit Vérifier la condition suivante :

Les voiles $\rightarrow \frac{V_{voiles}}{V_{globale}} \leq 100\%$

Tableau 5.9 : Effort tranchant globale de base et des voiles selon les deux sens

V_X globale	V_X voile	V_Y globale	V_Y voile
2861,807	2186,992	3710,044	3090,28

Sens -x- :

$$\frac{2186,992}{2861,807} = 0,7621 \leq 1 \rightarrow 76,21\% \leq 100\% \rightarrow CV$$

Sens -y- :

$$\frac{3090,28}{3710,044} = 0,8329 \leq 1 \rightarrow 83,29\% \leq 100\% \rightarrow CV$$

Les conditions sont vérifiées suivant les deux directions x et y ; Donc on garde le coefficient de comportement $R = 4$.

5.10.4 Vérification vis-à-vis des déformations :

D'après le **RPA99/Version2003** ; Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de sa hauteur.

Avec :

$\delta(ek)$: Déplacement horizontal maximal dû aux forces sismiques au niveau (K).

$$\delta(k) = \delta(ek) \times R$$

R : Coefficient de comportement ($R = 4$)

$$\Delta(K) = \delta(k) - \delta(k - 1) \rightarrow \Delta(K) \leq 1\%(h_e)$$

$\Delta(k)$: Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K - 1)

h_e : La hauteur de chaque niveau.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5.10 : Vérification des déplacements inter étages dans le sens x

Niveau	$\delta(ek)(cm)$	$\delta(k)(cm)$	$\Delta(K)(cm)$	$1\%(h_e)(cm)$	Remarque
RDC	0,05	0,20	0,20	3,06	CV
1	0,16	0,64	0,44	3,06	CV
2	0,29	1,16	0,52	3,06	CV
3	0,44	1,76	0,6	3,06	CV
4	0,58	2,32	0,56	3,06	CV
5	0,72	2,88	0,56	3,06	CV
6	0,86	3,44	0,56	3,06	CV
7	0,97	3,88	0,44	3,06	CV
8	1,07	4,28	0,4	3,06	CV

Tableau 5.11 : Vérification des déplacements inter étages dans le sens y

Niveau	$\delta(ek)(cm)$	$\delta(k)(cm)$	$\Delta(K)(cm)$	$1\%(h_e)(cm)$	Remarque
RDC	0,04	0,16	0,16	3,06	CV
1	0,11	0,44	0,28	3,06	CV
2	0,21	0,84	0,4	3,06	CV
3	0,32	1,28	0,44	3,06	CV
4	0,44	1,76	0,48	3,06	CV
5	0,57	2,28	0,52	3,06	CV
6	0,69	2,76	0,48	3,06	CV
7	0,81	3,24	0,48	3,06	CV
8	0,93	3,72	0,48	3,06	CV

5.10.5 Justification de l'effort normal réduit :

D'après les règles de **RPA99/V2003**, Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le (**RPA99/V2003;(Article 7.4.3.1)**) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} < 0,30$$

Avec :

- N_d : L'effort normal maximum appliqué sur les poteaux sous les combinaisons sismique.
- B : La section transversale des poteaux.
- $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5.12 : Vérification spécifique sous l'effort normal réduit

Niveau	$B(m^2)$	$N_d(MN)$	V	Remarque
RDC	0,36	2,157	0,2396	CV
1	0,3025	1,473	0,194	CV
2	0,3025	1,263	0,167	CV
3	0,25	1,058	0,165	CV
4	0,25	0,867	0,138	CV
5	0,2025	0,682	0,134	CV
6	0,2025	0,508	0,100	CV
7	0,16	0,338	0,084	CV
8	0,16	0,177	0,044	CV

5.10.6 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

Les effets du deuxième ordre (ou effet P- Δ) sont les effets dues aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta(k) = \frac{p(k) \times \Delta(k)}{V(k) \times h(k)} \leq 0,10$$

$p(k)$: poids de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k

$$p(k) = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

$v(k)$: effort tranchant d'étage au niveau "k".

$\Delta(k)$: déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau $k - 1$.

$h(k)$: hauteur de l'étage k .

β : Coefficient de pondération, ($\beta = 0,2$) Pour un bâtiment à usage d'habitation.

Si : $0,1 < \theta k < 0,2$ les effets $P - \Delta$ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur $1 / (1 - \theta k)$.

Si : $\theta(k) > 0,2$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau 5.13 : Vérification de l'effet P-delta pour inter étages (sens -x-)

Niveau	$h(k)$ (cm)	$P(k)$ (kn)	$\Delta(k)$ (cm)	$V(k)$ (kn)	$\theta(k)$	Remarque
RDC	306	41836,293	0,20	2321,914	0,011	CV
1	306	36833,901	0,44	2264,663	0,023	CV
2	306	31875,880	0,52	2151,175	0,025	CV
3	306	27040,817	0,6	1985,165	0,026	CV
4	306	22285,614	0,56	1767,474	0,023	CV
5	306	17602,667	0,56	1499,495	0,021	CV
6	306	12991,975	0,56	1182,822	0,020	CV
7	306	8445,932	0,44	818,679	0,014	CV
8	306	3964,518	0,4	408,367	0,012	CV

Tableau 5.14 : Vérification de l'effet P-delta pour inter étage(Sens -y-)

Niveau	$h(k)$ (cm)	$P(k)$ (kn)	$\Delta(k)$ (cm)	$V(k)$ (kn)	$\theta(k)$	Remarque
RDC	306	41836,293	0,16	2161,262	0,010	CV
1	306	36833,901	0,28	2110,652	0,015	CV
2	306	31875,880	0,4	1861,622	0,022	CV
3	306	27040,817	0,44	1669,220	0,023	CV
4	306	22285,614	0,48	1432,372	0,024	CV
5	306	17602,667	0,52	1152,539	0,025	CV
6	306	12991,975	0,48	830,645	0,024	CV
7	306	8445,932	0,48	467,998	0,028	CV
8	306	3964,518	0,48	460,925	0,013	CV

Remarque : D'après les deux tableaux on remarque que la condition $\theta(k) \leq 0,10$ est satisfaite donc les effets P_{Δ} peuvent être négligés.

5.11 conclusions :

À partir de cette étude dynamique, nous constatons que notre bâtiment étudié satisfait toutes les exigences imposées par le **règlement parasismique algérien (RPA99/2003)**, à savoir :

- Vérification de la participation massique.
- Condition sur la résultante de la force sismique est vérifiée
- Stabilité au renversement est vérifiée suivant les deux directions principales
- Condition sur l'effet P- Δ est vérifiée dans les deux sens
- Déplacements latéraux inter-étages est vérifiés
- Vérification de l'effort normal réduit est vérifiée.

À partir de ce constat, nous pouvons en conclure que notre bâtiment présente une conception parasismique saine avec des dimensions des éléments structuraux adéquates.

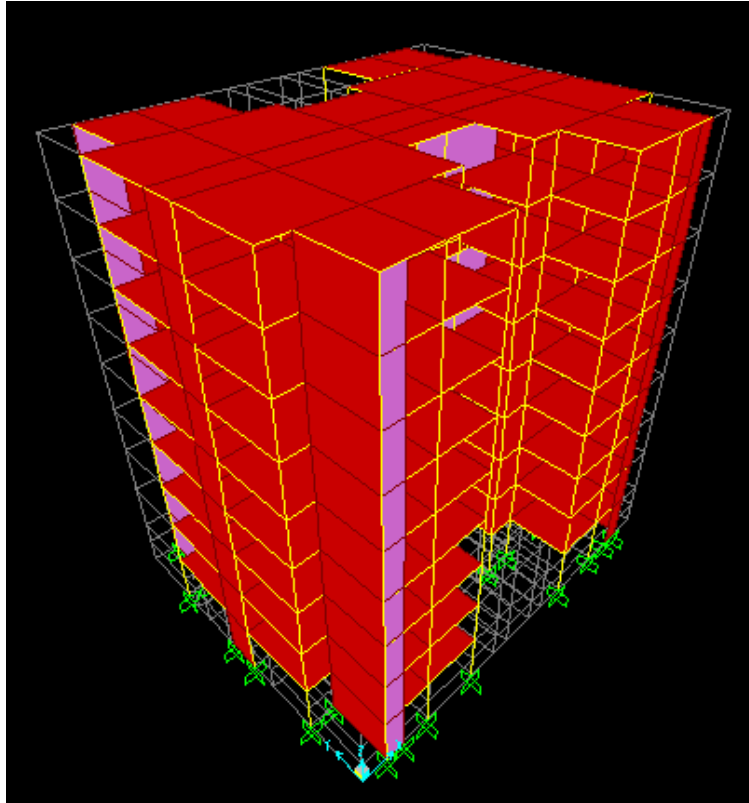


Figure 5.4 : modèle finale par SAPP 2000

Chapitre 6

Etude des

éléments

structuraux

6.1 Introduction :

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

Pour la détermination du ferrailage selon les règles **CBA93**, **BAEL91** et le **RPA99V2003** on considère le cas le plus défavorable. On a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (SAP2000), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments, pour les différentes combinaisons de calcul.

- Les poutres seront calculées en flexion simple.
- Les poteaux et les voiles seront calculés en flexion composée.

6.2 Combinaisons des charges :

➤ Règlement BAEL 91 :

Ce sont des combinaisons qui prennent en compte uniquement les charges permanentes G et les charges d'exploitation Q .

- $1,35 G + 1,5Q$ à l'**E.L.U**
- $G + Q$ à l'**E.L.S**

➤ Règlement RPA 99 :

Ce sont des combinaisons qui prennent en considération les charges sismiques E .

- $G + Q \pm E$ à l'**E.L.U**
- $0.8G \pm E$ à l'**E.L.S**

Avec : G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation non pondérées.

E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales

6.3 Etude des Poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M).

6.3.1 Les résultats des sollicitations donnés par SAP2000 :

Les résultats des efforts internes et des moments maximaux d'après les conditions précédentes données par le logiciel **SAP2000** sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 6.1 : Les différents sollicitations maximales à l'accidentelle

Etage	N max(MN)	M corres(MN)	M max(MN)	N corres(MN)
RDC	2,1574	0,0623	0,0320	1,3750
1+2	1,5434	0,0312	0,0357	1,0351
3+4	0,9405	0,0318	0,0408	0,6632
5+6	0,5652	0,0234	0,0418	0,3909
7+8	0,2791	0,0137	0,0439	0,1288

Tableau 6.2 : Sollicitation maximales à ELS

Etage	N max(MN)	M corres(MN)	M max(MN)	N corres(MN)
RDC	1,2394	0,0011	0,0232	1,0075
1+2	1,0751	0,0050	0,0299	0,7584
3+4	0,7733	0,0075	0,0296	0,4852
5+6	0,4985	0,0098	0,0304	0,2853
7+8	0,2477	0,0010	0,0320	0,0094

6.3.2 Calcul du ferrailage :

6.3.2.1 Armatures longitudinales :

D'après le **RPA99/version 2003** les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet. Leur pourcentage en zone sismique *I* est limité par :

$$A_{max} = \frac{A_s}{bh} < 4\% \quad \text{en zone courante}$$

$$A_{min} = \frac{A_s}{bh} < 6\% \quad \text{en zone recouvrement}$$

$$A_{min} = \frac{A_s}{bh} > 7\% \quad \text{en zone } I$$

Le diamètre minimal est de 12 mm.

La longueur minimale de recouvrement est de $40\phi_L$.

❖ Calcul de ferrailage :

Notre exemple de calcul sera un poteau qui se trouve en RDC, on a pris ce poteau car il est plus sollicité. Le calcul du ferrailage est en flexion composée, car le poteau est sollicité par un effort normal *N* et un moment fléchissant *M*.

$$b = 0,60 \text{ m}, \quad h = 0,60 \text{ m}; \quad \mu_R = 0,379$$

$$d = 0,54 \text{ m}, \quad d' = 0,06 \text{ m}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}; \quad f_e = 400 \text{ MPa}; \quad f_{bc} = 18,47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 400 \text{ MPa}. \quad \gamma_S = 1,0; \quad \gamma_b = 1,15$$

$$N_U = 2,157 \text{ MN}$$

$$M_U = 0,0623 \text{ MN.m}$$

- **Calcul de l'excentricité :**

$$e = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0,0623}{2,157} = 0,0288 \text{ m}$$

$$e = 0,0288 < \frac{h}{6} = 0,1 \text{ m}$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 0,0288 + 0,3 - 0,06 = 0,268 \text{ m}$$

$$M_a = N_U \times e_a = 2,157 \times 0,268 = 0,578 \text{ m}$$

- **Vérifications des conditions :**

$$N_U \times (d - d') - M_a = 2,157 \times (0,54 - 0,06) - 0,578 = 0,457 \rightarrow \text{I}$$

$$\left(0,377 - 0,81 \frac{d'}{d}\right) b d^2 f_{bc} = \left(0,377 - 0,81 \frac{0,06}{0,54}\right) 0,6 \times 0,54^2 \times 18,47 = 0,925 \rightarrow \text{II}$$

Dans notre cas, la section est partiellement comprimée avec armature inférieure tendue, comme il est montré ci-dessous :

$$\text{I} < \text{II} \rightarrow$$

$$\mu_u = M_a / b d^2 f_{bc} = 0,178$$

$$\mu_u = 0,178 \leq \mu_R = 0,379 \text{ (FeE 400)} \rightarrow \text{CV}$$

Donc ($A_2=0$).

La section est à simple armature

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,178}) = 0,248$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,54(1 - 0,4 \times 0,248) = 0,486 \text{ m.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400/1 = 400 \text{ MPa.}$$

$$A_1 \geq \left(\frac{M_a}{Z} - N_U\right) \frac{1}{\sigma_{st}} \rightarrow A_1 \geq \left(\frac{0,578}{0,486} - 2,041\right) \frac{1}{400} = -24,19 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage de poteau est négatif, alors on va ferrailer avec le minimum du **RPA99 version 2003**.

- **Le Poteau le plus sollicité du RDC à l'accidentel :**

Notre exemple de calcul sera un poteau qui se trouve en RDC, on a pris ce poteau car il est plus sollicité. Le calcul du ferrailage est en flexion composée, car le poteau est sollicité par un effort normal N et un moment fléchissant M .

$$b = 0,60 \text{ m}, \quad h = 0,60 \text{ m}; \quad \mu_R = 0,379$$

$$d = 0,54 \text{ m}, \quad d' = 0,06 \text{ m}$$

$$f_{c28}=25 \text{ MPa} ; f_e=400 \text{ MPa} ; f_{bc}=18,47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st}=400 \text{ MPa} . \gamma_s= 1,0 ; \gamma_b= 1,15$$

$$N_U= 1,375 \text{ MN}$$

$$M_U= 0,0320 \text{ MN.m}$$

• **Calcul de l'excentricité :**

$$e = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0,0320}{1,375} = 0,0232$$

$$e < \frac{h}{6} = 0,1 \text{ m}$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 0,0232 + 0,3 - 0,06 \text{ m} = 0,263 \text{ m}$$

$$M_a = N_U \times e_a = 1,375 \times 0,263 = 0,362 \text{ m}$$

• **Vérifications des conditions :**

$$N_U \times (d - d') - M_a = 1,375 \times (0,54 - 0,06) - 0,362 = 0,290 \rightarrow \text{I}$$

$$\left(0,377 - 0,81 \frac{d'}{d}\right) b d^2 f_{bc} = \left(0,377 - 0,81 \frac{0,06}{0,54}\right) 0,6 \times 0,54^2 \times 18,47 = 0,925 \rightarrow \text{II}$$

Dans notre cas, la section est partiellement comprimée avec armature inférieure tendue, comme il est montré ci-dessous :

$$\text{I} < \text{II} \rightarrow$$

$$\mu_\mu = M_a / b d^2 f_{bc} = 0,112$$

$$\mu_u = 0,112 \leq \mu_R = 0,379 \text{ (FeE 400)} \rightarrow \text{CV}$$

Donc ($A_2=0$).

La section est à simple armature

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,112}) = 0,148$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,54(1 - 0,4 \times 0,148) = 0,507 \text{ m}.$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400/1,0 = 400 \text{ MPa}.$$

$$A_1 \geq \left(\frac{M_a}{Z} - N_U\right) \frac{1}{\sigma_{st}} \rightarrow A_1 \geq \left(\frac{0,362}{0,507} - 1,375\right) \frac{1}{400} = -16,52 \text{ cm}^2$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 6.3 : Les résultats de ferrailage

Etage	N max(MN), M corres(MN)			M max(MN), N corres(MN)		
	A1(cm ²)	A2(cm ²)	SECTION	A1(cm ²)	A2(cm ²)	SECTION
RDC	-24,19	0	S.P.C	-16,52	0	S.P.C
1+2	-18,20	0	S.P.C	-11,79	0	S.P.C
3+4	-10,44	0	S.P.C	-6,46	0	S.P.C
5+6	-6,00	0	S.P.C	-3,80	0	S.P.C
7+8	-3,81	0	S.P.C	-2,09	0	S.P.C

Le ferrailage de poteau est négatif, alors on va ferrailer avec le minimum du **RPA99 version 2003**.

D'après le **RPA99version2003**, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet. Leur pourcentage en zone sismique I est limité par le ferrailage des poteaux se fait à l'aide du logiciel « **SAP2000** », sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau 6.4 : Ferrailage longitudinales adopté pour les Poteaux

Etage	SECTION (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} Zc (cm ²)	A _{max} Zr (cm ²)	A _{sapp} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Choix
RDC	60 × 60	25,2	144	216	36	28,65	8T16 + 4T20
1+2	55 × 55	21,17	121	181,5	30,25	24,12	12T16
3+4	50 × 50	17,5	100	150	25	18,47	12T14
5+6	45 × 45	14,17	81	121,5	20,25	16,08	8T16
7+8	40 × 40	11,2	64	96	16	12,32	8T14

6.3.3 Vérification de ferrailage :

6.3.3.1 Les armatures longitudinales :

❖ Suivant le RPA :

➤ La section minimale :

La section minimale est de 0.7% de la section totale :

$$A_{min} = 0,7\% \times b \times h = 25,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{adoptée} = 28,65 > A_{min} \rightarrow \text{CV}$$

➤ La section maximale :

La section maximale est de 4% en zone courante, et de 6% en zone de recouvrement.

$$A_{smax} = 4\% \times b \times h = 144 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 6\% \times b \times h = 216 \text{ cm}^2$$

$$A_{adoptee} = 28,65 < A_{max} \rightarrow CV$$

❖ **Suivant les règles BAEL91 :**

➤ **La section minimale :**

$$A_{min} = 0,2\% \times b \times h = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{adoptee} = 28,65 > A_{smin} \rightarrow CV$$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0,023 \times f_{c28} \times b \times d}{f_e} = 4,65 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{min} \rightarrow CV$$

Remarque : La condition est largement vérifiée pour tous les niveaux.

• **Calcule des longueurs de recouvrement :**

Selon le RPA99 la longueur de recouvrement est : $L_r = 4\phi_{Lmax}$

Tableau 6.5 : Longueur de recouvrement calculée et choisie pour chaque Type d'acier

ϕ (max) (mm)	L_r (calculé) (mm)	L_r (choix) (mm)
$\phi 16$	640	700
$\phi 14$	560	600
$\phi 12$	480	500

• **Longueur de la zone nodale :**

Les dimensions de la zone nodale sont :

$$h' = \left(\frac{h_e}{6}; b; 60cm \right) = \left(\frac{306}{6}; 60cm; 60cm \right)$$

Tableau 6.6 : La longueur de la zone nodale pour les poteaux

Etage	h_e (cm)	h' (cm)
RDC	306	60
1+2	306	60
3+4	306	60
5+6	306	60
7+8	306	60

6.3.3.2 Armatures transversales :

❖ **Vérification spécifique sous sollicitations tangentes « τ_u » :**

Vérification selon le RPA 99/V2003 :

$$\tau_{bu} \leq \overline{\tau_{bu}}$$

Avec : $\tau_{bu} = \frac{V}{bd}$

V : Effort tranchant de la section étudiée

b : La largeur de la section étudiée

d : La hauteur util

$$\overline{\tau_{bu}} = \rho_b \cdot f_{c28}$$

$$\rho_b = 0,075 \text{ Si: } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_b = 0,05 \text{ Si: } \lambda_g \leq 5$$

$\lambda_g = \frac{l_f}{i}$: L'élancement géométrique.

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$l_f = 0,7 \cdot l_0$: Longueur de flambement du poteau.

Tableau 6.7 : Vérification spécifique sous sollicitations normales

Niveau	V(MN)	λ_g	ρ_b	τ_{bu}	$\overline{\tau_{bu}}$	Remarque
RDC	0,0498	5,9	0,075	0,1472	1,875	CV
Etage 1	0,0634	7,0	0,075	0,2328	1,875	CV
Etage 2	0,0832	7,0	0,075	0,3056	1,875	CV
Etage 3	0,0711	8,5	0,075	0,3160	1,875	CV
Etage 4	0,0781	8,5	0,075	0,3471	1,875	CV
Etage 5	0,0566	10,5	0,075	0,3105	1,875	CV
Etage 6	0,0569	10,5	0,075	0,3122	1,875	CV
Etage 7	0,0355	13,3	0,075	0,2534	1,875	CV
Etage 8	0,0390	13,3	0,075	0,2708	1,875	CV

❖ **Choix des armatures transversales :**

D'après RPA99/V2003, Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times S_t}{h \times f_e}$$

Avec:

V_u : C'est l'effort tranchant maximal de calcul.

h : Hauteur totale de la section brute.

f_e : 400MPa.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant:

$$\rho_a = 2,50 \quad Si: \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \quad Si: \lambda_g \leq 5$$

S_t : L'espacement des armatures transversales :

- **La zone nodale :**

$$S_t \leq \min (10\phi_I ; 15) \text{ cm}$$

$\phi_I = 14 \text{ mm}$: le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

En prend $S_t = 12 \text{ cm}$

- **La zone de recouvrement :**

$$S_t' \leq 15\phi_I$$

En prend $S_t' = 20 \text{ cm}$

Avec : ϕ_I : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- **Vérification des armatures transversales selon RPA99/V2003 :**

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t \times b}$ en % est donnée comme suit :

$$Si: \lambda_g \geq 5 \quad \rightarrow \quad \frac{A_t}{S_t \times b} = 0,3\%$$

$$Si: \lambda_g \leq 5 \quad \rightarrow \quad \frac{A_t}{S_t \times b} = 0,8\%$$

$Si: 3 \leq \lambda_g \leq 5 \quad \rightarrow$ L'interpolation

Tableau 6.8 : Les armatures transversale des poteaux

Niveau	h(cm)	V(MN)	λ_g	Pa	St(cm)	St'(cm)	At(cm ²)	Atmin(cm ²)	Choix
RDC	60	0,0498	5,9	2,5	12	20	0,592	2,16	4T10
Etage1	55	0,0634	7,0	2,5	12	20	0,863	1,98	4T8
Etage2	55	0,0832	7,0	2,5	12	20	1,131	1,98	4T8
Etage3	50	0,0711	8,5	2,5	12	20	1,067	1,8	4T8
Etage4	50	0,0781	8,5	2,5	12	20	1,175	1,8	4T8
Etage5	45	0,0566	10,5	2,5	12	20	0,941	1,62	4T8
Etage6	45	0,0569	10,5	2,5	12	20	0,948	1,62	4T8
Etage7	40	0,0355	13,3	2,5	12	20	0,665	1,44	4T8
Etage8	40	0,0390	13,3	2,5	12	20	0,731	1,44	4T8

6.3.3.3 Vérification à l'état limite de service (ELS) :

D'après le (C.B.A.93) On considère que les fissurations sont préjudiciables donc, il faut vérifier les contraintes

dans le béton et dans les aciers :

- $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$ Avec : $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
- $\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$ Avec : $\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$

❖ Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M_s}{N_s}$$

❖ Position de l'axe neutre :

$$p = -3\left(e - \frac{h}{2}\right)^2 + \frac{6nA_2}{b}\left(e - \frac{h}{2} + d'\right) + \frac{6nA_1}{b}\left(e - \frac{h}{2} + d\right)$$

$$q = 2\left(e - \frac{h}{2}\right)^3 - \frac{6nA_2}{b}\left(e - \frac{h}{2} + d'\right)^2 - \frac{6nA_1}{b}\left(e - \frac{h}{2} + d\right)^2$$

La détermination de e1 peut se faire par :

$$e_1 = \sqrt[3]{(-p \cdot e_1 - q)}$$

Puis on détermine :

$$x = \frac{h}{2} + e_1 - e$$

$$S = \frac{b \times x^2}{2} + nA_2(x - d') - nA_1(d - x)$$

❖ Calcul de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \times x}{S} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad 15 \text{ MPa.}$$

❖ Calcul de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{nN_s(d-x)}{S} \leq \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

Tableau 6.9 : Contrainte dans le béton et dans les aciers

Niveau	p	q	e ₁	X	S	σ _{bc}	σ _{st}	Remarque
RDC	-0,3558	-0,0324	0,0935	0,3926	0,0515	9,43	53,11	CV
1+2	-0,2861	-0,0244	0,0879	0,3582	0,0390	9,86	58,50	CV
3+4	-0,2126	-0,0226	0,1130	0,3533	0,0327	8,34	34,26	CV
5+6	-0,1504	-0,0125	0,0875	0,2928	0,0668	2,18	12,52	CV
7+8	-0,1157	-0,0136	0,1421	0,3420	0,0235	3,15	3,59	CV

6.3.4 Vérification au flambement :

On doit vérifier la condition suivante :

$$N_d \leq N_u = \alpha \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e \times A}{\gamma_s} \right)$$

- N_u : L'effort normal ultime que peut supporter un poteau.
- N_d : L'effort normal maximal appliqué sur une section de poteau à ELU.
- A_s : La section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.
- B_r : La section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie → $B_r = (a - 0,01) \times (b - 0,01)$
- α : Est un coefficient fonction de l'élançement mécanique λg .

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{Pour : } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0,60 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{Pour : } 50 \leq \lambda \leq 70$$

Si plus de la moitié des charges sont appliquées avant 90 jours : $\alpha = \frac{\alpha}{1,10}$

- λg : L'élançement géométrique du poteau → $\lambda g = \frac{l_f}{i_{min}}$
- i_{min} : Rayon de giration $i_{min} = \frac{a}{2 \times \sqrt{3}}$
- l_f : La longueur de flambement du poteau ; avec : $l_f = 0,7 \times l_0$
- l_0 : La hauteur libre du poteau
- a : La dimension du poteau.

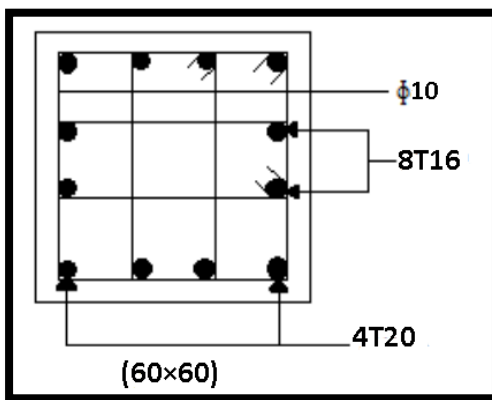
$$(f_{c28} = 25 \text{ MPa}) ; (f_e = 400 \text{ MPa}) ; (\gamma_b = 1,15) ; (\gamma_s = 1,00).$$

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

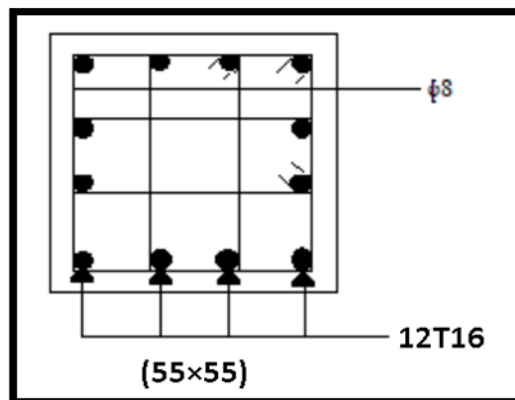
Tableau 6.10 : Vérification du flambement pour les poteaux

Niveau	a=b (m)	Br (m ²)	l _f (m)	i _{min} (m)	λg	$\frac{\alpha}{1,10}$	As (cm ²)	Nu (MN)	Nd (MN)	remarque
RDC	0,60	0,3481	2,142	0,1732	12,36	0,754	28,65	5,611	2,175	CV
1 + 2	0,55	0,291	2,142	0,158	13,55	0,750	24,12	3,670	1,543	CV
3 + 4	0,50	0,24	2,142	0,144	14,758	0,745	18,47	3,789	0,940	CV
5 + 6	0,45	0,196	2,142	0,129	16,60	0,739	16,08	3,095	0,556	CV
7 + 8	0,40	0,152	2,142	0,115	18,6	0,731	12,32	2,3732	0,279	CV

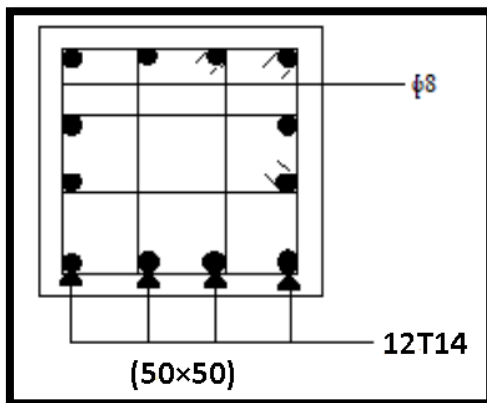
6.3.5 Schéma du ferrillage :



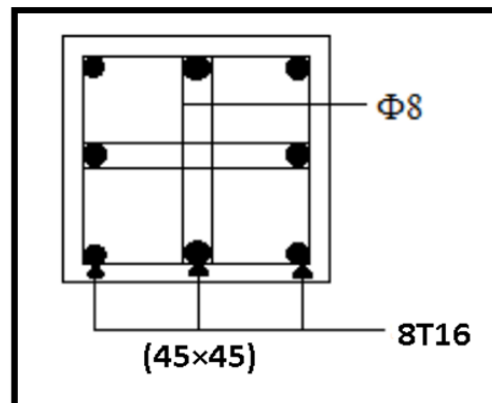
RDC



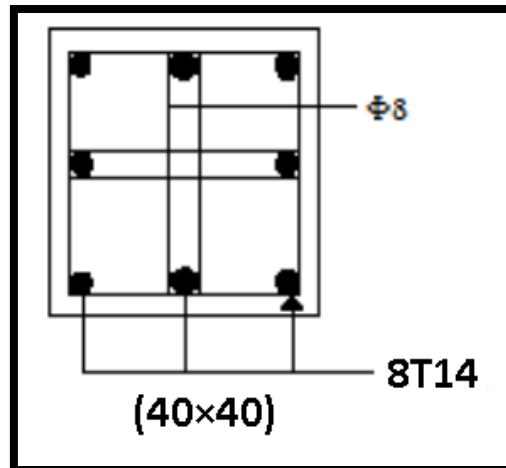
1 et 2 étages



3 et 4 étages



5 et 6 étages



7 et 8 étages

Figure 6.1 : Ferrailage des poteaux

6.4 Etude des Poutres :

6.4.1 Introduction :

Les poutres sollicitées sont soumises à des moments de flexion, et des efforts tranchants, pour la simplification on ne tiendra pas compte des efforts normaux, les poutres seront alors étudiées en flexion simple.

D'après les annexes des combinaisons d'actions, on prendra les moments max en travées et aux appuis. On calculera la section d'armatures à l'ELU puis on effectuera la vérification nécessaire à l'E.L.S.

6.4.2 Combinaisons des charges :

➤ Règlement BAEL 91 :

Ce sont des combinaisons qui prennent en compte uniquement les charges permanentes G et les charges d'exploitation Q .

- $1,35 G + 1,5Q$ à l'E.L.U
- $G + Q$ à l'E.L.S

➤ Règlement RPA 99 :

Ce sont des combinaisons qui prennent en considération les charges sismiques E .

- $G + Q \pm Ex$
- $G + Q \pm Ey$
- $0.8G \pm Ex$
- $0.8G \pm Ey$

Avec : G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation non pondérées.

E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales

6.4.3 Les recommandations du RPA99/V2003 :

- **Armatures longitudinales :**

➤ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : $A (min) = (0,5\% \times \text{Section du béton})$

➤ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$A (max) = (4\% \times \text{Section du béton})$ Zone courante.

$A (max) = (6\% \times \text{Section du béton})$ Zone de recouvrement.

➤ La longueur minimale de recouvrement est de : $Lr (min) = 40 \times \emptyset \rightarrow \text{Zone (I)}$

Avec : (\emptyset) le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

➤ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

- **Armatures transversales :**

➤ La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $At = 0,003 \times St \times b$.

➤ L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :

$St = \min (h/4; 12 \times \emptyset 1)$: dans la zone nodale

$St \leq h/2$: en dehors de la zone nodale.

➤ La valeur du $\emptyset 1$ est le plus petit diamètre utilisé.

➤ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

6.4.4 Sollicitations maximales des poutres principales et secondaires :

Tableau 6.11 : Sollicitation maximales dans les Poutres Principales

Section	ELU		ELS		Accidentelle		
	$M(\text{appui})$ (KN. m)	$M(\text{travée})$ (KN. m)	$M(\text{appui})$ (KN. m)	$M(\text{travée})$ (KN. m)	$M(\text{appui})$ (KN. m)	$M(\text{travée})$ (KN. m)	V (KN)
40x45	113,00	57,38	82,26	41,66	203,06	187,06	250,84

Tableau 6.12 : Sollicitation maximales dans les Poutres secondaires

Section	ELU		ELS		Accidentelle		
	$M(\text{appui})$ (KN. m)	$M(\text{travée})$ (KN. m)	$M(\text{appui})$ (KN. m)	$M(\text{travée})$ (KN. m)	$M(\text{appui})$ (KN. m)	$M(\text{travée})$ (KN. m)	V (KN)
35x40	66,90	39,98	48,78	29,26	109,98	102,57	173,51

6.5 Calcul de ferrailage :

6.5.1 ferrailage de poutre principale :

6.5.1.1 Armatures longitudinales :

❖ **ELU :**

• **Travée :**

$$b = 0,4 \text{ m}, \quad h = 0,45 \text{ m}; \quad \mu_R = 0,379$$

$$d = 0,405 \text{ m}, \quad d' = 0,045 \text{ m}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}; \quad f_e = 400 \text{ MPa}; \quad f_{bc} = 18,47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 400 \text{ MPa}. \quad (\gamma_b = 1,15); \quad (\gamma_s = 1,0).$$

$$M_u(\text{travée}) = 187,06 \text{ KN.m}$$

$$\mu = M_{U \max} / b d^2 f_{bc} = 0,154$$

$$\mu_u = 0,154 \leq \mu_R = 0,379 \text{ (FeE 400)} \quad \rightarrow \text{ CV}$$

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc}=0$).

La section est à simple armature

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \quad \rightarrow \quad \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,154}) = 0,210$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,405(1 - 0,4 \times 0,210) = 0,370 \text{ m}.$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400/1 = 400 \text{ MPa}.$$

$$A_{st} \geq \frac{M_{U \max}}{Z \sigma_{st}} \quad \rightarrow \quad A_{st} \geq \frac{0,18706}{0,370 \times 400} = 12,63 \text{ cm}^2$$

On prend : **9T14 = 13,85 cm²**

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times 0,4 \times 0,405 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} = 13,85 \text{ cm}^2 \geq 1,95 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

• **En appuis :**

$$b = 0,4 \text{ m}, \quad h = 0,45 \text{ m}; \quad \mu_R = 0,379$$

$$d = 0,405 \text{ m}, \quad d' = 0,045 \text{ m}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}; \quad f_e = 400 \text{ MPa}; \quad f_{bc} = 18,47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 400 \text{ MPa}. \quad (\gamma_b = 1,15); \quad (\gamma_s = 1,00).$$

$$M_u(\text{appui}) = 203,06 \text{ KN.m}$$

$$\mu = M_{U \max} / b d^2 f_{bc} = 0,167$$

$$\mu_u = 0,167 \leq \mu_R = 0,379 \text{ (Fe 400)} \rightarrow \text{CV}$$

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc}=0$).

La section est à simple armature

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,167}) = 0,229$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,405(1 - 0,4 \times 0,229) = 0,367 \text{ m.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400/1 = 400 \text{ MPa.}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_{U \max}}{Z \sigma_{st}} \rightarrow A_{st} \geq \frac{0,20306}{0,367 \times 400} = 13,83 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } 6T16 + 3T12 = 15,45 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times 0,4 \times 0,405 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} = 15,45 \text{ cm}^2 \geq 1,95 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

➤ **Condition du RPA99 version 2003 :**

$$A_{\min} = 0,5\% \times b \times h = 9 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptée}}(\text{travée}) = 13,85 \text{ cm}^2 > A_{\min} \rightarrow \text{CV}$$

$$A_{\text{adoptée}}(\text{appui}) = 15,45 \text{ cm}^2 > A_{\min} \rightarrow \text{CV}$$

❖ **ELS :**

- **Travée :**

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b \times x^2}{2} + n A_{sc} (x - d') - n A_{st} (d - x) \quad \text{avec } n = 15$$

$$\frac{40 \times x^2}{2} - 15 \times 13,85 (40,5 - x)$$

$$20x^2 - 207,75 (40,5 - x) = 0$$

$$20x^2 + 207,75x - 8413,875 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 846,327$$

$$x = 15,96 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie de la section :**

$$I = \frac{b \times x^3}{3} + nA_{Sc}(x - d')^2 + nA_{St}(d - x)^2$$

$$I = \frac{40 \times 15,96^3}{3} + 15 \times 13,85(40,5 - 15,96)^2$$

$$I = 179416,196 \text{ cm}^4$$

➤ **Contrainte maximale dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,04166 \times 0,1596}{0,00179416} = 3,7 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,33 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV.}$$

➤ **Contrainte maximale dans l'acier :**

$$\sigma_{st} = n \frac{M_s \times (d - x)}{I} = 15 \frac{0,04166 \times (0,405 - 0,1596)}{0,00179416} = 85,47 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 99,915 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV.}$$

• **En appui :**

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b \times x^2}{2} + nA_{Sc}(x - d') - nA_{St}(d - x) \quad \text{avec } n = 15$$

$$\frac{40 \times x^2}{2} - 15 \times 15,45(40,5 - x)$$

$$20x^2 - 231,75(40,5 - x) = 0$$

$$20x^2 + 231,75x - 9385,875 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 896,982$$

$$x = 16,63 \text{ m}$$

➤ **Moment d'inertie de la section :**

$$I = \frac{b \times x^3}{3} + nA_{Sc}(x - d')^2 + nA_{St}(d - x)^2$$

$$I = \frac{40 \times 16,63^3}{3} + 15 \times 15,45(40,5 - 16,63)^2$$

$$I = 193367,679 \text{ cm}^4$$

➤ **Contrainte maximale dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,08226 \times 0,1663}{0,00193367679} = 7,07 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 7,07 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV.}$$

➤ **Contrainte maximale dans l'acier :**

$$\sigma_{bc} = n \frac{M_s \times (d - x)}{I} = 15 \frac{0,08226 \times (0,405 - 0,1663)}{0,00193367679} = 152,31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 152,31 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV.}$$

• **Section maximale (RPA) :**

$$A_{max} = 4\% \times b \times h = 72 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{la zone courante}$$

$$A_{max} = 6\% \times b \times h = 108 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{la zone de recouvrement.}$$

• **Section minimale (RPA) :**

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h = 9 \text{ cm}^2$$

$$A_{St}(\text{travée}) + A_{St}(\text{appui}) = 29,3 \text{ cm}^2 > A_{min}$$

6.5.1.2 Armatures Transversale

• **Calcul de ϕ_t :**

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales est donnée par :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_{lmin}, \frac{b}{10}\right) \rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{45}{35}, 1,2, \frac{40}{10}\right)$$

$$\phi_t = 1,14 \text{ cm}$$

$$\text{En prend } \phi_t = 8 \text{ mm} \rightarrow \phi 8$$

• **Calcul de l'espacement : (selon le RPA99 V2003)**

✓ **la zone nodale :**

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_{lmin}; 30 \text{ cm}\right) \rightarrow St \leq \min\left(\frac{45}{4}; 12 \times 1,2; 30 \text{ cm}\right)$$

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

✓ **la zone courante :**

$$St' \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}$$

$$St' = 20 \text{ cm}$$

6.5.1.3 Vérification au cisaillement :

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

Avec : $\tau_u = \frac{V}{bd}$

V : Effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée.

b : La largeur de la section étudiée.

d : La hauteur util.

$$\tau_u \leq \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = \min(3,33; 5MPa)$$

$$\tau_u = \frac{V}{bd} = \frac{0,25084}{0,405 \times 0,4} = 1,54$$

$$\tau_u = 1,54 \leq \bar{\tau}_u = 3,33 MPa. \rightarrow \mathbf{CV}$$

6.5.2 ferrillages de poutre secondaire :
6.5.2.1 Armatures longitudinales :

 ❖ **ELU :**

 • **Travée :**

$$b = 0,35 m, \quad h = 0,40 m; \quad \mu_R = 0,379$$

$$d = 0,36 m, \quad d' = 0,040 m$$

$$f_{c28} = 25 MPa; \quad f_e = 400 MPa; \quad f_{bc} = 18,47 MPa$$

$$\sigma_{st} = 400 MPa. \quad (\gamma_b = 1,15); \quad (\gamma_s = 1,00).$$

$$M_u(\text{travée}) = 102,57 KN.m$$

$$\mu = M_{U \max} / b d^2 f_{bc} = 0,122$$

$$\mu_u = 0,122 \leq \mu_R = 0,379 (FeE 400) \rightarrow \mathbf{CV}$$

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc}=0$).

La section est à simple armature

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,122}) = 0,163$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,36(1 - 0,4 \times 0,163) = 0,336 m.$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400/1 = 400 MPa.$$

$$A_{st} \geq \frac{M_{U \max}}{Z \sigma_{st}} \rightarrow A_{st} \geq \frac{0,10257}{0,336 \times 400} = 7,63 cm^2$$

On prend : **8T12 = 9,05 cm²**

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq 0.23 \times 0,35 \times 0,36 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} \geq 1,52 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

• **En appuis :**

$$b = 0,35 \text{ m}, \quad h = 0,40 \text{ m}; \quad \mu_R = 0.392$$

$$d = 0,36 \text{ m}, \quad d' = 0,040 \text{ m}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}; \quad f_e = 400 \text{ MPa}; \quad f_{bc} = 18,47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 400 \text{ MPa}. \quad (\gamma_b = 1,15); \quad (\gamma_s = 1).$$

$$M_u(\text{appui}) = 109,98 \text{ KN.m}$$

$$\mu = M_{U \max} / b d^2 f_{bc} = 0,131$$

$$\mu_u = 0,131 \leq \mu_R = 0.392 \text{ (FeE 400)} \rightarrow \text{CV}$$

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0$).

La section est à simple armature

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,131}) = 0,176$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,36 (1 - 0,4 \times 0,176) = 0,334 \text{ m}.$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400/1 = 400 \text{ MPa}.$$

$$A_{st} \geq \frac{M_{U \max}}{Z \sigma_{st}} \rightarrow A_{st} \geq \frac{0,10998}{0,334 \times 400} = 8,21 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } 9T12 = 10,18 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq 0.23 \times 0,35 \times 0,36 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} \geq 1.52 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

➤ **Condition du RPA99 versio003 :**

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

$$A_{adoptée}(\text{travée}) = 9,05 \text{ cm}^2 > A_{smin} \rightarrow \text{CV}$$

$$A_{adopt\acute{e}e}(appui) = 10,18 \text{ cm}^2 > A_{smin} \rightarrow \text{CV}$$

❖ ELS :

• Traveé :

➤ Position de l'axe neutre :

$$\frac{b \times x^2}{2} + nA_{SC}(x - d') - nA_{St}(d - x) \quad \text{avec } n = 15$$

$$\frac{35 \times x^2}{2} - 15 \times 9,05(36 - x)$$

$$17,5x^2 - 135,75(36 - x) = 0$$

$$17,5x^2 + 135,75x - 4887 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 600,431$$

$$x = 13,26 \text{ cm}$$

➤ Moment d'inertie de la section :

$$I = \frac{b \times x^3}{3} + nA_{SC}(x - d')^2 + nA_{St}(d - x)^2$$

$$I = \frac{35 \times 13,26^3}{3} + 15 \times 9,05(36 - 13,26)^2$$

$$I = 97397,886 \text{ cm}^4$$

➤ Contrainte maximale dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,04878 \times 0,1326}{0,00097397886} = 6,36 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{CV.}$$

➤ Contrainte maximale dans l'acier :

$$\sigma_{bc} = n \frac{M_s \times (d - x)}{I} = 15 \frac{0,04878 \times (0,36 - 0,1326)}{0,00097397886} = 163,829 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 163,829 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV.}$$

• En appui :

➤ Position de l'axe neutre :

$$\frac{b \times x^2}{2} + nA_{SC}(x - d') - nA_{St}(d - x) \quad \text{avec } n = 15$$

$$\frac{35x^2}{2} - 15 \times 10,18(36 - x)$$

$$17,5x^2 - 152,7(36 - x) = 0$$

$$17,5x^2 + 152,7x - 5497,2 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 638,843$$

$$x = 13,88 \text{ m}$$

➤ **Moment d'inertie de la section :**

$$I = \frac{b \times x^3}{3} + nA_{Sc}(x - d')^2 + nA_{St}(d - x)^2$$

$$I = \frac{35 \times 13,88^3}{3} + 15 \times 10,18(36 - 13,88)^2$$

$$I = 105912,424 \text{ cm}^4$$

➤ **Contrainte maximale dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,04878 \times 0,1388}{0,00105912424} = 6,39 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{CV.}$$

➤ **Contrainte maximale dans l'acier :**

$$\sigma_{bc} = n \frac{M_s \times (d - x)}{I} = 15 \frac{0,04878 \times (0,36 - 0,1388)}{0,00105912424} = 152,81$$

$$\sigma_{st} = 152,81 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV.}$$

- **Section maximale (RPA) :** (art : 7.5.2.1 RPA 99/v2003)

$$A_{max} = 4\% \times b \times h = 56 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{la zone courante}$$

$$A_{max} = 6\% \times b \times h = 84 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{la zone de recouvrement.}$$

6.5.2.2 Armatures Transversale

- **Calcul de ϕ_t :**

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales est donné par :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_{lmin}, \frac{b}{10}\right) \rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}, 1,2, \frac{35}{10}\right) \rightarrow \phi_t \leq \min(1,14, 1,2, 3,5)$$

$$\phi_t = 8 \text{ mm}$$

- Calcul de l'espacement : (selon le RPA99 V2003)

✓ la zone nodale :

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_{l_{min}}; 30cm\right) \rightarrow St \leq \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1,2; 30cm\right)$$

$$St = 8 \text{ cm.}$$

✓ la zone courante :

$$St' \leq \frac{h}{2}$$

$$St' = 15 \text{ cm}$$

6.5.2.3 Vérification au cisaillement :

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

Avec : $\tau_u = \frac{V}{bd}$

V : Effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée.

b : La largeur de la section étudiée.

d : La hauteur util.

$$\tau_u \leq \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = \min(3,33; 5MPa)$$

$$\tau_u = \frac{0,17351}{0,35 \times 0,36} = 1,37 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 1,377 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

6.5.3 Tableau Récapitulatif de choix :

Tableau 6.13 : Ferrailage des poutres

Poutres	Ferrailage longitudinal					Ferrailage transversal		
	Amin (cm ²)	Travée (cm ²)		Appui (cm ²)		Øt(mm)	S(cm)	S'(cm)
		Acalculé	Choix	Acalculé	Choix			
Poutres Principales	9	12,63	13,85	13,83	15,45	Ø8	10	20
Poutres Secondaires	7	7,63	9,05	8,21	10,18	Ø8	8	15

➤ La longueur de recouvrement : D'après le RPA99 version 2003 :

La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (en zone I).

$$\phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,2 \times 40 = 48 ; L_r = 1,2 \times 40 = 48 \text{ cm}$$

En adopte $L_r = 50 \text{ cm}$

$\emptyset = 1,6 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,6 \times 40 = 48 ; L_r = 1,6 \times 40 = 64 \text{ cm}$

En adopte $L_r = 60 \text{ cm}$

➤ **La longueur d'ancrage : D'après le (C.B.A.93)**

$$L_S = \frac{f_e \phi}{\tau_s' \times 4}$$

Avec : $\tau_s' = 0,6(\Psi)^2 \times f_{tj}$ avec Coefficient d'ancrage : $\Psi = 1,5$ acier HA

Contrainte d'adhérence : $\tau_s' = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$

Longueur de scellement droit : $L_S = \frac{f_e \phi}{\tau_s' \times 4}$

une courbe égale a : $r = 5,5. \phi$ (Acier HA)

Avec : \emptyset : Diamètre d'armature.

La longueur d'ancrage : $L \geq L_2 + r + \emptyset/2$

Avec : $L_2 = L_S - (\alpha \times L_1) - (\beta \times r)$

$$L_1 = 10\emptyset$$

L'ancrage de la courbe ($\theta = 90^\circ$) $\rightarrow (\alpha = 1,87) ; (\beta = 2,19)$

($L_1 ; L_2$) : Longueurs rectilignes.

($F_e = 400 \text{ MPa}$) ; ($f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$)

Tableau 6.14 : Tableau d'ancrage des armatures

\emptyset (mm)	τ_s' (MPa)	L_S (mm)	L_1 (mm)	r (mm)	L_2 (mm)	L (mm) calculé	L (mm) choisie
$\emptyset 12$	2,835	423,28	120	66	54,34	126,34	130
$\emptyset 14$	2,835	493,82	140	77	63,39	147,39	150
$\emptyset 16$	2,835	564,46	160	88	72,45	168,45	170

6.5.4 Tableau Récapitulatif de Ferrailages :

Tableau 6.15 : Ferrailage des poutres principales

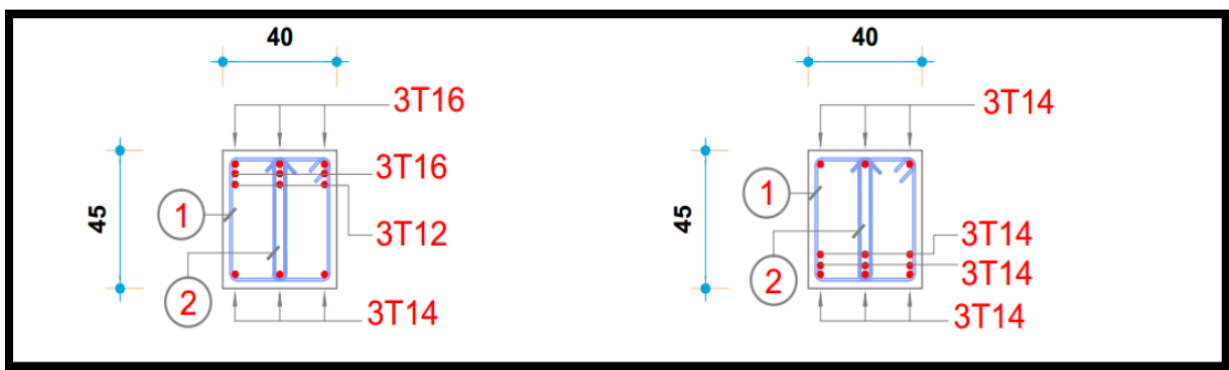
		Armatures longitudinales		Ferrailage transversal		
Niveaux	Section(cm^2)	Travée	Appui	$\emptyset t$ (mm)	St(cm)	St'(cm)
		A_{st} choisi(cm^2)	A_{st} choisi(cm^2)			
Tous	40×45	9T14	6T16 + 3T12	$\emptyset 8$	10	20

Tableau 6.16 : Ferrailage des poutres secondaire

		Armatures longitudinales		Ferrailage transversal		
Niveaux	Section(cm^2)	Travée	Appui	$\varnothing t(mm)$	St(cm)	St'(cm)
		A_{st} choisi(cm^2)	A_{st} choisi(cm^2)			
Tous	35 × 40	8T12	9T12	∅8	8	15

6.5.5 Schéma du ferrailage des poutres principales et secondaires :

- Poutres principales (40×45) :

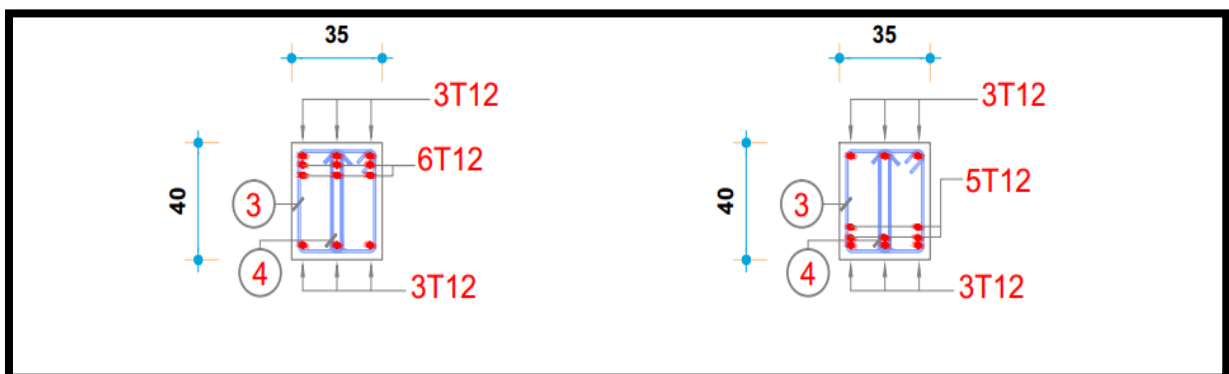


en appui

en travée

Figure 6.2 : schéma de ferrailage des poutre principales

- Poutres secondaires (35×40) :



en appui

en travée

Figure 6.3 : Schémas des ferrillages des poutres secondaires

6.6 Etude des voiles :

6.6.1 Introduction :

Le voile est un élément assurant la stabilité de l'ouvrage sous l'action des sollicitations horizontales essentiellement le vent et les forces d'origine sismique transmettant les charges verticales aux fondations. Les voiles seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations qui les engendrent, le moment fléchissant et l'effort normale déterminée selon la combinaison comprenant la charge permanente, d'exploitation ainsi que les charges sismiques. Le ferrailage des voiles s'effectuera selon **le règlement BAEL 91** et les vérifications selon **le règlement parasismique Algérien RPA 99/version2003**.

6.6.2 Combinaisons des charges :

➤ Règlement BAEL 91 :

Ce sont des combinaisons qui prennent en compte uniquement les charges permanentes G et les charges d'exploitation Q .

- $1,35 G + 1,5Q$ à l'E.L.U
- $G + Q$ à l'E.L.S

➤ Règlement RPA 99 :

Ce sont des combinaisons qui prennent en considération les charges sismiques E .

- $G + Q \pm Ex$
- $G + Q \pm Ey$
- $0.8G \pm Ex$
- $0.8G \pm Ey$

Avec : G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation non pondérées.

E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales

6.6.3 Règles générales :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des Deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1,5e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

e : Épaisseur du voile

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins par 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 $l/10$ de l'épaisseur du voile. **Les longueurs de recouvrement** doivent être égales à :

40Φ : pour les barres situées dans les zones tendues ou le renversement du signe des efforts sont possibles.

20Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

6.6.4 Détermination des sollicitations :

Tableau 6.17 : Sollicitation dans les voiles de soutènement

Combinaisons	F11 (KN)	M11 (KN. m)	F22 (KN)	M22 (KN. m)	Vmax (KN)
ELU	122,74	1,59	613,68	7,95	3,1
ELS	89,61	1,15	447,98	5,77	
G+Q±Ex	245,59	2,60	1227,93	13,02	
G+Q±Ey	197,02	1,79	985,12	7,81	

6.6.5 Ferrailage vertical :

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de :

$$d \leq \min\left(\frac{2L}{3}; h_e\right) \text{ selon RPA 2003}$$

L : est la longueur de la zone comprimée. Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes.

- **Etudes des sections :**

Pour une section soumise à la flexion composée, on a trois cas possibles :

1. Section entièrement comprimée « SEC ».
2. Section entièrement tendue « SET ».
3. Section partiellement comprimée « SPC ».

- **Méthode de RDM :**

On utilise dans cette méthode la formule de **NAVIER BERNOULLI**.

1. Section partiellement comprimée : (S.P.C)

$$\sigma_{A,B} = \frac{N}{A} \pm \frac{M-v}{I}$$

A : Surface

I : Moment d'inertie

N : effort normal

M : Moment de flexion.

v : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

➤ Si : $M > 0$ donc $\sigma_A > 0$ et $\sigma_B < 0$

Pour connaître la zone tendue de la zone comprimée, il faut calculer « L_t » en utilisant les triangles semblables :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\sigma_B}{L_t} = -\frac{\sigma_A}{\sigma_A + \sigma_B} \rightarrow L_t = \frac{L \sigma_A}{\sigma_A + \sigma_B}$$

L'effort de traction dans la zone tendue est donné par :

$$T = 0,5 \times \sigma_B \times L_t \times b$$

La section d'armatures nécessaires est donnée par :

$$A_{cal} = \frac{T \cdot \gamma_s}{f_e}$$

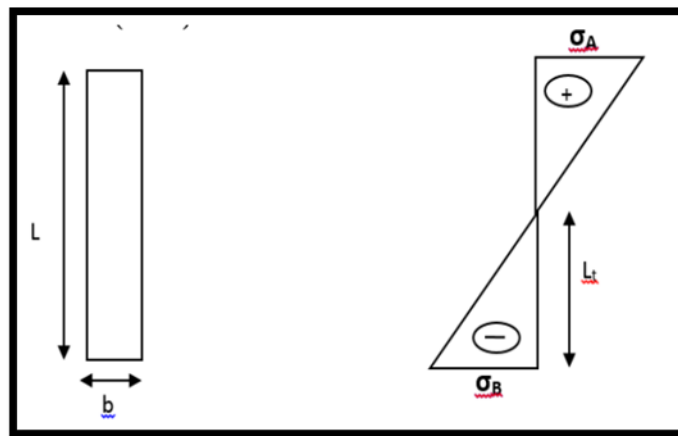


Figure 6.4 : Section partiellement comprimée

➤ Si : $M < 0$ donc $\sigma_A < 0$ et $\sigma_B > 0$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\sigma_B}{L_t} = -\frac{\sigma_A}{\sigma_A + \sigma_B} \rightarrow L_t = \frac{L \sigma_A}{\sigma_A + \sigma_B}$$

L'effort de traction dans la zone tendue est donné par :

$$T = 0,5 \times \sigma_B \times L_t \times b$$

La section d'armatures nécessaires est donnée par :

$$A_{cal} = \frac{T \cdot \gamma_s}{f_e}$$

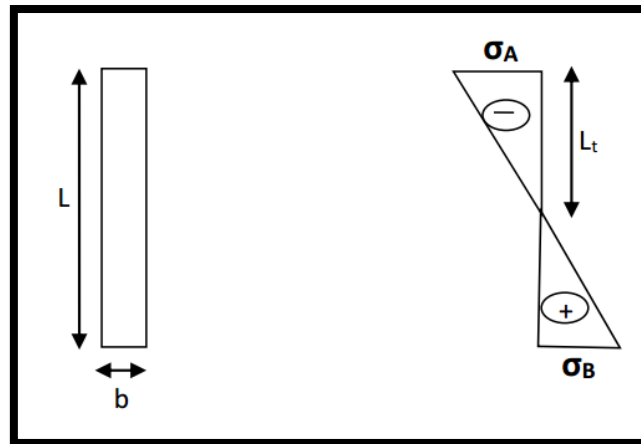


Figure 6.5 : Section entièrement comprimée

2. Section entièrement comprimée : (S E C) :

Dans ce cas on a deux contraintes de compression (σ_A , σ_B) la section du voile est soumise à la compression et comme elle travaille bien à la compression, la qualité d'armatures nécessaire et exigée par le **RPA 99/V2003** (comme section minimale).

3. Section entièrement tendue :(S E T) :

Dans ce cas on a deux contraintes de traction (σ_A , σ_B) la longueur tendue est égale à « L ».

$$L = L_t$$

L'effort de traction est donné par :

$$T = \left(\frac{3\sigma_A + \sigma_B}{2} \right) \times L \times b$$

La section d'armatures nécessaires est donnée par :

$$A_{cal} = \frac{T \cdot \gamma_s}{f_e}$$

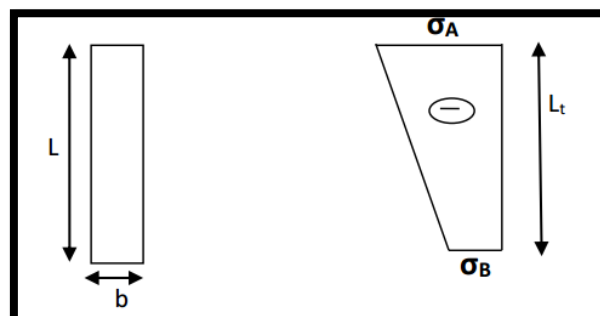


Figure 6.6 : Section entièrement tendue

6.6.6 Calcul de ferrailage voiles :

- Exemple de calcul des voiles :

$L = 4,05 \text{ m}$; $b = 0,15 \text{ m}$; $A = 0,6075 \text{ m}^2$; $M = 13,02 \text{ KN.m}$; $N = 1227,93 \text{ KN}$

$$I = bh^3/12 = \frac{0,15 \times 4,05^3}{12} = 0,830 \text{ m}^4$$

$$\sigma_A = \frac{N}{A} + \frac{M \times v}{I} = \frac{1227,93}{0,6075} + \frac{13,02 \times 2,025}{0,830} = 2053,04 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_B = \frac{N}{A} - \frac{M \times v}{I} = \frac{1133,02}{0,6075} - \frac{11,373 \times 2,025}{0,830} = 1989,52 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_{A,B} > 0$; Donc section entièrement comprimée.

La section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue" Alors la zone courante est armée par le minimum exigé par **le R.P.A 99 (version 2003)**.

- Le ferrailage vertical :**

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre ($L = 1 \text{ m}$)

$$A_{min} = 0,15\% \times b \times h = 0,0015 \times 15 \times 100 = 2,25 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

On choisit : **9T10** de section **7,07 cm²/mL**

- Le ferrailage horizontal :**

$$A_{min} = 0,15\% \times b \times h = 0,0015 \times 15 \times 100 = 2,25 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

On choisit : **9T10** de section **7,070 cm²/mL**

- Espacement :**

D'après le **RPA 99 version 2003**, Espacement verticale et horizontale :

$$S \leq \min(1,5e ; 30) \text{ cm} \rightarrow S \leq \min(1,5 \times 15 ; 30) \text{ cm} \rightarrow S \leq \min(22,5 ; 30) \text{ cm}$$

En prend : $S = 20 \text{ cm}$.

- Calcul des armatures transversales :**

D'après le **BAEL 91 modifiée 99**, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm , les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de $4/\text{m}^2$ au moins. On prend donc : $4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$.

- Vérification de la contrainte de cisaillement à la base des voiles :**

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

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V}{0,9 \times b_0 \times h}$$

$$\bar{\tau}_u \leq 0,2 \times f_{c28}$$

V : Effort tranchant.

b_0 : l'épaisseur du voile.

h : la hauteur totale de la section brute.

$$\tau_u = \frac{V}{0,9 \times b \times h} = 0,024 \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

6.6.7 Schéma de Ferrailage :

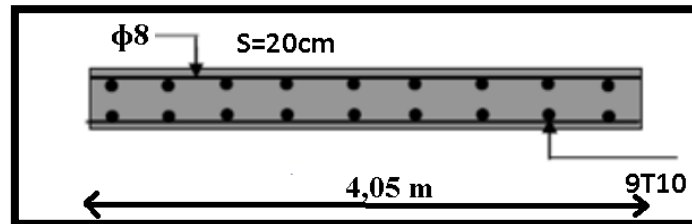


Figure 6.7 : Ferrailage des voiles

Chapitre 7

Les

fondation

7.1 Introduction :

Les éléments de fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles ...). Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

La détermination des ouvrages de fondation est faite en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractéristiques physiques et mécaniques des sols.

7.2 Classification des fondations :

Il existe plusieurs types de fondations :

1. Fondations superficielles :

- Semelles isolées.
- Semelles filantes
- Radier général.

2. Fondations profondes.**3. Fondations spéciales.****7.3 le choix de types :**

Le choix du type de fondation dépend :

- Du type d'ouvrage à construire,
- De la nature et l'homogénéité du bon sol,
- De la capacité portante du terrain de fondation,
- De la facilité de réalisation et donc de l'économie.

D'après le rapport géotechnique notre structure est réalisée avec un radier nervuré.

7.4 Radier général :

Le radier c'est une surface d'appui continue débordant l'emprise de l'ouvrage, il permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes de sol. Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité.

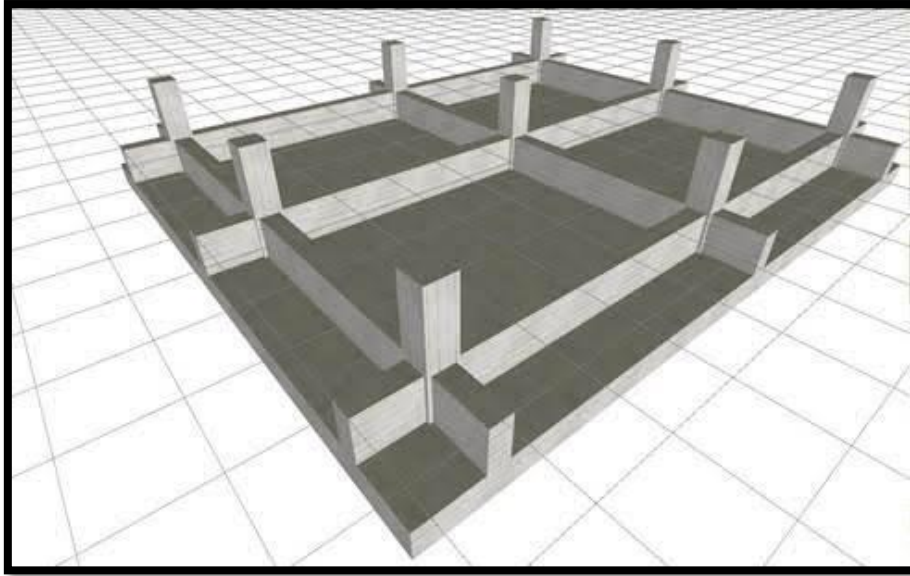


Figure 7.1 : schéma d'un radier

7.4.1 Etude du radier général :

➤ Pré dimensionnement :

Le radier est assimilé un plancher renversé appuyé sur les murs de l'ossature. Ce radier est supposé infiniment rigide soumis à la réaction uniforme de sol.

h_n : Hauteur des nervures.

h_d : Hauteur de la dalle.

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ($L_{max} = 5,45 \text{ m}$)

- **Epaisseur du radier : DTR BC 2.33 :**

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} \quad \rightarrow \quad h_d \geq \frac{5,45}{20}$$

$$h_d \geq 0,2725 \text{ m} \quad \rightarrow \quad h_d = 30 \text{ cm}$$

- **Epaisseur de la nervure : DTR BC 2.33**

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} \quad \rightarrow \quad h_n \geq \frac{5,45}{10}$$

$$h_n \geq 0,545 \text{ m} \quad \rightarrow \quad h_n = 60 \text{ cm.}$$

D'après le rapport géotechnique, on a un taux de travail du sol $\sigma_{sol} = 1,2 \text{ bar}$

- **La condition de raideur (rigidité) :**

Pour un radier rigide, il faut que :

$$\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{max} \quad \text{et} \quad L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

Avec :

L_e : La longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

E : Module de Young ($E = 3,21 \times 10^7 \text{ KN/m}^3$).

I : Moment d'inertie de l'élément considéré sur $1ml$.

K : Coefficient de raideur du sol ($K = 4,4 \text{ Kg/cm}^3 = 1,2 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$).

$$I = \frac{bh_n^3}{12} \rightarrow h_n \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} \geq 0,842$$

Donc : $h_n = 0,9 \text{ m}$

A partir des deux conditions on prend le max : $h_n = 0,9 \text{ m}$ On opte un $h_t = 1,00 \text{ m}$.

$I = 0,036 \text{ m}^4$, $L_e = 3,63 \text{ m}$.

- **Vérification de condition :**

$$\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{max} \rightarrow 5,71 \text{ m} \geq 5,45 \text{ m} \rightarrow \text{CV.}$$

En prend : $h_n = 0,9 \text{ m}$
 $h_d = 0,6 \text{ m}$

- **Calcul de débordement (D) :**

$$D \geq \max\left(\frac{h_n}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \min(45 \text{ cm}; 30 \text{ cm})$$

$$D \geq 40 \text{ cm}$$

En prend $D = 100 \text{ cm}$.

7.4.2 Vérification nécessaire :

7.4.2.1 Vérification de la contrainte du sol :

D'après le rapport géotechnique, on a une contrainte du sol égale à $\sigma_{sol} = 1,2 \text{ bar}$.
 Pour que la contrainte du sol soit vérifiée, on doit vérifier ces deux conditions :

➤ **Condition 1 :**

$$\sigma_{b1} \leq \sigma_{sol}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{b1} = k \times Z_{max}$$

Où :

k : Coefficient de BALLAST, égal à deux fois la contrainte du sol : $k = 2 \times \sigma_{sol}$

Z_{max} : Déplacement maximal suivant Z, égal à $0,08169 \text{ cm}$ (ELS, **SAPP 2000**),

$$\sigma_{b1} = 2,4 \times 0,3 = 0,72 \text{ bar}$$

$$\sigma_{b1} = 0,72 \leq \sigma_{sol} = 1,2 \text{ bar} \rightarrow \text{CV.}$$

➤ **Condition 2 :**

$$\sigma_{b2} \leq \sigma_{sol}$$

Avec:

$$\sigma_{b2} = \frac{F_z}{S}$$

Où :

F_z : Réaction total de la structure à l'ELS obtenu par **SAPP2000** ($F_z = 63120,825 \text{ KN}$).

S : Surface du radier, égale à $566,035 \text{ m}^2$.

$$\sigma_{b2} = \frac{F_z}{S} = \frac{63120,825 \times 10^2}{566,035 \times 10^4}$$

$$\sigma_{b2} = 1,1 \leq \sigma_{sol} = 1,2 \rightarrow \text{CV.}$$

7.4.2.2 Vérification au poinçonnement :

Selon le **BAEL99 (article A.5.2, 41)** on doit vérifier la condition :

$$N_u \leq 0,045 \times h_n \times u_u \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_u : L'effort normal du poteau plus sollicité à l'état limite ultime, elle est tirée directement du **SAPP2000** $N_u = 1,697 \text{ KN}$.

u_u : Périmètre du centre cisailé, il est calculé comme suit :

$$u_u = 4 \times (a + h_n)$$

Avec :

$$h_n : \text{l'épaisseur de la nervure} \rightarrow h_n = 0,9 \text{ m.}$$

$$a : \text{largeur de la nervure} \rightarrow a = 0,6 \text{ m}$$

$$u_u = 4 \times (0,6 + 0,9) = 6$$

$$1,697 \leq 0,045 \times 0,9 \times 6 \times \frac{25}{1,5}$$

$$1,697 \leq 4,05 \rightarrow \text{Pas de risque de poinçonnement.}$$

7.4.2.3 Vérification de la poussée hydrostatique :

Il faut vérifier la stabilité du bâtiment au soulèvement sous l'effet de la sous pression,

$$N_s \geq H \times \gamma_w \times S_r \times F_s$$

Avec:

γ_w : Poids volumique de l'eau $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$

S_r : La surface totale du radier $S_r = 566,035 \text{ m}^2$

F_s : C'est un coefficient de sécurité $F_s = 3$

H : La hauteur d'ancrage du bâtiment $H = 2 \text{ m}$

N_s : Effort normal total (N_s (superstructure) + N_s (Radier) + N_s (Remblai))

$N_s = 93,958 \text{ MN}$

$N_s = 93,958 \geq H \times \gamma_w \times S_r \times F_s = 2 \times 10 \times 10^{-3} \times 566,031 \times 3 = 33,962 \text{ MN}$.

$93,958 \text{ MN} \geq 33,962 \text{ MN} \rightarrow \text{CV}$.

7.4.2.4 Les différentes sollicitations :

Après une modélisation du radier avec « Sapp 2000 », on a obtenu les résultats suivants :

❖ Sens x-x :

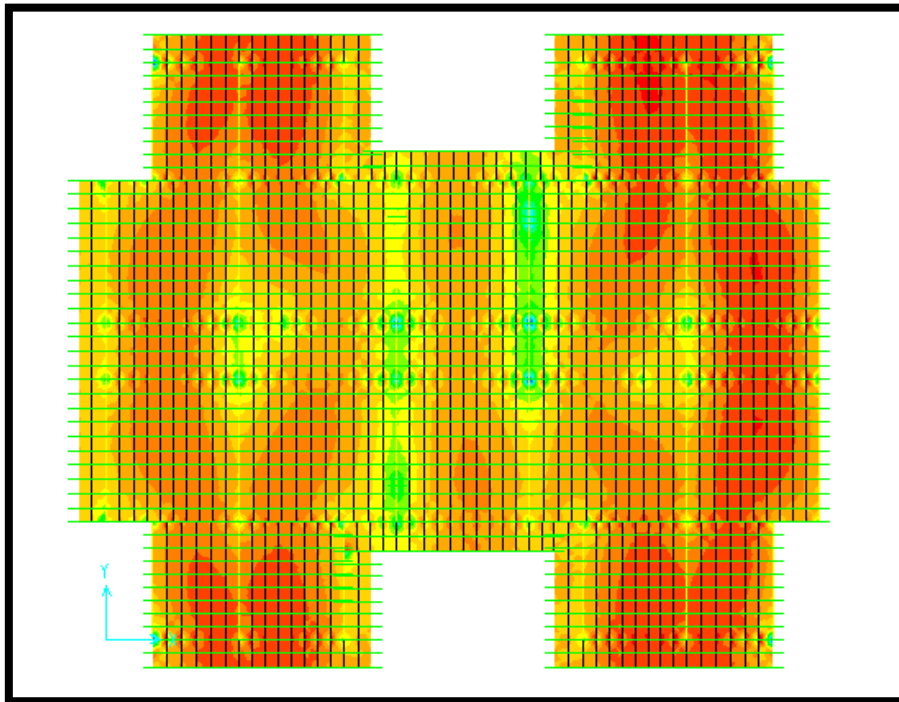


Figure 7.2 : Moment M11 à l'ELU

❖ Sens y-y :

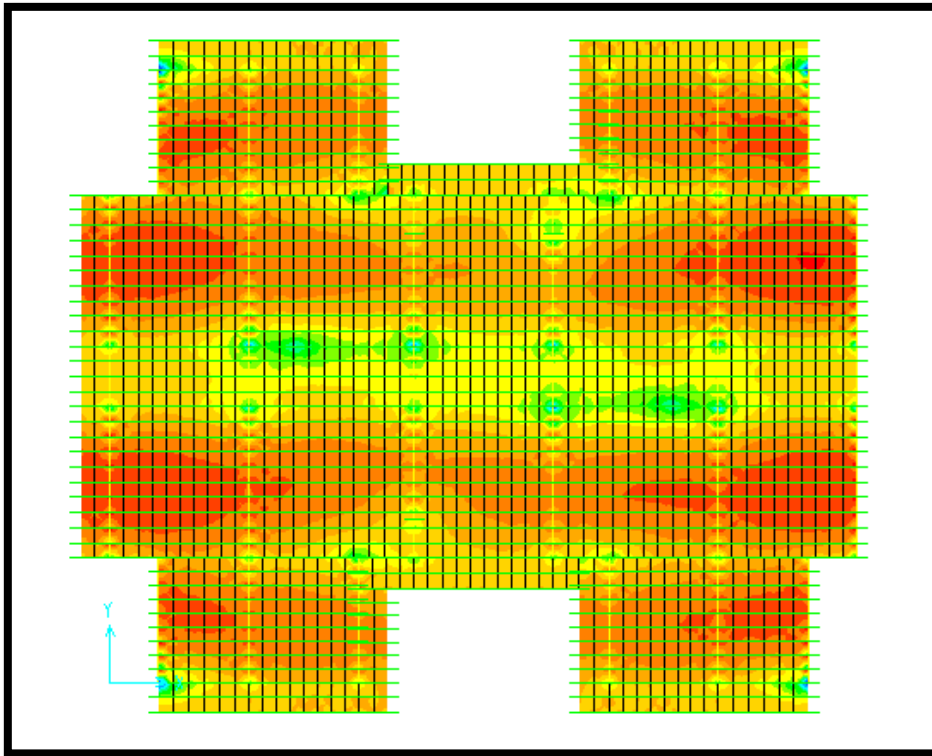


Figure 7.3 : Moment M22 á L'ELU

Les différentes sollicitations du radier sont récapitulées dans les deux tableaux suivants :

Tableau 7.1 : Sollicitations maximales au niveau des dalles

Sens	ELU		ELS	
	M (Travée) (KN. m)/mL	M (Appui) (KN. m)/mL	M (Travée) (KN. m)/mL	M (Appui) (KN. m)/mL
x-x	287,543	396,421	211,232	290,901
y-y	285,070	479,786	209,252	352,064

Tableau 7.2 : Sollicitation maximales au niveau des nervures.

	Combinaison	M [KN.m]
Appui	ELU	589,131
	ELS	433,150
Travée	ELU	502,453
	ELS	367,336

Remarque : Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de $(1 \times 1) \text{ m}^2$ et en deux directions, l'une suivant XX' et l'autre suivant YY'. La partie la plus sollicitée est la partie d'extrême de bâtiment.

7.5 Calcul du ferrailage :**7.5.1 Ferrailage de la dalle :****7.5.1.1 Ferrailage a L'ELU :**✓ **Sens x-x :**

- **En travée :**

Avec : $b = 1m$; $h = 0,60 m$; $d = 0,54 m$; $f_{c28}=25 MPa$; $f_e=400 MPa$; $f_{bc}=14,17 MPa$

$$\mu = M_{U max} / b d^2 f_{bc} = 0,287543 / 1 \times 0,54^2 \times 14,17 = 0,0695$$

$$\mu_u = 0,0695 \leq \mu_R = 0,392 (FeE 400)$$

Donc : les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc}=0$)

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0695}) = 0,0901$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,54(1 - 0,4 \times 0,0901) = 0,520 m.$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400/1,15 = 347,83 MPa.$$

$$A_{st} \geq \frac{M_{U max}}{z \sigma_{st}} \rightarrow A_{st} \geq \frac{0,287543}{180,8664} = 15,88 \text{ cm}^2$$

Le choix est de : $12T16 = 24,13 \text{ cm}^2$

- **En appui :**

Avec : $b = 1m$; $h = 0,60 m$; $d = 0,54 m$; $f_{c28}=25 MPa$; $f_e=400 MPa$; $f_{bc}=14,17 MPa$

$$\mu = M_{U max} / b d^2 f_{bc} = 0,396421 / 1 \times 0,54^2 \times 14,17 = 0,0959$$

$$\mu_u = 0,0959 \leq \mu_R = 0,392 (FeE 400)$$

Donc : les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc}=0$)

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0959}) = 0,126$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,54(1 - 0,4 \times 0,126) = 0,512m.$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400/1,15 = 347,83 MPa.$$

$$A_{st} \geq \frac{M_{U max}}{z \sigma_{st}} \rightarrow A_{st} \geq \frac{0,396421}{178,22} = 22,22 \text{ cm}^2$$

Le choix est de : $16T16 = 32,17 \text{ cm}^2$

✓ **Sens y-y :**

• **En travée :**

Avec : $b = 1m$; $h = 0,60 m$; $d = 0,54 m$; $f_{c28}=25 MPa$; $f_e=400 MPa$; $f_{bc}=14,17 MPa$

$$\mu = M_{U \max} / b d^2 f_{bc} = 0,285070 / 1 \times 0,54^2 \times 14,17 = 0,0689$$

$$\mu_u = 0,0689 \leq \mu_R = 0,392 (FeE 400)$$

Donc : les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc}=0$)

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0689}) = 0,0894$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,54(1 - 0,4 \times 0,0894) = 0,504 m.$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400/1,15 = 347,83 MPa.$$

$$A_{st} \geq \frac{M_{U \max}}{z \sigma_{st}} \rightarrow A_{st} \geq \frac{0,285070}{175,379} = 16,25 \text{ cm}^2$$

Le choix est de : 12T16 = 24,13 cm²

• **En appui :**

Avec : $b = 1m$; $h = 0,50$; $d = 0,135m$; $f_{c28}=25 MPa$; $f_e=400 MPa$; $f_{bc}=14,17 MPa$

$$\mu = M_{U \max} / b d^2 f_{bc} = 0,479786 / 1 \times 0,54^2 \times 14,17 = 0,116$$

$$\mu_u = 0,116 \leq \mu_R = 0,392 (FeE 400)$$

Donc : les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc}=0$)

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,116}) = 0,154$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,54(1 - 0,4 \times 0,154) = 0,506 m.$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400/1,15 = 347,83 MPa.$$

$$A_{st} \geq \frac{M_{U \max}}{z \sigma_{st}} \rightarrow A_{st} \geq \frac{0,479786}{176,19} = 27,23 \text{ cm}^2$$

Le choix est de : 18T16 = 36,19 cm²

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st \min} \geq 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st \min} \geq 0,23 \times 0,3 \times 0,36 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{stmin} \geq 6,52 \text{ cm}^2$$

Donc la section minimum égale à $A_{stmin} = 6,52 \text{ cm}^2$

✓ **Sens x-x :**

• **En travée :**

$$A_{st} = 24,13 \text{ cm}^2 > A_{stmin} = 6,52 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

• **En appui :**

$$A_{st} = 32,17 \text{ cm}^2 > A_{stmin} = 6,52 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

✓ **Sens y-y :**

• **En travée :**

$$A_{st} = 24,13 \text{ cm}^2 > A_{stmin} = 6,52 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

• **En appui :**

$$A_{st} = 36,19 \text{ cm}^2 > A_{stmin} = 6,52 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

7.5.1.2 Vérification à l'ELS :

D'après **(C.B.A.93)**, Le radier est soumis à des fissurations préjudiciables et par conséquent on vérifie les contraintes dans le béton et dans les aciers.

On va calculer seulement la travée (X-X), et Les autres résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessus .

$$b = 1mL; h = 0,60; d = 0,54 m; n=15; f_e=400 \text{ MPa}; f_{bc}=14,17 \text{ MPA}$$

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b \times x^2}{2} + nA_{SC}(x - d') - nA_{St}(d - x) \quad \text{avec } n = 15$$

$$\frac{100 \times x^2}{2} - 15 \times 24,13(54 - x)$$

$$50x^2 - 361,95(54 - x) = 0$$

$$50x^2 + 361,95x - 19545,3 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 2010$$

$$x = 16,48 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie de la section :**

$$I = \frac{b \times x^3}{3} + nA_{SC}(x - d')^2 + nA_{St}(d - x)^2$$

$$I = \frac{100 \times 16,48^3}{3} + 15 \times 24,13(54 - 16,48)^2$$

$$I = 658728,917 \text{ cm}^4$$

- **Contrainte maximale dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,211232 \times 0,1648}{0,00658728917} = 5,28 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{CV.}$$

- **Calcul des contraintes dans l'acier :**

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

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 0,211232 \times (0,54 - 0,1648)}{0,00658728917} = 180,47 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \cdot f_{tj}}\right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266,66 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \rightarrow \text{CV.}$$

Tableau 7.3 : Les contraintes dans le béton et dans les aciers

Position		Ms(KN. m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Condition
x-x	Travée	211,232	5,28	15	180,474	201,63	CV
	Appui	290,901	6,62	15	190,681	201,63	CV
y-y	Travée	209,252	5,23	15	178,777	201,63	CV
	Appui	352,064	7,63	15	199,997	201,63	CV

7.5.1.3 Vérification au cisaillement :

- ✓ **Sens x-x :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{0,742424}{1 \times 0,54} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Pour des fissurations très nuisible : } \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,37 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV.}$$

- ✓ **Sens y-y :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{0,898215}{1 \times 0,54} \leq \bar{\tau}_u$$

Pour des fissurations très nuisible : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$

$$\tau_u = 1,66 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{CV.}$$

- **Espacement :**

D'après le **BAEL91**, Espacement verticale et horizontale :

$$S \leq \min(0,9 \times d ; 40) \text{ cm} \quad \rightarrow \quad S \leq \min(0,9 \times 0,54 ; 40) \text{ cm}$$

En prend : $S = 20 \text{ cm}$.

7.5.2 Calcul de Ferrailage de la nervure :

7.5.2.1 Ferrailage à ELU :

- **En travée :**

Avec : $b = 1 \text{ m}$; $h = 0,90$; $d = 0,81 \text{ m}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$

$$\mu = M_{U \max} / b d^2 f_{bc} = 0,5024533 / 1 \times 0,81^2 \times 14,17 = 0,0540$$

$$\mu_u = 0,0540 \leq \mu_R = 0,392 \text{ (FeE 400)}$$

Donc : les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0$)

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \quad \rightarrow \quad \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0540}) = 0,0691$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,81 (1 - 0,4 \times 0,0691) = 0,787 \text{ m.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 / 1,15 = 347,83 \text{ MPa.}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_{U \max}}{z \sigma_{st}} \quad \rightarrow \quad A_{st} \geq \frac{0,5024533}{273,901} = 18,34 \text{ cm}^2$$

Le choix est de : $14T16 = 28,15 \text{ cm}^2$

- **En appui :**

Avec : $b = 1 \text{ m}$; $h = 0,9$; $d = 0,81 \text{ m}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$

$$\mu = M_{U \max} / b d^2 f_{bc} = 0,5891319 / 1 \times 0,81^2 \times 14,17 = 0,0633$$

$$\mu_u = 0,0633 \leq \mu_R = 0,392 \text{ (FeE 400)}$$

Donc : les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0$)

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \quad \rightarrow \quad \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0633}) = 0,0818$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,81 (1 - 0,4 \times 0,0818) = 0,783 \text{ m.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400/1.15 = 347.83 \text{ MPa.}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_{U \max}}{z \sigma_{st}} \rightarrow A_{st} \geq \frac{0,60232}{272,512} = 21,66 \text{ cm}^2$$

Le choix est de : 16T16 = 32,17 cm²

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{stmin} \geq 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{stmin} \geq 0.23 \times 1 \times 0,81 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{stmin} \geq 9,78 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

Donc la section minimum égale à $A_{stmin} = 9,78 \text{ cm}^2$

• **En travée :**

$$28,15 \text{ cm}^2 > 9,78 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

• **En appui :**

$$32,17 \text{ cm}^2 > 9,78 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

7.5.2.2 Vérification à l'ELS :

D'après (C.B.A.93), Le radier est soumis à des fissurations préjudiciables et par conséquent

On vérifie les contraintes dans le béton et dans les aciers.

On va calculer seulement la travée, et Les autres résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessus.

$$b = 1 \text{ m}; h = 0,9; d = 0,81 \text{ m}; n = 15; f_e = 400 \text{ MPa}; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b \times x^2}{2} + n A_{sc} (x - d') - n A_{sc} (d - x) \quad \text{avec } n = 15$$

$$\frac{100 \times x^2}{2} - 15 \times 8,15 (81 - x) = 0$$

$$50x^2 - 422,25 (81 - x) = 0$$

$$50x^2 + 422,25x - 34202,25 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 2649,24$$

$$x = 22,27 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie de la section :**

$$I = \frac{b \times x^3}{3} + nA_{Sc}(x - d')^2 + nA_{St}(d - x)^2$$

$$I = \frac{100 \times 22,27^3}{3} + 15 \times 28,15(81 - 22,27)^2$$

$$I = 1824592,5160 \text{ cm}^4$$

• **Contrainte maximale dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,3673367 \times 0,2227}{0,01824592516} = 4,49 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{CV.}$$

• **Calcul des contraintes dans l'acier :**

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

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 0,3673367 \times (0,81 - 0,2227)}{0,01824592516} = 177,353$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \cdot f_{tj}}\right)$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266,66 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \rightarrow \text{CV.}$$

Tableau 7.4 : Les contraintes dans le béton et dans les aciers

Position	$M_s(KN.m)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\overline{\sigma}_{bc}(MPa)$	$\sigma_{st}(MPa)$	$\overline{\sigma}_{st}(MPa)$	Condition
Travée	0,367336	4,49	15	177,350	201,63	CV
Appui	0,433150	5,02	15	184,086	201,63	CV

7.5.2.3 Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \overline{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{0,38069}{1 \times 0,81} \leq \overline{\tau}_u$$

Pour des fissurations très nuisible : $\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$

$$\tau_u = 1,03 \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV.}$$

7.5.2.4 Calcul de l'espacement :

Selon RPA 99/V2003 :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{lmin}; 30\right) \text{ cm} \rightarrow \text{En zone nodale}$$

$$S_t' \leq \frac{h}{2} \rightarrow \text{Dehors de la zone nodale}$$

Avec : ϕ_{lmin} Le diamètre le plus petit de ferrailage longitudinal.

$$S_t \leq \min\left(\frac{90}{4}; 12 \times 1,6; 30\right) \text{ cm.}$$

$$S_t \leq 19,2 \text{ cm}$$

En prend : $S_t = 12 \text{ cm.}$

$$S_t' \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t' \leq \frac{90}{2}$$

En prend : $S_t' = 20 \text{ cm.}$

7.5.2.5 Ferrailage transversal :

$$\phi_{min} \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{lmin}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi_{min} \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{lmin}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi_{min} \leq \min(2,57; 1,6; 10) \text{ cm}$$

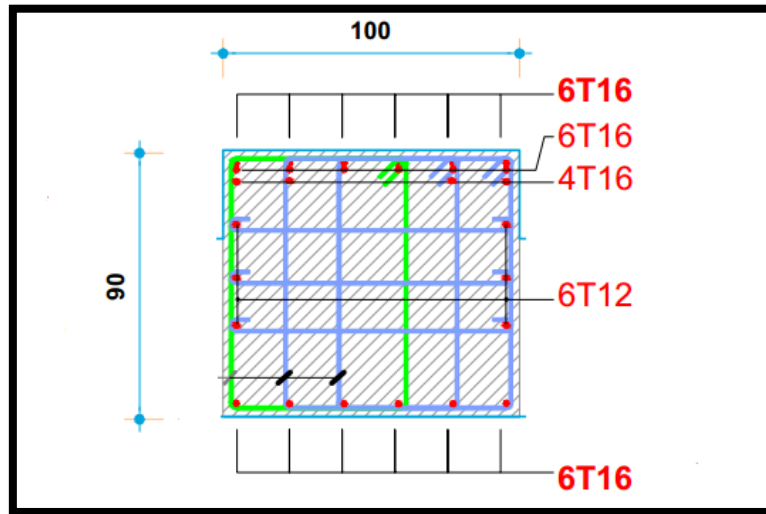
On prend : $\phi_{min} = 8 \text{ mm}$

7.5.2.6 Tableau Récapitulatif :

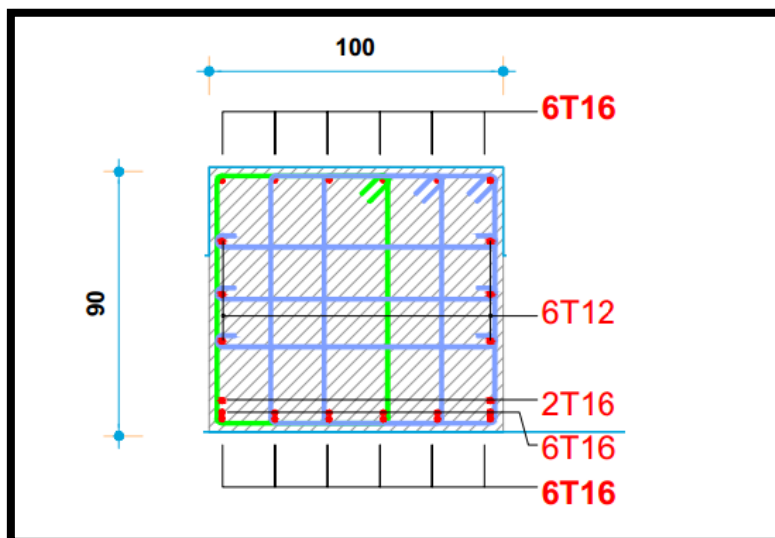
Tableau 7.5 : Ferrailage de la dalle et la nervure

		Direction	Ferrailage calculé (cm ² /ml)	Ferrailage Adopté (cm ² /ml)	Ferrailage choisi
Dalle	Travée	x-x	15,88	24,13	12T16
		y-y	16,25	24,13	12T16
	Appui	x-x	22,22	32,17	16T16
		y-y	27,23	36,19	18T16
Nervure	Travée		18,34	28,15	14T16
	Appui		21,66	32,17	16T16

7.5.2.7 Schéma de ferrailage du nervurer :



En appui



En travée

Figure 7.4 : Schémas de ferrailage de nervure

Chapitre 8

***Gestion de
projet***

8.1 Introduction :

Tout dans la vie est une entreprise, et nous avons tous besoin d'une approche structurée. Observer, évaluer et agir, analyser, planifier et surveiller. Ce que nous appelons la gestion de projet pourrait être considéré comme un assortiment de méthodes adaptées à différentes situations. Il est vrai que dans divers domaines et contextes, nous qualifions de "projets" des éléments qui n'ont souvent rien en commun : la construction d'une usine, le lancement d'un nouveau produit, la conception d'un logiciel, des choix politiques ou sociaux... Néanmoins, notre esprit rationnel peut trouver des modèles théoriques et des méthodes d'organisation qui permettent d'utiliser des approches communes pour gérer ces projets. Il est possible de créer des calendriers fiables qui indiquent des délais réalistes et probables, à condition de respecter les principes fondamentaux de ce métier passionnant. Savoir exploiter efficacement de tels calendriers est une compétence essentielle pour tout chef de projet exigeant, soucieux de développer ses compétences personnelles. De même, utiliser un calendrier de manière efficace pour piloter opérationnellement un projet requiert des connaissances spécifiques et une certaine mentalité. Certes, cela ne représente qu'un aspect du métier de chef de projet, mais cela s'apprend et s'affine avec l'expérience. Cela suppose en tout cas que le chef de projet, ainsi que les membres de son équipe impliqués dans l'élaboration du planning, connaissent les règles du jeu et sachent lire et exploiter les informations fournies par celui-ci. [1].

8.2 Gestion de projet :

- La coordination (ou pilotage) d'une entreprise implique l'application des connaissances, des compétences, des outils et des méthodologies dans le cadre des activités d'une initiative, dans le but de répondre aux besoins et aux attentes des parties prenantes impliquées.
- L'objectif principal de la coordination d'entreprise est de fournir à l'équipe de direction les informations nécessaires pour prendre des décisions opportunes afin de respecter les termes du contrat conclu avec le client en termes de contenu, de qualité, de délais et de coûts.
- De plus, la coordination d'entreprise doit recueillir des données statistiques fiables et réutilisables sur les projets afin d'améliorer la préparation et l'exécution des initiatives futures. [2].

8.2.1 Gérer un projet c'est :

Établir les buts, la stratégie, les ressources, la structure. Les ajuster en fonction des modifications internes au projet ainsi que des facteurs externes (socio-politiques et économiques). Dans la mesure du réalisable, l'optimisation d'un projet consiste à prendre en compte trois éléments :

- Un objectif, qui peut être exprimé en termes de qualité, de dépenses et de délais.
- Des ressources, incluant des éléments tels que les personnes, les technologies, les équipements et les finances, ainsi que leur organisation au sein du projet.
- Des conditions ou des contraintes, qui généralement restreignent les possibilités d'action [3].

8.2.2 Objectifs poursuivis par les projets :

8.2.2.1 Les objectifs de performance technique (de qualité) :

En ce qui concerne la conformité aux exigences fonctionnelles et aux spécifications techniques du produit :

➤ **Les objectifs de délai :**

Revêtent une importance capitale pour le client. Il est inutile de remettre un édifice trois mois après l'échéance prévue.

➤ **Les objectifs de coût :**

Sont d'une importance primordiale, surtout dans le cadre d'un contrat à tarif non révisable ou lors d'un projet en interne.

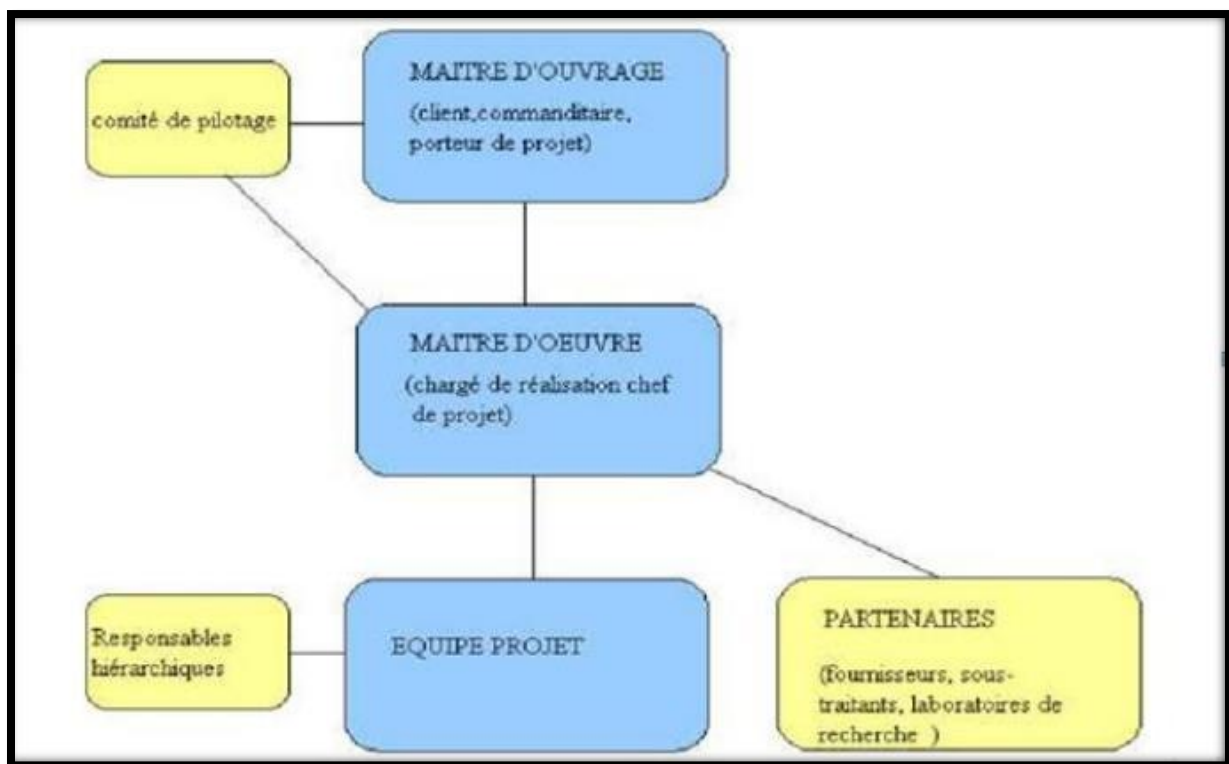


Figure 8.1 : Les acteurs d'un projet

8.3 Les acteurs du projet :

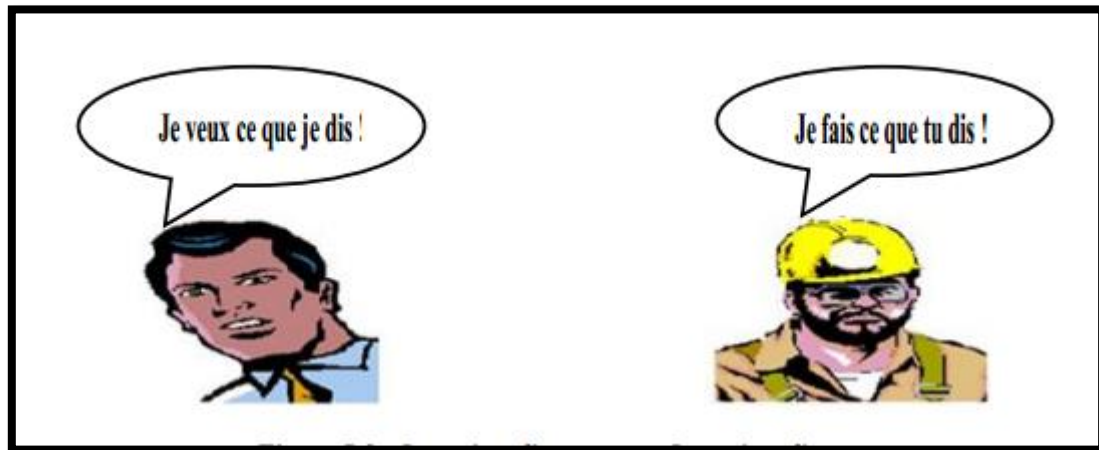


Figure 8.2 : Le maître d'ouvrage et le maître d'œuvre

8.3.1 Le maître d'ouvrage (ou Porteur du projet ou Commanditaire) :

Il s'agit de l'entité légale publique opérant au nom de l'organisme gouvernemental, pour lequel les tâches sont accomplies. En qualité de détenteur principal des responsabilités, il est chargé de garantir la progression adéquate du projet et d'établir le financement requis pour sa concrétisation.

8.3.2 Le maître d'œuvre du projet (Réalisateur ou chef de projet) :

La personne ou l'entité qualifiée désignée par le responsable de la planification pour mener à bien le projet. Le leader de projet sélectionne l'équipe de projet et la guide, structure le projet et le dirige, il est tenu responsable des résultats du projet envers le responsable de la réalisation.[4].

8.3.3 Les Partenaires :

En dehors des membres de l'équipe projet, le responsable du projet peut éprouver le besoin de collaborateurs supplémentaires, tels que des prestataires, des partenaires externes ou des centres de recherche, afin d'enrichir le projet de manière bénéfique.[5].

8.4 Définition d'une tâche :

Une mission représente une démarche à entreprendre afin d'atteindre un objectif. C'est le processus fondamental de décomposition d'un projet, également appelé action.[6].

8.5 Définition des jalons d'un projet :

Un repère temporel fait référence à une échéance prévue dans le calendrier du projet qui requiert une évaluation et une approbation des étapes déjà accomplies. Il représente la période de vérification des critères pour la continuité du projet.

8.6 Définition d'un livrable :

Un produit tangible est généré directement par le projet en tant que résultat concret, tel qu'une analyse de faisabilité ou un document de spécifications.

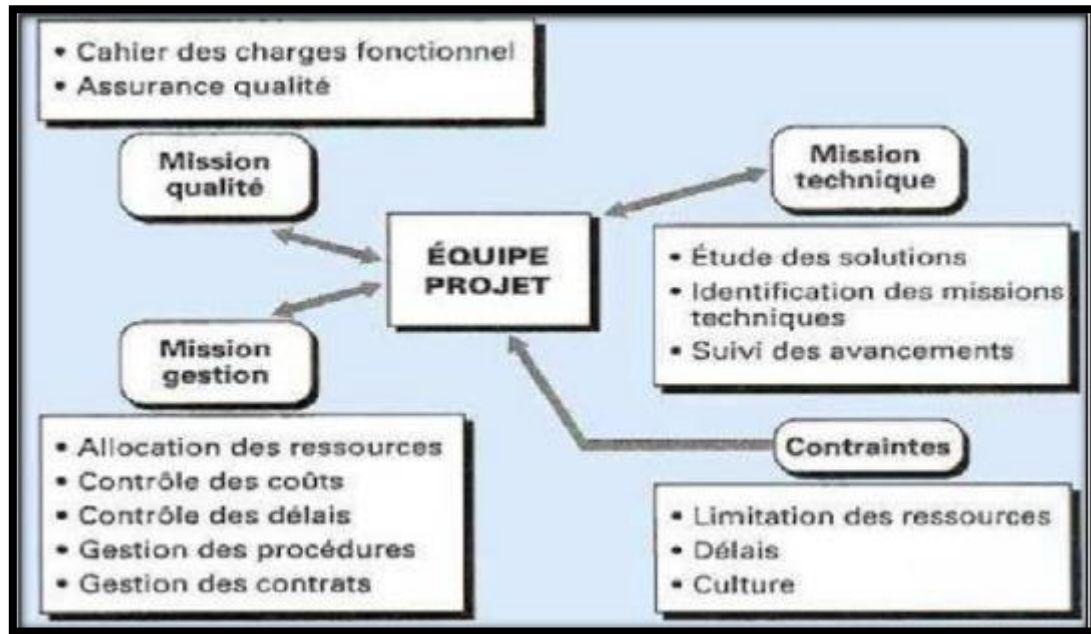


Figure 8.3 : rôle de l'équipe de projet

8.7 La direction du projet :

Il s'agit de l'ensemble des responsabilités directement associées à la gestion :
Établissement de la vision, des objectifs, des ressources, de la structure et du plan d'action.

- Prise de décisions et résolution de conflits.
- Évaluation des risques (anticiper, analyser et faire face).
- Encadrement, communication et encouragement des participants.
- Surveillance du bon fonctionnement des procédures mises en œuvre.
- Coordination des principales activités.
- Optimisation des ressources

8.7.1 Les actions à mener lors des grandes phases du projet :

8.7.1.1 L'étude d'opportunité :

- Analyser et confirmer la requête du projet (utilisateurs) en relation avec les buts globaux de l'entreprise.
- Reconnaître les exigences générales du responsable du projet.
- Vérifier que ces exigences répondent aux attentes de tous les utilisateurs visés et qu'elles tiennent compte des évolutions prévisibles des besoins

8.7.1.2 L'étude de faisabilité :

L'analyse des besoins : En se basant sur une évaluation préliminaire des exigences, il est nécessaire d'estimer approximativement les dépenses d'investissement et de fonctionnement du projet (en ce qui concerne les ressources humaines et matérielles), les délais envisagés et les potentiels rendements sur investissement

L'étude de scénario : L'analyse de viabilité donne lieu à la considération de diverses situations "exemples concrets". Chaque situation envisagée permet de mesurer les dangers qui pèsent

sur le projet et doit être accompagnée d'un compte prévisionnel exposant le prix et les bénéfices de la situation.[7].

8.7.1.3 L'étude détaillée :

- Entreprendre une étude approfondie des exigences afin que le propriétaire du projet et l'architecte puissent parvenir à un accord sur un contrat.
- Veiller à ce que les exigences soient exprimées uniquement de manière fonctionnelle et non en termes de solutions. L'analyse fonctionnelle des exigences permet ainsi de déterminer les fonctionnalités nécessaires du projet.
- L'analyse fonctionnelle conduit à la création d'un document définissant fonctionnellement les besoins (indépendamment de toute solution technique). Ce document est connu sous le nom de cahier des charges fonctionnel (souvent abrégé en CdCf) ou dossier de conception.

8.7.1.4 L'étude technique :

- La réalisation technique représente une résolution technique ou une réponse aux exigences spécifiées dans le document fonctionnel de référence.
- La phase d'ajustement de la conception à la structure technique choisie implique la description et la documentation du fonctionnement de chaque composant du projet.
- Le responsable de projet analyse les contraintes techniques et décrit l'architecture technique du produit, ainsi que les moyens et les ressources nécessaires à son développement.

8.7.1.5 La phase de définition du projet :

- Définir le contenu du projet.
- Établir le schéma du projet.

Les principaux éléments de cette phase sont :

1. Le document explicatif (contenu du projet).
2. L'organisation du projet.
3. Planification des activités.
4. Évaluation des ressources.
5. Évaluation des délais.
6. Évaluation des coûts.

8.8 Conclusion :

On peut affirmer que la gestion de projets est l'art de guider et de synchroniser des éléments humains et matériels tout au long de cycle de vie d'un projet et appliquant des méthodes de gestion contemporaine afin d'accomplir des objectifs préétablis de dimension, de dépense, de délai, de qualité et de satisfaction des intervenants. De manière similaire, la gestion de projet cherche à organiser, garantir et améliorer efficacement le déroulement optimal d'un projet.

Conclusion

Générale

Conclusion générale

L'étude de cet ouvrage nous a permis, d'une part d'acquérir des nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la conception et le calcul des différentes structures conformément à la réglementation en vigueur. Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- ✓ La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
- ✓ La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques".
- ✓ Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrillés avec le minimum du RPA99, cela est dû au surdimensionnement, et que le RPA99 valorise la sécurité.
- ✓ La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel SAPP2000, nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, d'avoir un meilleur comportement proche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.
- ✓ Pour l'infrastructure, le radier nervuré est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure, vu le poids de la structure qu'est très important.
- ✓ D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important

Enfin, notre souhait le plus cher est de voir notre travail servir pour les futures promotions.

Bibliographie

BIBLIOGRAPHIE

Règlements :

- **RPA99/V2003** : Règlement Parasismique Algérienne, Edition CGS.
- **CBA93** : Règles de conception et de calcul des structures en béton arme, Edition CGS 29 Décembre 1993.
- **BAEL91 modifier 99** : béton armé aux états limites, Edition Eyrolles, Troisième 2000.
- **DTR B.C.2.2** : Document technique réglementaire (charges et surcharges), Edition CGS Octobre 1988.

Livres et Documents :

- Formulaire de béton armé, fondations
- Cours de Béton armé 3ème année et master 1.
- Rapport de sol.

Mémoires de fin d'études précédentes :

1.Ghemadi ,yasser abdennor , Morsli, fouad. Etude d'un bâtiment R+15 en béton armé. TLEMCEM : Mémoire de Master, 2022.

2. Ghennou,Alaeddine, Abdesalem, Ismail. Etude d'un bâtiment R+9 en béton armé . à usage d'habitation et administratif à Mansourah TLEMCEM : Mémoire de Master, 2018.

3.kies,mohamed amine et chikh, zakaria. Etude d'un bâtiment R+8 en béton armé à usage d'habitation. TLEMCEM : Mémoire de Master, 2021.

4.Trache,imaddine et Hocine,merouane. Etude d'un bâtiment R+8 en béton armé à usage d'habitation. TLEMCEM : Mémoire de Master, 2021.

Référence :(chapitre 8)

[1] Introduction sur gestion de projet 10/03/2017 22 :05

<http://www.etudier.com/dissertations/Gestion-De-Projet/324663.html>

<http://www.clicours.com/telecharger-cours-gestion-de-projets/>

[2] mémoire sur gestion de projet d'un bâtiment 12/03/2017 14:30

https://www.academia.edu/12169159/Cours_Gestion_d_projet

[3] définition gestion de projet 12 /03 /2017

https://www.academia.edu/12169159/Cours_Gestion_d_projet

[4] cours sur gestion de projet 31/03/2017

<https://www.pairform.fr/doc/6/10/10/web/res/partie1.pdf>

[5] cours les acteurs des marches publics. Mr. silin

[6] Définition d'une tâche 06/04/2017 19:51

http://www.gestiondeprojet.net/articles/taches_jalons_livrables.html

[7] la phase avant le projet 28 /04/2017 10:07

<http://www.commentcamarche.net/contents/986-phase-preparatoire-d-un-projet>

Logiciels :

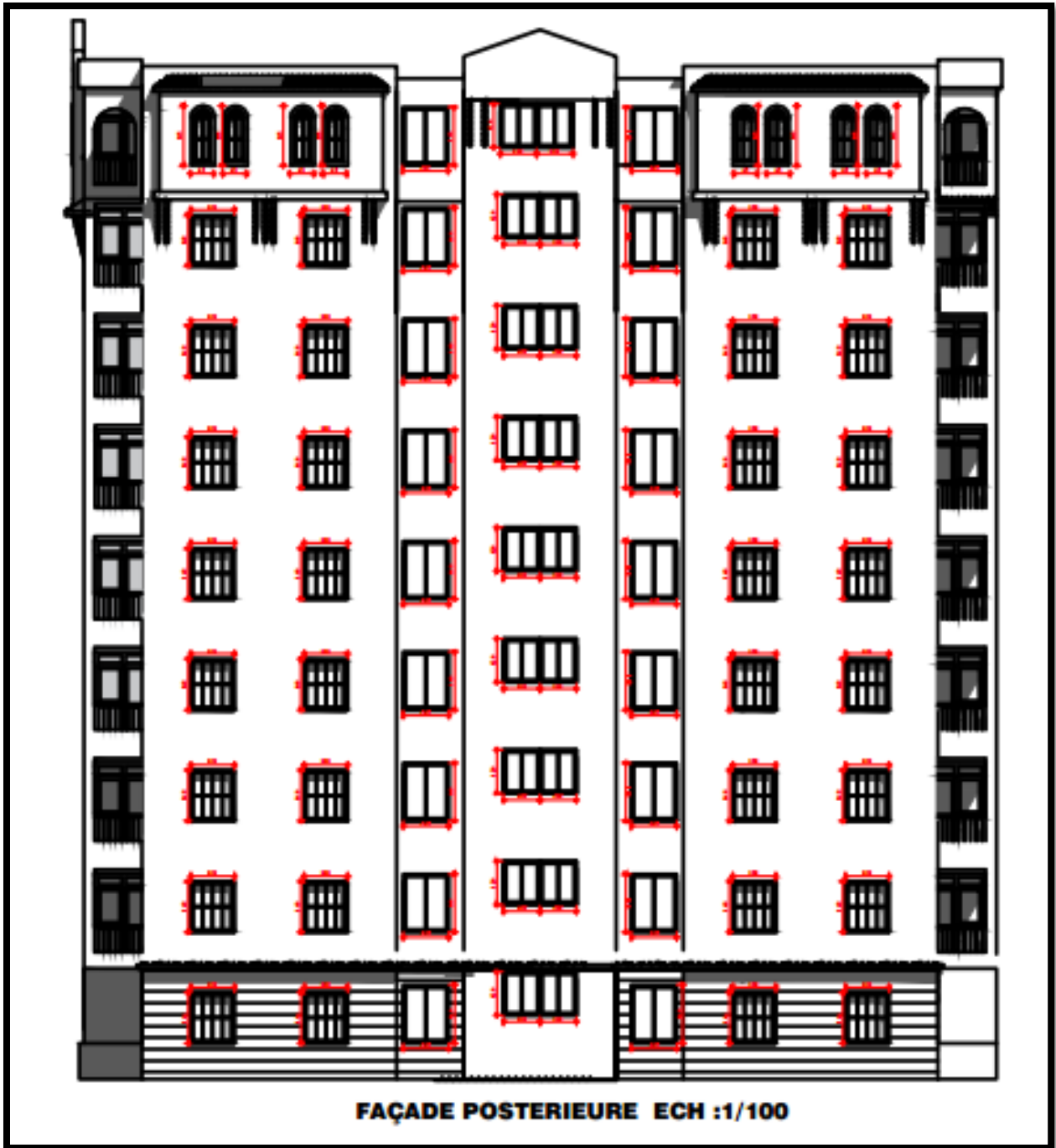
- SAPP 2000 (pour La modélisation et l'analyse de la structure).
- Logiciel EXCEL
- WORD 2016
- AUTOCAD

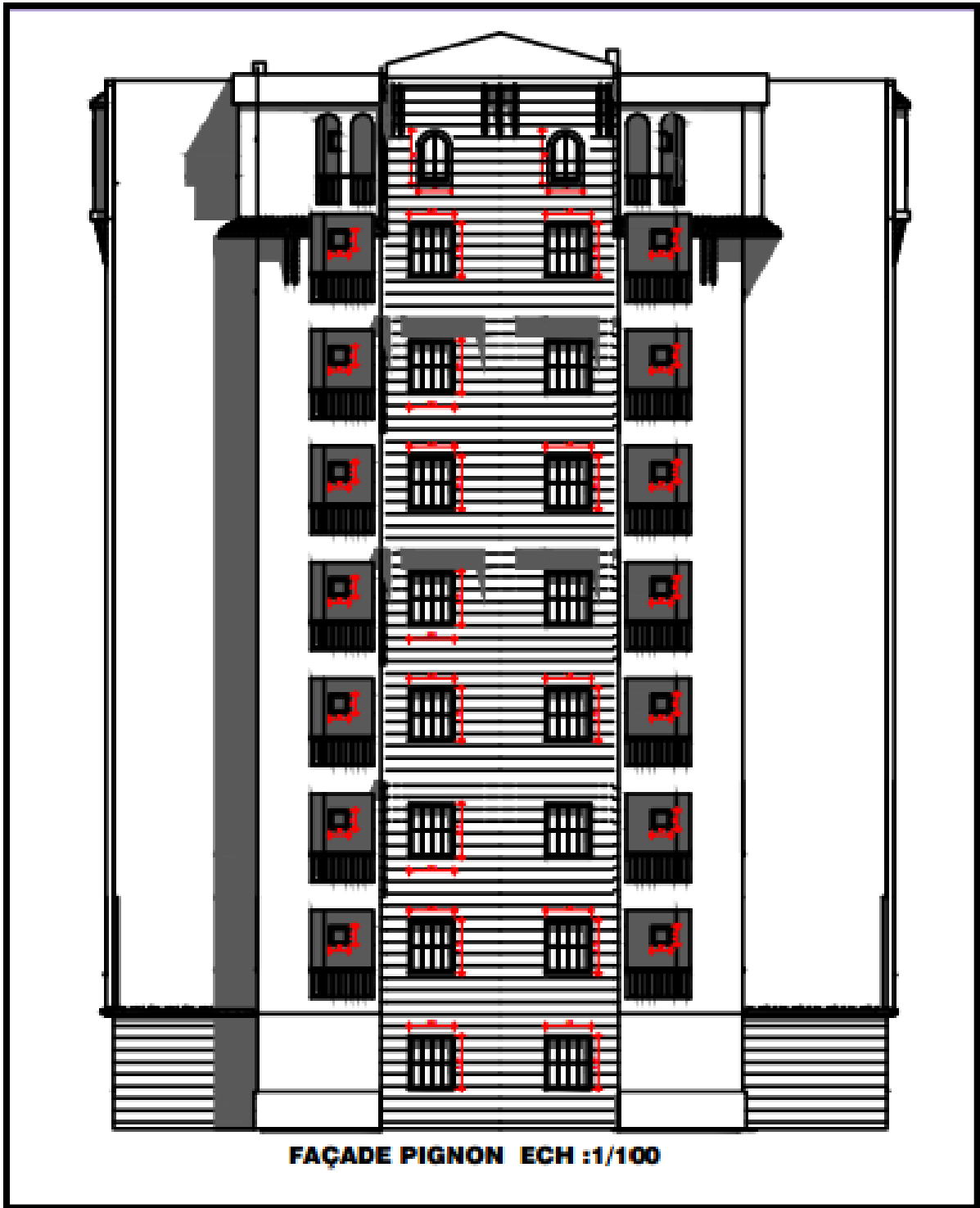
Annexe



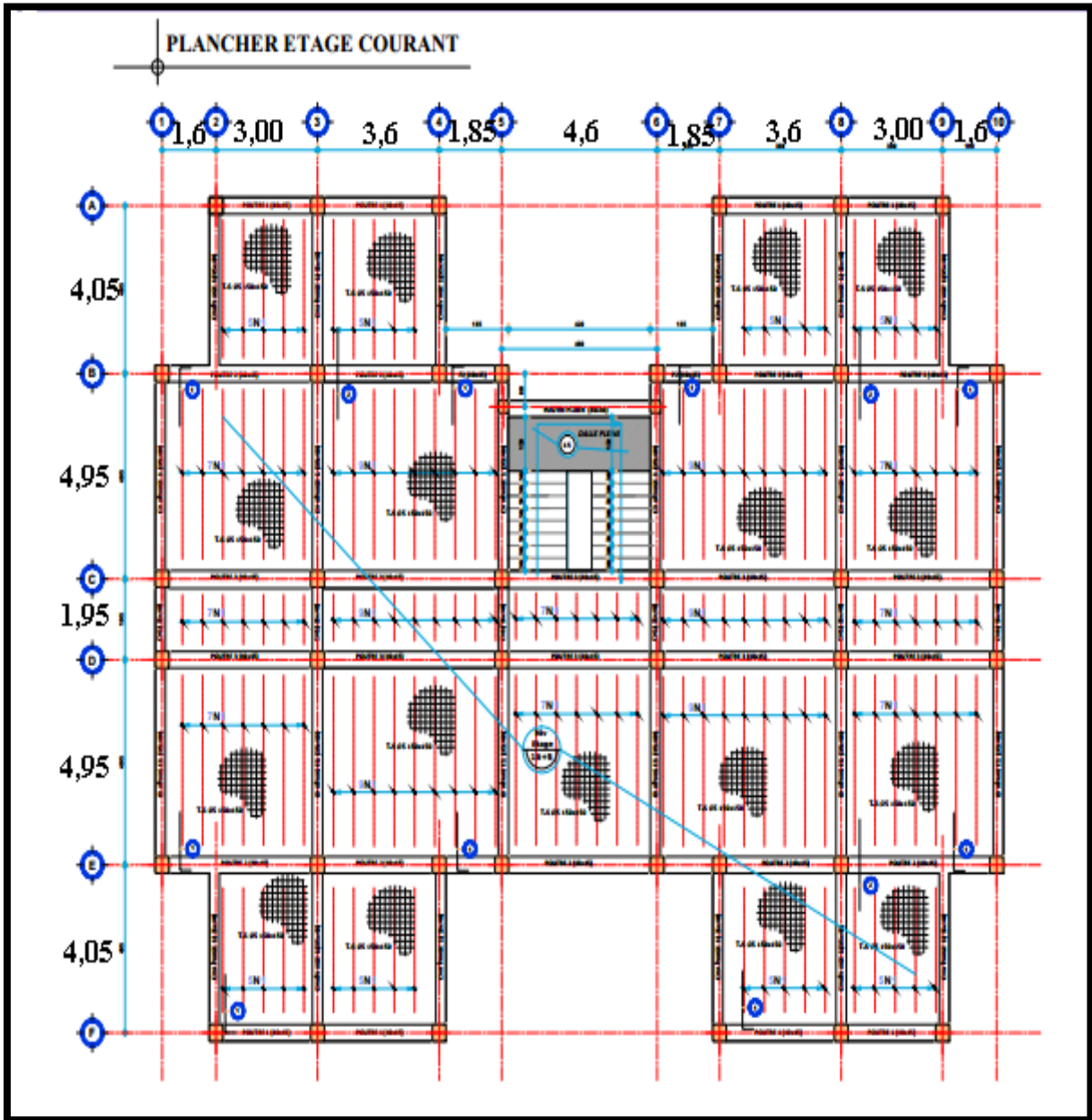
La vue en plan de notre structure

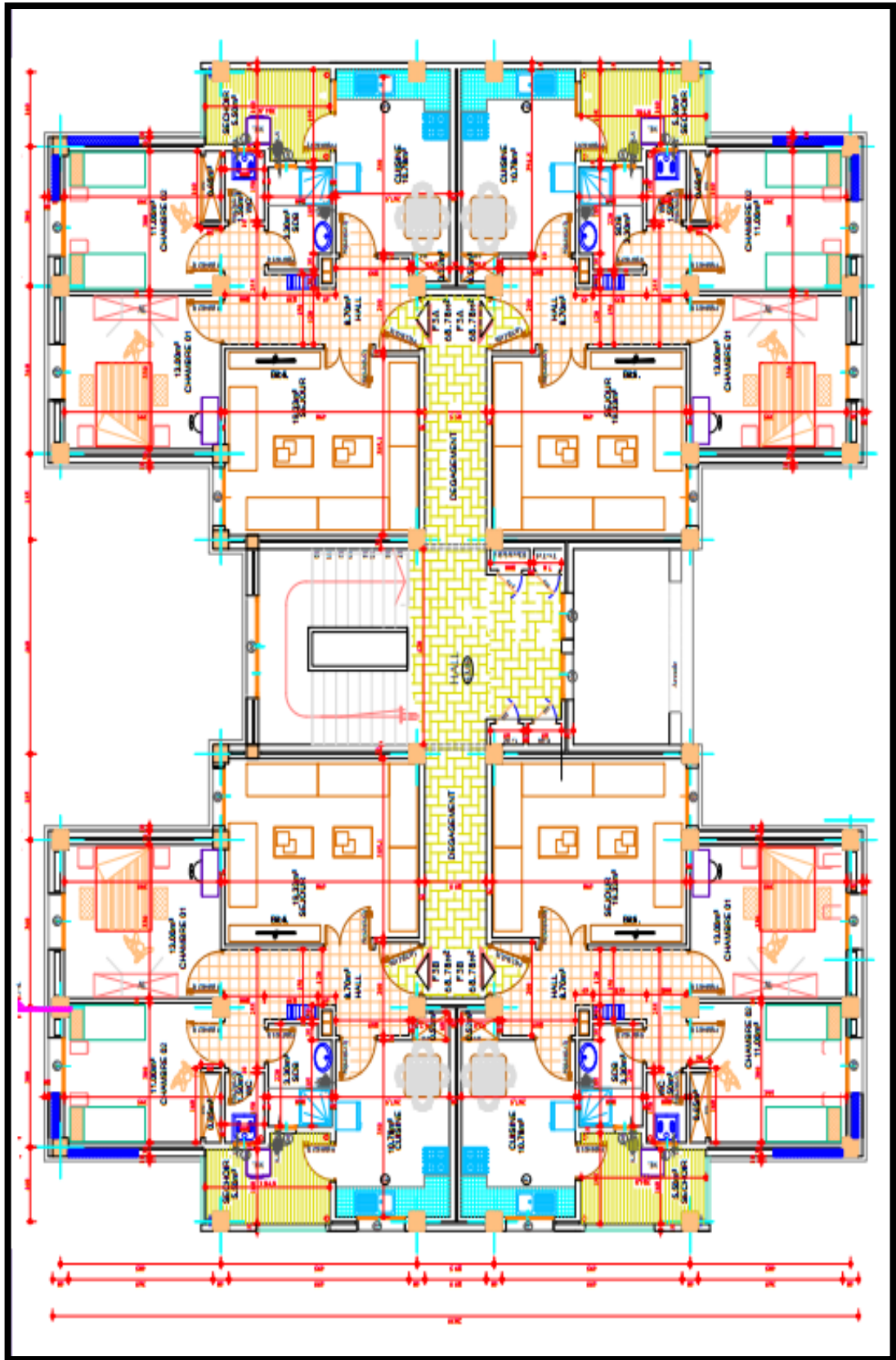


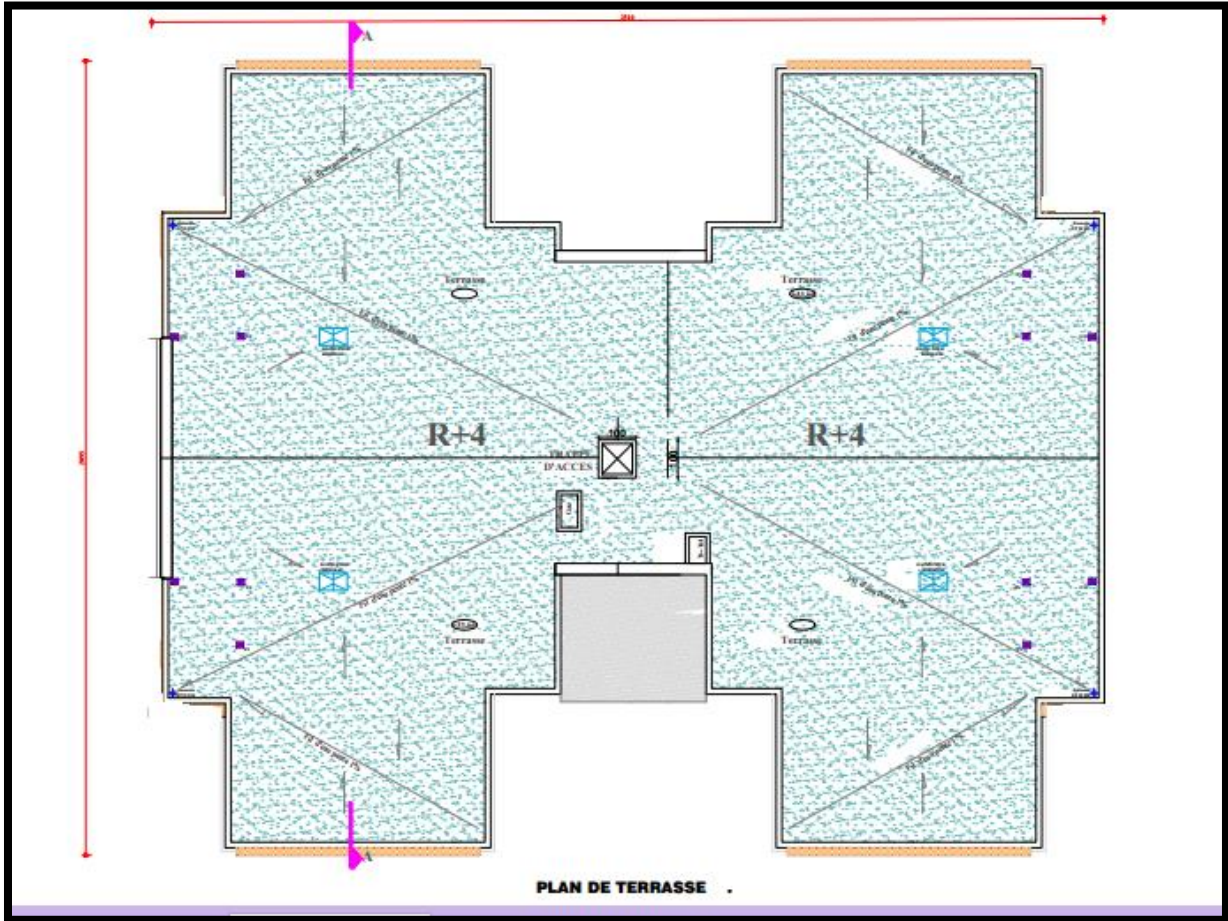




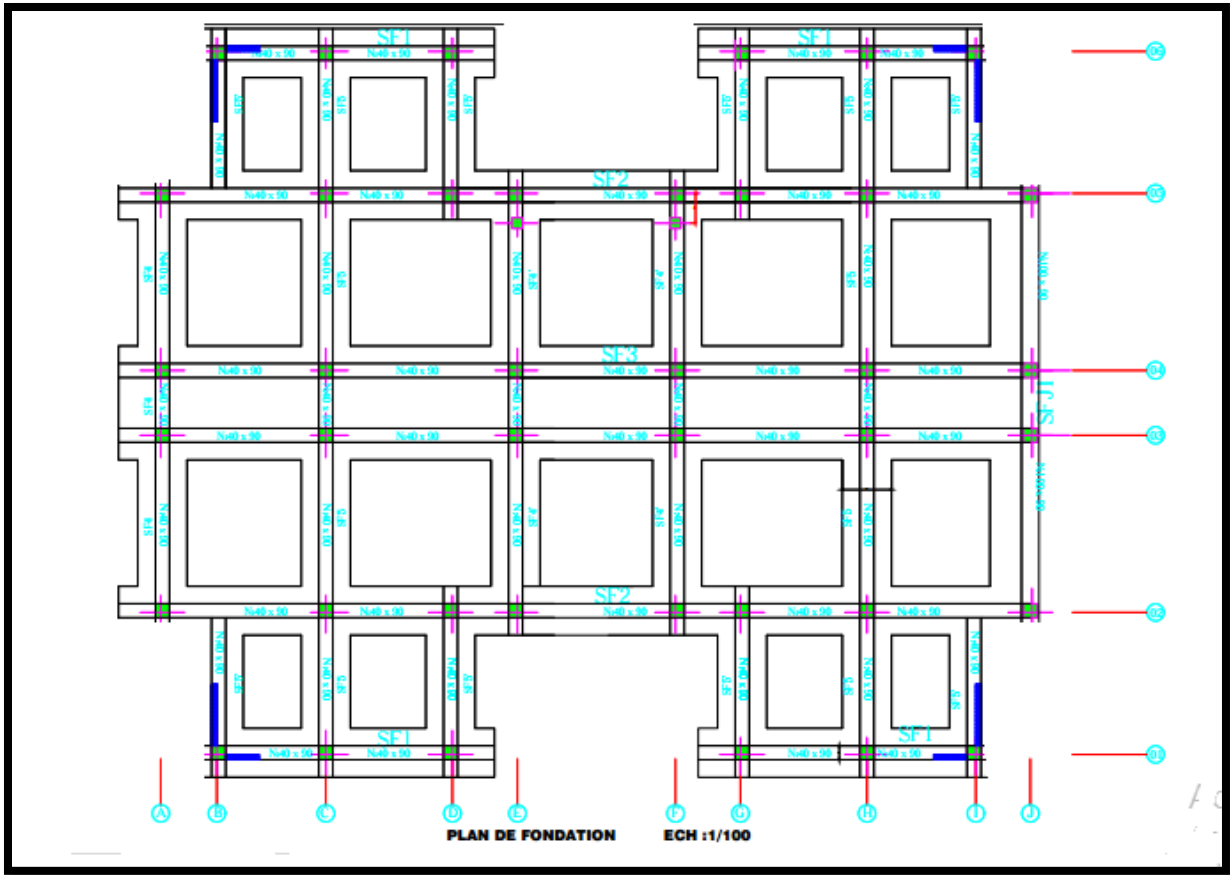
Plan RDC et étage courant





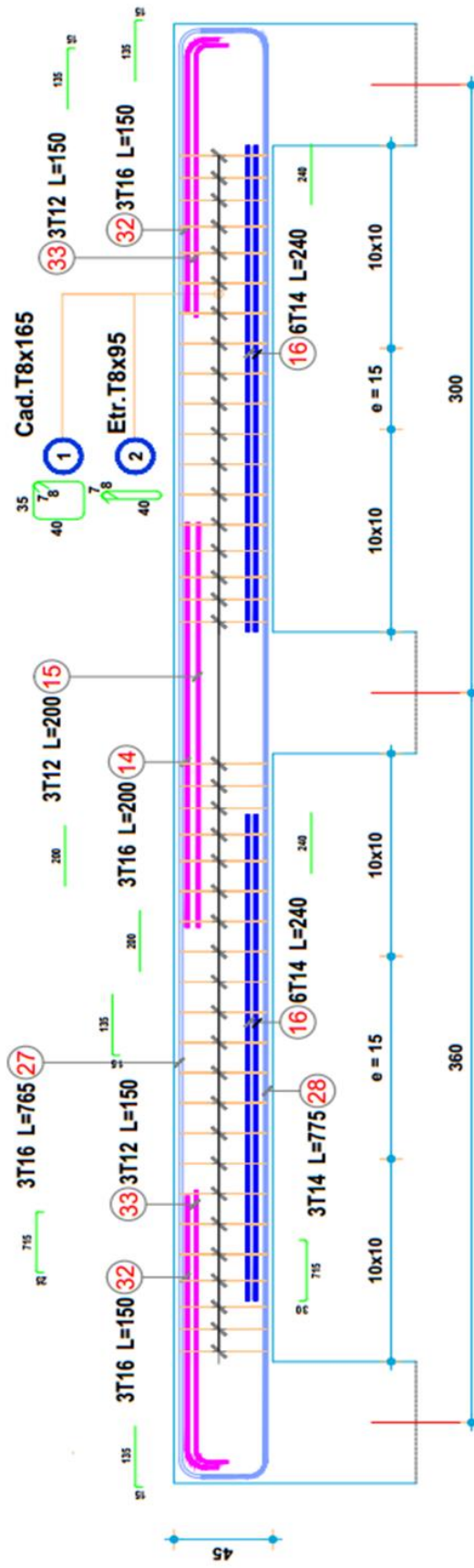


Plan terrasse inaccessible

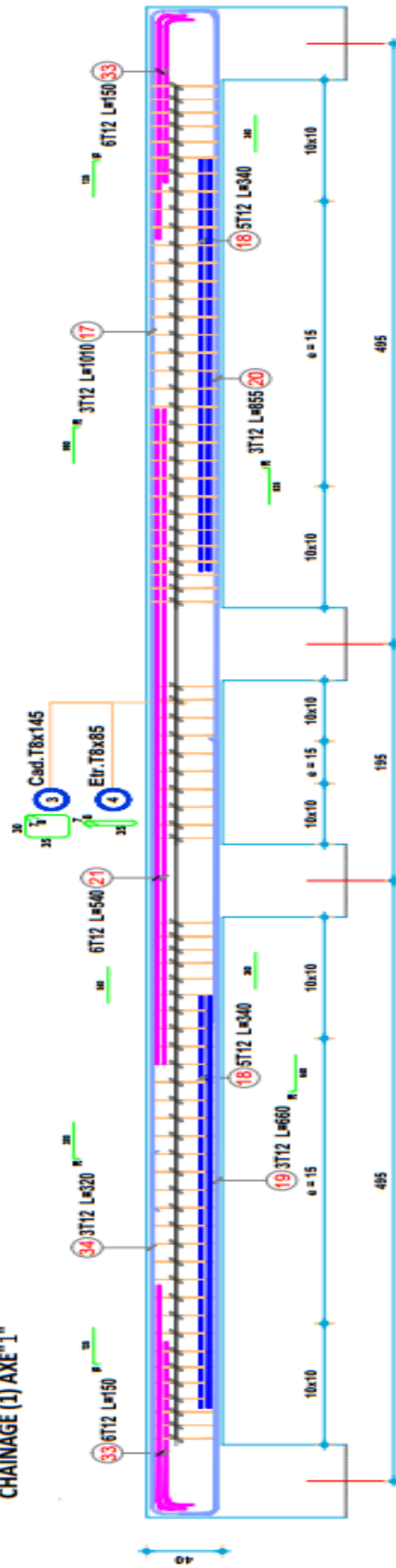


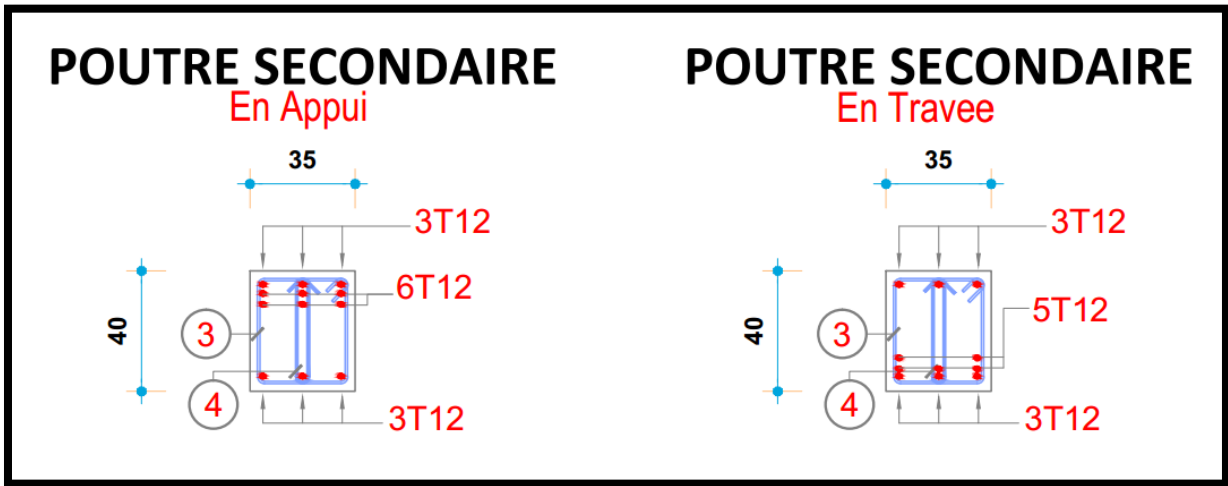
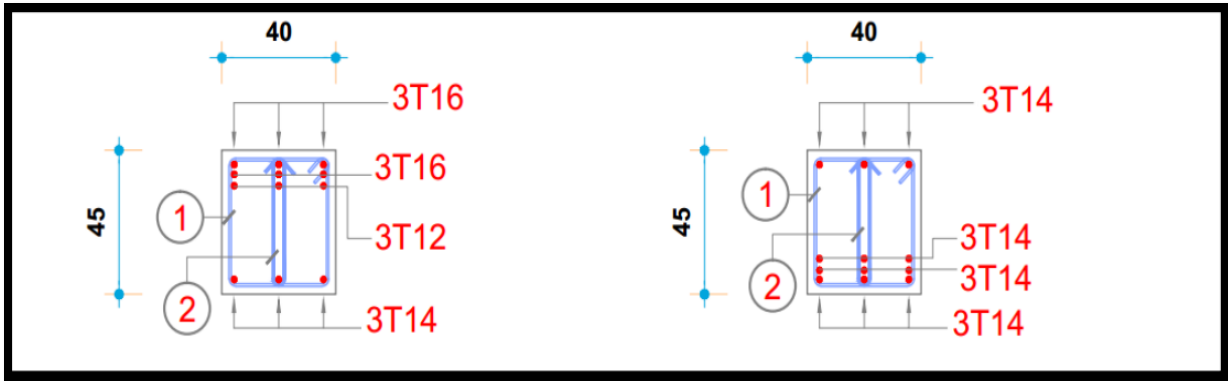
Plan de fondation

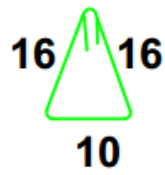
**POUTRE PRINCIPALE (40x45)
POUTRE 1 AXE "A"**



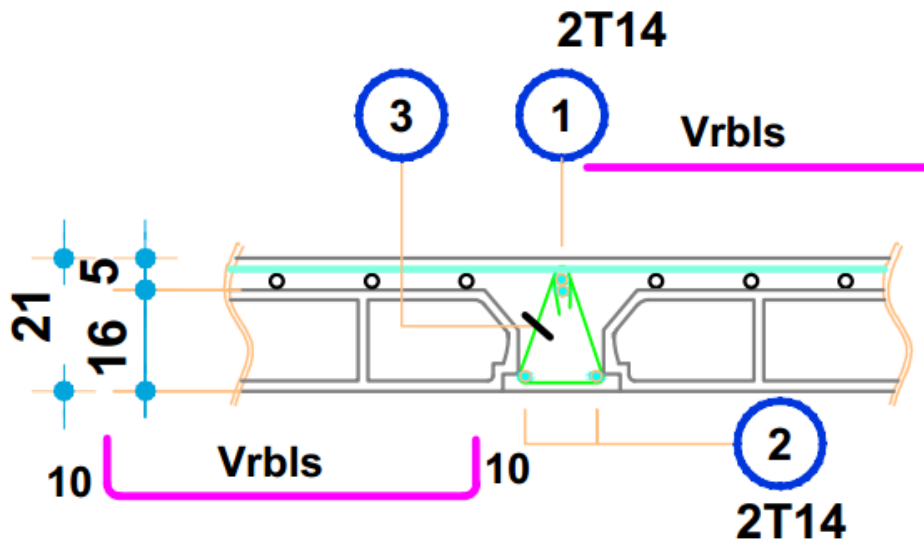
**POUTRE SECONDAIRE (35x40)
CHAINAGE (1) AXE^{n°1}**



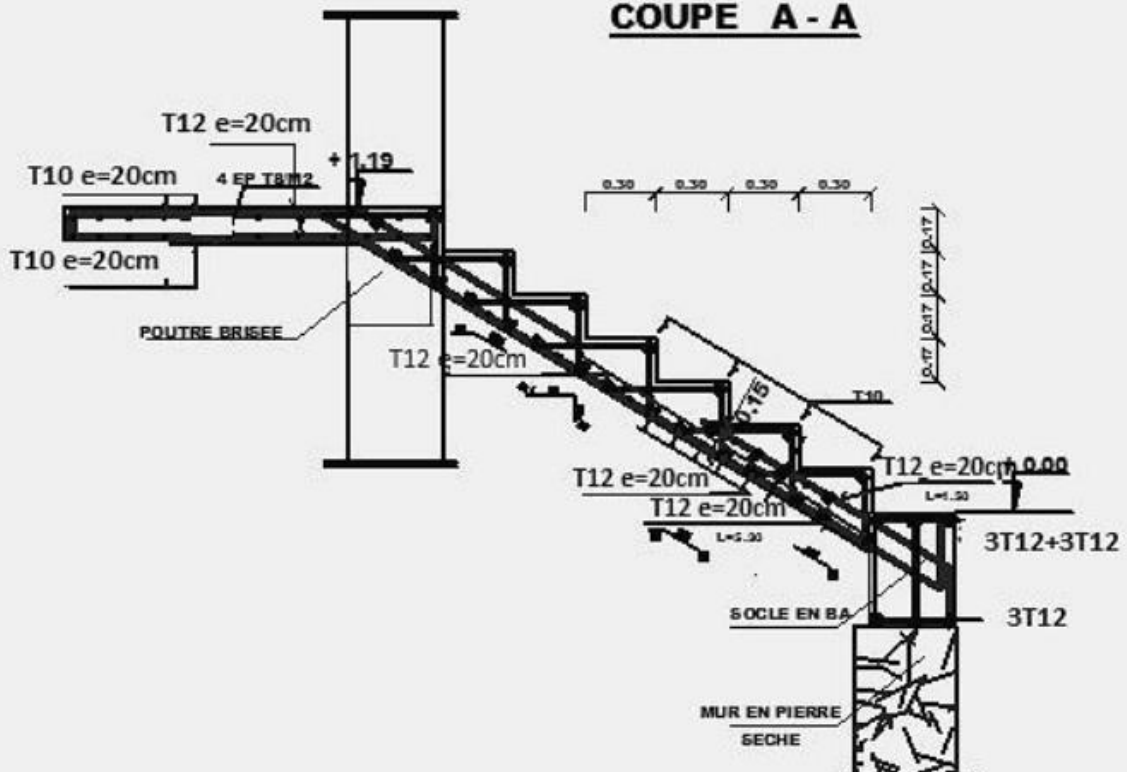




Etr Ø6 x 57 e = 5 x 10 e = 15 cm



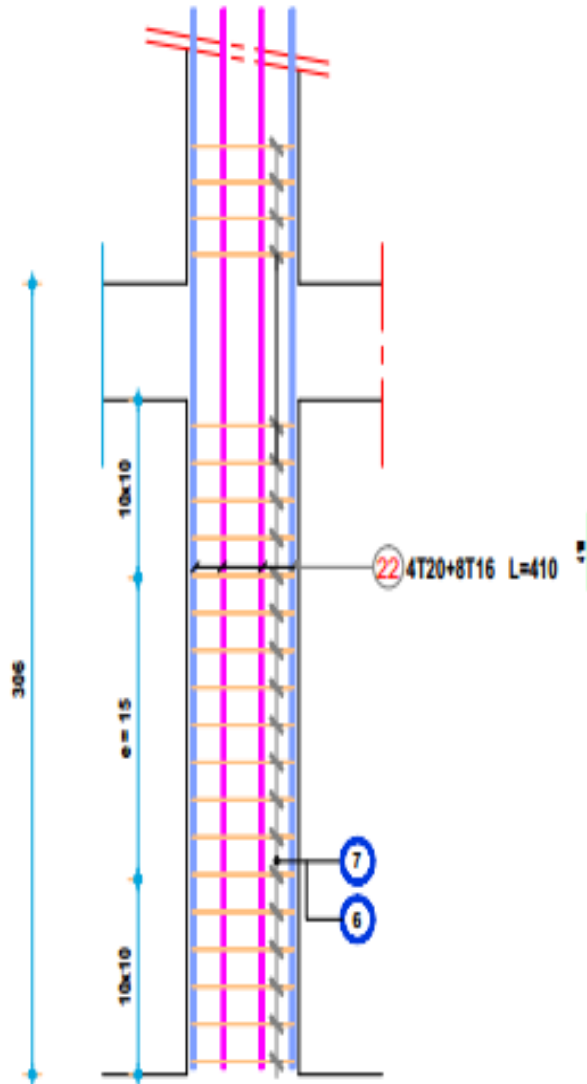
COUPE A - A



POTEAUX (60x60)



60

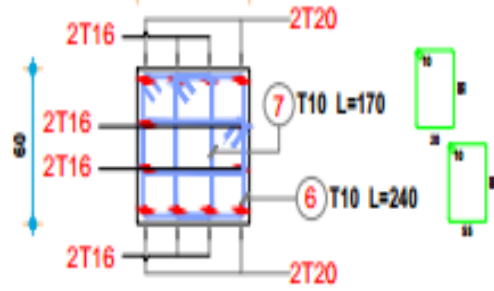


COUPE

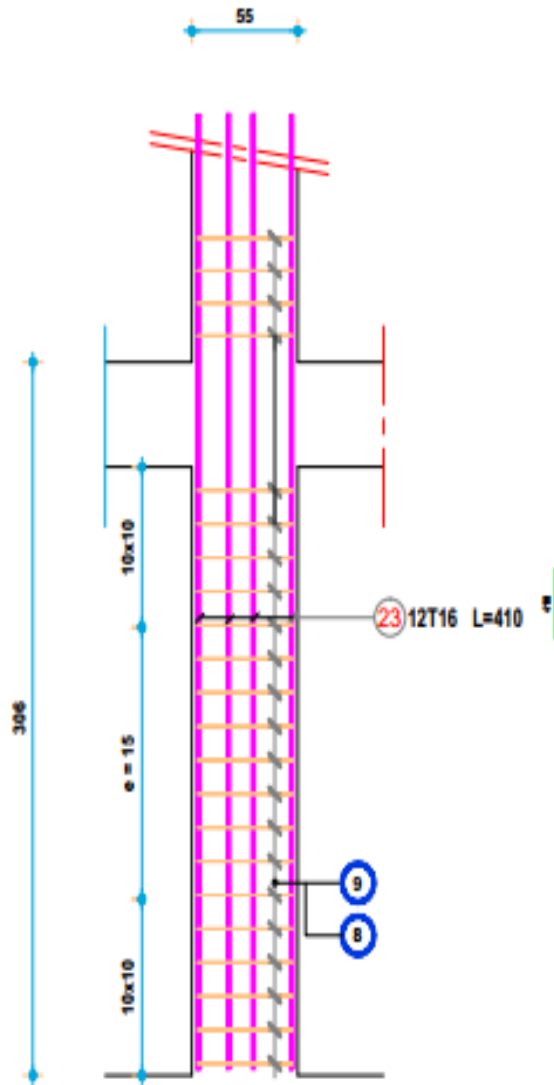
POTEAUX (60x60)



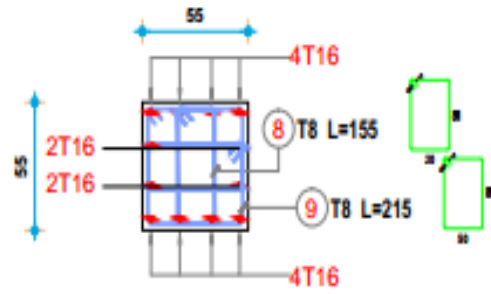
60



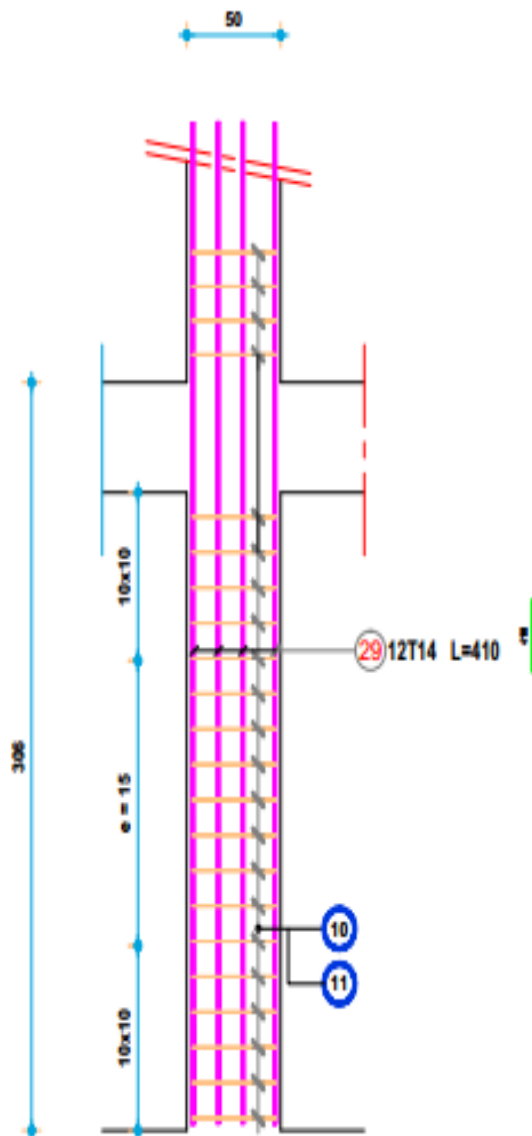
POTEAUX (55x55)
1er & 2ème Etage



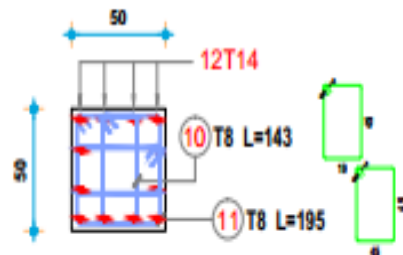
COUPE
POTEAUX (55x55)
1er & 2ème Etage



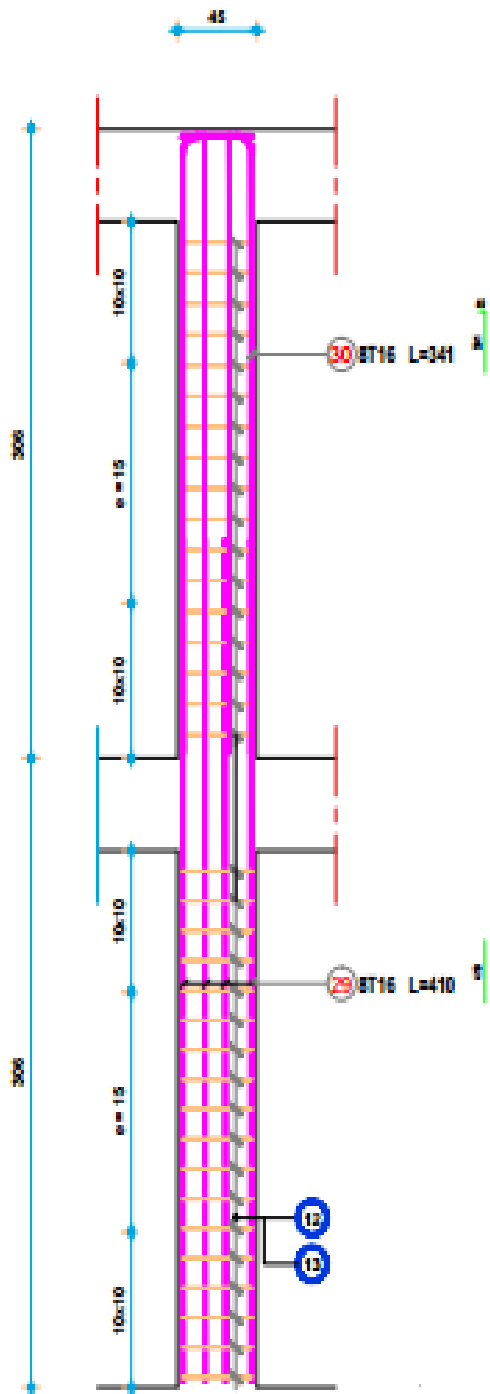
POTEAUX (50x50)
3ème & 4ème Etage



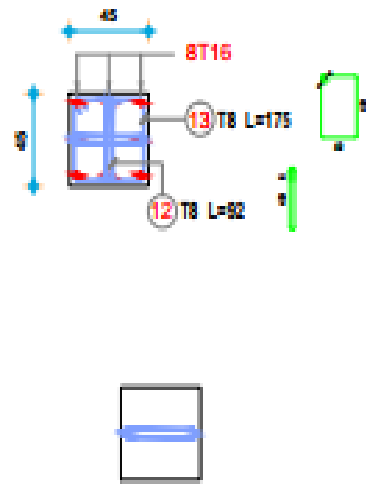
COUPE
POTEAUX (50x50)
3ème & 4ème Etage



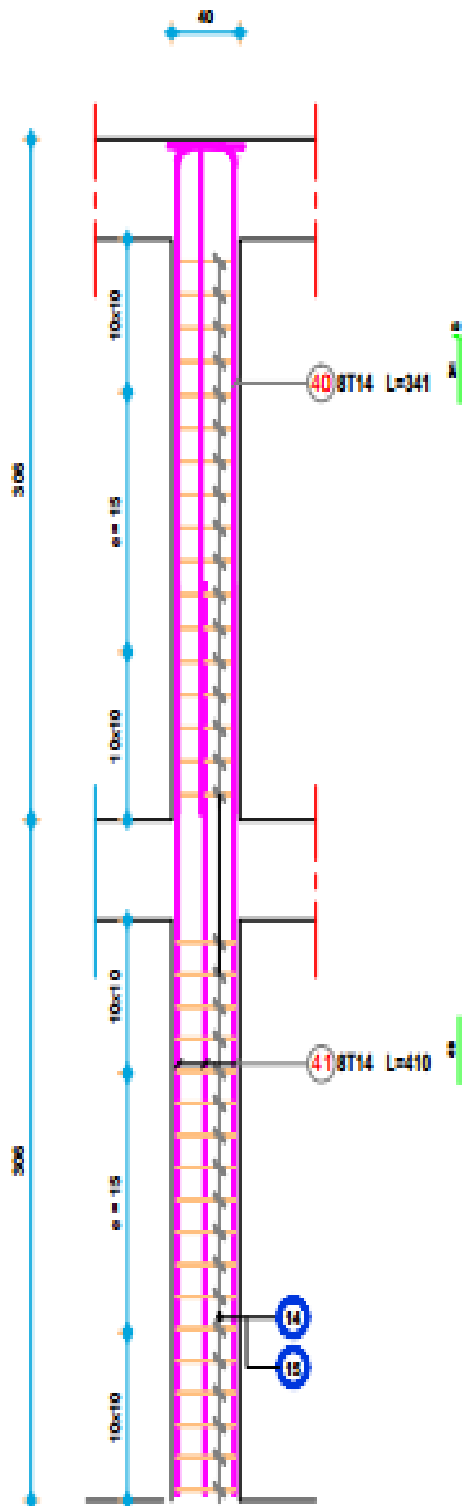
POTEAUX (45x45)
5ème & 6ème Etage



COUPE
POTEAUX (45x45)
5ème & 6ème Etage



POTEAUX (40x40)
7ème & 8ème Etage



COUPE
POTEAUX (40x40)
7ème & 8ème Etage

