

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 : structures

Par : Dahmani Imane.

Beladjeri Ouiem

Sujet

**Etude d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation avec modélisation
par éléments finis des voiles.**

Soutenu publiquement, le 06 / 06 / 2024 , devant le jury composé de :

Mr Bedjaoui Chakib	MAA	Université de Tlemcen	Président
Mme Aissaoui Nassima	MAB	Université de Tlemcen	Examineur
Mme Bouzeriba Asma	MCA	Université de Tlemcen	Encadrante

Année universitaire :2023 /2024

REMERCIEMENT

- ❖ Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le Plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté Pour élaborer ce travail.
- ❖ C'est avec une profonde reconnaissance et considération Particulière que je remercie mon encadreur **M^{me}. Bouzeriba Asma** Et toute la Faculté de génie civil pour leurs soutiens, leurs conseils judicieux et
- ❖ Leurs grandes bienveillances durant l'élaboration de ce projet.
- ❖ Il nous est très agréable de remercier les membres de jury **M^r Bedjaoui Chakib** **M^{me} Aissaoui Nassima** Pour avoir aimablement accepté de juger et d'évaluer ce mémoire.
- ❖ Enfin, Je voudrais également remercier tous ceux et Celles qui de près ou de loin nous apporté aide et encouragement. Qu'ils trouvent l'expression de notre profonde gratitude

Dédicace

« وماتوفيقى إلا بالله توكلت وإليه أنيب »

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 travail à :

Mes chers parents, qui m'ont toujours encouragé et soutenu
Dans mes études jusqu'à atteindre ce stade de formation.

Mes frères

Toute ma famille Dahmani et Djemai

A mon binôme Ouiem et sa famille

Mes amies.

A toute la Promotion 2024.

Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.

D.Imane

Dédicace

« وماتوفيقى إلا بالله توكلت وإليه أنيب »

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 travail à :

Mes chers parents, qui m'ont toujours encouragé et soutenu
Dans mes études jusqu'à atteindre ce stade de formation.

A mon cher mari youcef

Mes frères et Ma sœur soulef

Toute ma famille beladjeri

A mon binôme Imane et sa famille

Mes amies.

A toute la Promotion 2024.

Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.

B.Ouiem

Résumé :

Ce travail présente une étude détaillée d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation constitué d'un rez de chaussée plus 5 étages implantés à la wilaya de TLEMCEM. Cette étude se compose en deux parties, la première partie est consacré au dimensionnement et la conception des éléments de notre structure ainsi que sa réponse sismique vis-à-vis le séisme selon les règlements en vigueur (BAEL91, RPA 99 / 2003). La deuxième partie porte sur la modélisation des voiles en béton par la méthode des éléments finis en utilisant le logiciel SAP2000, dans laquelle nous avons montré l'influence de la résistance du béton à la compression et la taille des ouvertures sur la rigidité des voiles.

Mots clés : bâtiment, béton armé, BAEL91, modélisation, voile, éléments finis.

Abstract:

This work present a detailed study of a reinforced concrete residential building consisting of a ground floor and five additional floors located at TLEMCEN. This study is divided into two parts. The first part focuses on the sizing and design of the structural elements and their seismic response according to the current regulations (BAEL91, RPA 99/2003). The second part deals with the modeling of concrete shear walls by the finite element method using the SAP2000 software, in which we demonstrate the influence of concrete compressive strength and opening size on concrete shear wall stiffness.

key words: building, Concrete, BAEL91, modélisation, shear walls, finite element

المخلص:

قدم هذا العمل دراسة تفصيلية لعمارة سكنية من الخرسانة المسلحة يتكون من دور أرضي وخمسة طوابق إضافية تقع في تلمسان. تنقسم هذه الدراسة إلى قسمين. يركز القسم الأول على تحديد ابعاد وتصميم العناصر الإنشائية واستجابتها الزلزالية وفقاً للوائح الحالية (RPA 99/2003.BAEL91) عالج القسم الثاني نمذجة جدران القص للخرسانة باستعمال طريقة العناصر المحدودة باستخدام برنامج SAP2000 ، حيث نوضح تأثير قوة ضغط الخرسانة وحجم الفتحات على صلابة جدران القص الخرسانية.

الكلمات المفتاحية: عمارة سكنية، الخرسانة المسلحة، BAEL91 , نمذجة جدران القص، العناصر المحدودة

Sommaire

1 Table des matières

1	Table des matières	VII
	Introduction générale	1
1.	Présentation de projet	3
.1.1	Introduction :	4
1.2	Présentation de l'ouvrage :	4
1.3	Données du site :	4
1.4	Caractéristiques de la structure :	4
1.4.1	Caractéristiques géométriques :	4
1.5	Conception de la structure :	4
1.5.1	Le contreventement :	4
1.5.2	Plancher :	4
1.5.3	Maçonnerie :	5
1.5.4	Revêtement :	5
1.5.5	Les escaliers :	5
1.5.6	Voiles :	6
1.5.7	Fondation :	6
1.5.8	Acrotère :	6
1.6	Caractéristique des matériaux :	6
1.6.1	Béton :	6
1.	Etat Limite Ultime de Résistance (E.L.U.R)	7
1.6.2	Les Armatures :	9
1.1.	Hypothèse de calcul :	12
2	Chapitre 2	11
	Descente des charges et prédimensionnement	11
2.1	Introduction:	12
2.2	Pré dimensionnement du plancher :	12
2.2.1	Planchers a corps-cieux :	12
2.2.2	Les poutrelles (les nervures):	13
2.3	Evaluation des charges et surcharges :	14
2.3.1	Plancher terrasse (inaccessible).....	14
2.3.2	plancher étage courant :	14
2.3.3	Descente des charges de la Maçonnerie :	15
2.4	Les poutres :	16
2.4.1	Poutres principales :	16
2.4.2	poutre secondaire :	17

2.5	Pré dimensionnement des poteaux :	17
2.5.1	Descente de charge :	17
2.5.2	La loi de dégression :	18
2.5.3	Vérification de la section du poteau :	21
2.6	Pré dimensionnement du voile :	24
2.	Chapitre 3 Etude des éléments secondaires	26
3.1.	Etude d'escalier :	27
3.1.1	Dimension de l'escalier :	27
3.1.2	Evaluation des charges et surcharge: DTR (B.C2.2) [3].....	28
3.1.3	Combinaisons d'action :	29
3.1.4	Ferraillage des escaliers :	30
3.1.5	Etude de la Poutre palière :	36
3.1.6	Etude des balcons	44
3.1.7	Etude de l'Acrotère :	47
4.	Chapite 4 Etude des planchers	52
4.1.	Introduction :	53
4.1.	Détermination des efforts internes dans les poutrelles :	53
4.1.1	Méthode de calcul des poutrelles :	53
4.2	Plancher étage courant :	54
4.2.1	Les différents types de poutrelles :	54
4.2.2	Les charges et surcharges sur les poutrelles :	55
4.2.3	Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :	55
4.3	Ferraillage des poutrelles :	59
4.4	Ferraillage de la dalle de compression :	63
4.5	Plancher terrasse :	64
	Chapitre 5	70
	Etude Dynamique	70
5.1	Introduction :	71
5.2	Objectif de l'étude dynamique :	71
5.3	Modélisation de la structure :	71
5.4	Modélisation de la structure :	71
5.5	Disposition des voiles :	72
5.6	Choix de la méthode de calcul :	73
5.7	La Méthode Statique équivalente :	73
5.7.1	Calcul de l'effort sismique équivalent à la base (V) :	76
5.7.2	Détermination de la force sismique de chaque niveau :	76
5.8	Période et participation massique :	76

5.9	Spectre de réponse de calcul :	77
5.10	Les vérifications de sécurité :	78
5.10.1	Vérification de l'effort tranchant à la base :	78
5.10.2	Vérification au renversement :	78
5.10.3	Vérification du coefficient de comportement R :	78
5.10.4	Justification de l'effort normal réduit :	79
5.10.5	Vérification vis-à-vis des déformations :	79
5.10.6	Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :	80
Chapitre 6		81
Etude des éléments structuraux		81
6.1	Introduction :	82
6.2	Combinaisons des charges :	82
6.3	Etude des Poteaux :	82
6.3.1	Les résultats des sollicitations donnés par SAP2000 :	82
6.3.2	Calcul du ferrailage :	83
6.3.3	Vérification de ferrailage :	85
6.3.4	Vérification au flambement :	88
6.3.5	Schéma du ferrailage :	89
6.4	Etude des poutres :	89
6.4.1	Introduction :	89
6.4.2	Combinaisons des charges :	89
6.4.3	Les recommandations du RPA99/V2003 [2] :	90
6.4.4	Sollicitations maximales des poutres principales et secondaires :	90
6.5	Calcul de ferrailage :	91
6.5.1	Ferrailage de poutre principale :	91
6.5.2	Ferrailages de poutre secondaire :	93
6.5.3	Tableau Récapitulatif de choix :	97
6.5.4	Schéma du ferrailage des poutres principales et secondaires :	97
6.6	Etude des voiles :	98
6.6.1	Introduction :	98
6.6.2	Combinaisons des charges :	98
6.6.3	Règles générales :	99
6.6.4	Détermination des sollicitations :	99
6.6.5	Ferrailage vertical :	99
6.6.6	Calcul de ferrailage voiles :	102
6.6.7	Schéma de Ferrailage :	103
Chapitre 7		103
Les fondations		103

7.1	Introduction :	104
7.2	Classification des fondations :	104
1.	Fondations superficielles :	104
2.	Fondations profondes.	104
3.	Fondations spéciales.	104
7.3	Choix de type de fondation :	104
7.4	Etude du radier général :	104
7.4.1	Pré dimensionnement :	104
7.4.2	Vérification nécessaire :	105
7.5	Calcul du ferrailage :	107
1.1.1	Ferrailage de la dalle :	107
7.5.2	Calcul de Ferrailage de la nervure :	110
7.6	Schémas de ferrailage du radier :	112
Chapitre 8		115
Modélisation par élément fini des voiles en béton		115
8.1	Introduction :	116
8.2	Définition :	116
8.3	Étapes de la résolution d'un problème par la méthode des éléments finis :	116
8.4	Types des éléments finis :	117
8.4.1	Éléments de barre	117
8.4.2	Élément de poutre plane	117
8.4.3	Éléments finis de membrane :	118
8.4.4	Éléments de plaque	118
8.4.5	Éléments de coque	119
8.5	Relation déplacement-rigidité :	119
8.6	Modélisation et résultats :	119
8.6.1	L'influence de la résistance du béton à la compression sur rigidité des voiles :...	119
8.6.2	L'influence de la taille des ouvertures sur rigidité des voiles	121
Conclusion générale		125

Liste des figures

Figure 1. 1: Plancher à corps creux	4
Figure 1. 2 : dalle pleine.....	5
Figure 1. 3 : Coupe d'un mur extérieur.....	5
Figure 1. 4: diagramme déformation contrainte du béton.....	8
Figure 1. 5: Diagrammes des contraintes du béton à l'ELS.....	8
Figure 1. 6 : diagramme de contraintes-déformation de l'acier.....	11
Figure 1. 7: Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.....	11
Figure 2. 1 : Plancher à corps creux	12
Figure 2. 2: Plancher corps creux.....	13
Figure 2. 3: Terrasse inaccessible	14
Figure 2. 4: Plancher étage courante et RDC.....	14
Figure 2. 5: coupe transversale de mur extérieur	15
Figure 2. 6 : surface afférente du poteau.....	19
Figure 2. 7: Pré dimensionnement des voiles [2].....	24
Figure 3. 1 : Les différentes caractéristiques d'un escalier.....	27
Figure 3. 2 : Escalier à 2volées.....	27
Figure 3. 3: Diagramme des efforts internes à ELU	32
Figure 3. 4: Diagramme des efforts internes à ELS	33
Figure 3. 5: Ferrailage d'escalier	36
Figure 3. 6: La poutre palière.....	36
Figure 3. 7: Schéma statique de la poutre palier a la torsion.....	41
Figure 3. 8: Schémas de ferrailage de la poutre palière	44
Figure 3. 9: Ferrailage de balcon	47
Figure 3. 10: Schéma de l'acrotère.....	47
Figure 3. 11: Ferrailage de l'acrotère	51
Figure 4. 1: Les types des poutrelles.....	54
Figure 4. 2: Schémas statique la poutrelle de type01(ELU)	56
Figure 4. 3: Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU pour type 01	56
Figure 4. 4: Schémas statique la poutrelle de type01(ELS)	57
Figure 4. 5 : Diagramme des moments et efforts tranchants à ELS pour type 01	58
Figure 4. 6: Dimension de la poutrelle.....	59
Figure 4. 7: ferrailage des poutrelles étage courant	63
Figure 4. 8: Disposition des armatures de la dalle de compression	64
Figure 4. 9: ferrailage des poutrelles terrasse.....	69
Figure 5. 1: Modélisation de bâtiment par SAP 2000.....	72
Figure 5. 2: Disposition final	73
Figure 5. 3: Spectre de réponse extrait de logiciel (RPA spectre)	77
Figure 6. 1 : Ferrailage des poteaux	89
Figure 6. 2: schéma de ferrailage des poutre principales.....	98
Figure 6. 3: Schémas des ferrailages des poutres secondaires.....	98
Figure 6. 4: Section partiellement comprimée.....	100
Figure 6. 5: Section entièrement comprimée	101
Figure 6. 6 : Section entièrement tendue	102
Figure 6. 7: Ferrailage des voiles	103
Figure 7. 1: Moment M11 à L'ELU.....	106

Figure 7. 2: Moment M22 à L'ELU	106
Figure 7. 3: Schémas de ferrailage de nervure	112
Figure 7. 4: schéma de ferrailage du radier	113
Figure 7. 5: schéma de ferrailage du radier :	113
Figure 8. 1 : (a) Solide (Poutre en I), (b) Modèle éléments finis [5]	116
Figure 8. 2: Élément barre 2D [5]	117
Figure 8. 3: Élément de poutre plane [5]	118
Figure 8. 4: Éléments finis de membrane	118
Figure 8. 5: maillage du voile pleine	120
Figure 8. 6: Valeurs de module d'élasticité E en fonction de f_{c28}	121
Figure 8. 7: la variation de déplacements latéraux en fonction de f_{c28}	121
Figure 8. 8: Modélisation du voile avec des fenêtres centrées	122
Figure 8. 9: Modélisation du voile avec des portes centrées	123
Figure 8. 10: déplacement en fonction de la taille d'ouverture des fenêtres centré	123
Figure 8. 11: Déplacement en fonction de la taille d'ouverture des portes centré	124

Liste des tableaux

Tableau 1. 1: Facteur de durée d'application des charges	8
Tableau 1. 2 : des caractéristiques des aciers de construction.	10
Tableau 1.3 : critères de fissuration pour les aciers de construction	10
Tableau 2. 1: Descente de charge de la terrasse inaccessible	14
Tableau 2. 2 : Descente de charge des étages courants.....	15
Tableau 2. 3: Descente de charge de la maçonnerie extérieure	15
Tableau 2. 4: Descente de charge de la maçonnerie intérieure.....	15
Tableau 2. 5: Dégression des charges d'exploitations	18
Tableau 2. 6: Evaluation des charges du poteau le plus sollicité.....	20
Tableau 2. 7: Résultats de la vérification au flambement.	22
Tableau 3. 1: Charge du palier.....	28
Tableau 3. 2: Charge du paillasse.	29
Tableau 3. 3: Combinaison d'action	29
Tableau 3.4 : armatures longitudinales et espacements adoptés.....	34
Tableau 3. 5: Descente de charge de la dalle pleine	44
Tableau 3. 6: Les charges de l'acrotère	48
Tableau 3. 7 : évaluation des sollicitations	48
Tableau 4. 1: Evaluation des charges.....	55
Tableau 4. 2: Récapitulatif des résultats obtenus :.....	58
Tableau 4. 3: Tableau d'ancrage des armatures	63
Tableau 4. 4: Récapitulatif des résultats obtenus :.....	64
Tableau 4. 5: Tableau d'ancrage des armatures.....	69
Tableau 5. 1: période choisie pour le calcul du D.....	74
Tableau 5. 2: Facteur de qualité « Q »	75
Tableau 5. 3: Poids des différents niveaux	76
Tableau 5. 4: Répartition des efforts sismiques sur chaque niveau de la structure	76
Tableau 5. 5 : Périodes et participation massique modale du modèle finale(donnéeparSAP2000)	77
Tableau 5. 6: Effort tranchant globale de base et des voiles selon les deux sens.	78
Tableau 5. 7: Vérification spécifique sous l'effort normal réduit.....	79
Tableau 5. 8: Vérification des déplacements inter étages dans le sens x.....	79
Tableau 5. 9: Vérification des déplacements inter étages dans le sens y.....	80
Tableau 5. 10: Vérification de l'effet P-delta pour inter étages (sens -x-)	80
Tableau 5. 11: Vérification de l'effet P-delta pour inter étage(Sens -y-)	80
Tableau 5. 12 : Sollicitation maximales dans les Poutres Principales.	90
Tableau 5. 13: Sollicitation maximales dans les Poutres secondaires.	90
Tableau 5. 14: Ferrailage des poutres	97
Tableau 5. 15: Tableau d'ancrage des armatures.....	97
Tableau 6. 1: Les déférents sollicitations maximales à l'accidentelle et L'ELU :	82
Tableau 6. 2: Sollicitation maximales à ELS.....	82
Tableau 6. 3: Les résultats de ferrailage	84
Tableau 6. 4 : Ferrailage longitudinales adopté pour les poteaux.	85
Tableau 6. 5: Longueur de recouvrement calculée et choisis pour chaque Type d'acier.	85
Tableau 6. 6: La longueur de la zone nodale pour les poteaux.	86
Tableau 6. 7: Vérification spécifique sous sollicitations normales.....	86
Tableau 6. 8: Les armatures transversales des poteaux.....	87

Tableau 6. 9: Contrainte dans le béton et dans les aciers.....	88
Tableau 6. 10: Vérification du flambement pour les poteaux.....	89
Tableau 6. 11: Sollicitation dans les voiles de soutènement.....	99
Tableau 7. 1: Sollicitations maximales au niveau des dalles	107
Tableau 7. 2: Sollicitation maximales au niveau des nervures	107
Tableau 7. 3: Les contraintes dans le béton et dans les aciers.	109
Tableau 7. 4: Les contraintes dans le béton et dans les aciers.	111
Tableau 7. 5: Ferrailage de la dalle et la nervure.....	112
Tableau 8. 1 : Valeurs de module d'élasticité E.	119
Tableau 8. 2: Les déplacements latéraux au sommet du voile pour chaque résistance.	120
Tableau 8. 3: Les déplacements latéraux au sommet du voile.....	122
Tableau 8. 4: Les dimensions des ouvertures et les résultats de déplacement latéral au sommet du voile.....	122

Liste des notations

G : Action permanente
Q : Action d'exploitation
E : Action accidentelle
 $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible du béton
 σ_{bc} : Contrainte du béton
 $\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte admissible d'acier
 σ_{st} : Contrainte d'acier
 $\bar{\tau}_u$: 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
 t_j : Résistance à la traction
 f_{c28} : Résistance caractéristique a 28jours
 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 séparent 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'élancement mécanique des poteaux
 Br : 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
 ϕl : Diamètre d'une barre d'acier longitudinal
 ϕt : Diamètre d'une barre d'acier transversale St: Espacement
ELU : Etat limite ultime
ELS : Etat limite service
K : Coefficient de raideur du sol
LS : Longueur de scellement
 δe : Déplacement élastique
 δu : Déplacement ultime
 β : Coefficient d'amplification spectral

Introduction générale

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Le séisme est le risque naturel majeur le plus meurtrier tant par ses effets directs (chutes d'objets effondrements de bâtiment) que par les phénomènes induit (mouvements de terrain, tsunami, ect) donc il y a un seul moyen de protéger de ce danger naturel est de construire des bâtiments qui supportent les vibrations terrestres sans s'effondrer la technique est maitrisée.

A cet effet, l'homme a créé des méthodes de calcul précises tout en tenant compte des différents facteurs tels que l'économie, l'esthétique et la résistance. Ainsi il a imposé des règlements visant à cadrer les constructions dont le but est d'assurer la durabilité et le confort et d'offrir un seuil de sécurité qui permettra de protéger les vies humaines et de limiter les dommages lors des secousses sismiques.

Nous avons procédé au calcul et analyse sismique d'une structure en béton armé à usage d'habitation R+5 en utilisant le logiciel de calcul SAP2000 pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...).

Nous avons réparti notre travail en neuf chapitres à savoir :

- Le premier chapitre consiste à la présentation de notre projet, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre est consacré au pré-dimensionnement et l'évaluation des charges de tous les éléments.
- Le troisième chapitre traite le calcul de ferrailage des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre s'articule sur l'étude de plancher.
- Le cinquième chapitre comporte la modélisation et l'étude dynamique du bâtiment réalisé par le logiciel SAP2000.
- Le sixième chapitre traite le calcul de ferrailage des éléments structuraux.
- Le septième chapitre aborde l'étude de l'infrastructure.
- Le huitième chapitre (dernier) porte sur la modélisation des voiles en béton par la méthode des éléments finis.

1. Présentation de projet

1.1. Introduction :

Le projet de fin d'étude porte sur l'étude d'un bâtiment de type R+5 composés d'un rez-de-chaussée et de 5 étages d'habitation avec terrasse inaccessible situé dans la wilaya de Tlemcen classée zone de faible sismicité zone I selon la classification des zones du règlement parasismique algérien RPA99 (version 2003) [2]

1.2 Présentation de l'ouvrage :

Dans notre projet de fin De cycle, nous sommes en cours de faire l'étude d'un bâtiment R+5 en béton armé, à usage d'habitation, composé d'un rez-de-chaussée et Cinq étages courants.

1.3 Données du site :

Cette construction est implantée dans la wilaya de **Tlemcen**, qui est classée selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99 /version 2003) comme une zone de faible sismicité (Zone I)

1.4 Caractéristiques de la structure :

1.4.1 Caractéristiques géométriques :

a) Dimensions en élévation :

- Hauteur du RDC.....3.06m.
- Hauteur d'étage courant.....3.06m.
- Hauteur totale du bâtiment.....18,36m.

b) Dimension en plan :

- Longueur totale.....19,76m.
- Largeur totale.....9.36 m

1.5 Conception de la structure :

1.5.1 Le contreventement :

La structure du bâtiment a un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques, voiles.

1.5.2 Plancher :

Deux types de planchers a été utilisée :

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



Figure 1. 1: Plancher à corps creux

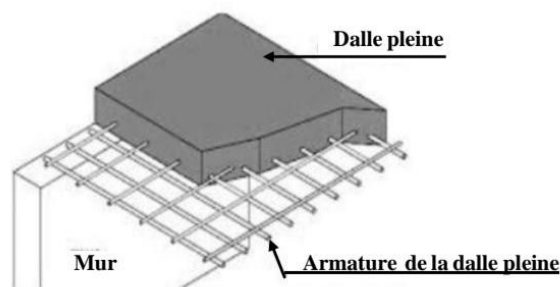


Figure 1. 2 : dalle pleine.

1.5.3 Maçonnerie :

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

a) 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.

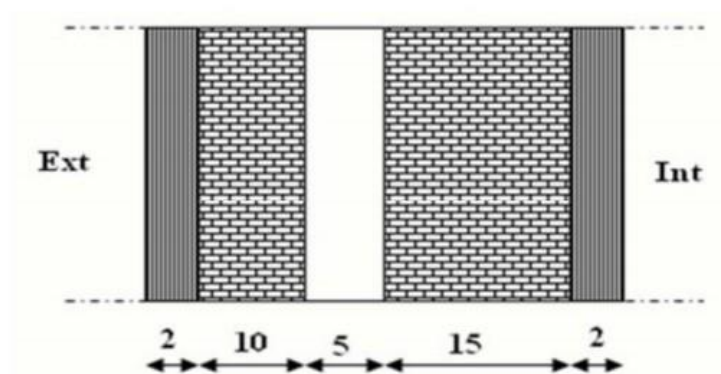


Figure 1. 3 : Coupe d'un mur extérieur.

b) Murs intérieurs :

Les cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur

1.5.4 Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2 cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- Enduit en ciment et en plâtre pour les murs et les plafonds.
- Revêtement par étanchéité multicouche pour les planchers terrasses.

1.5.5 Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments non structuraux.

On distingue dans notre projet deux types d'escaliers :

- Un escalier à deux volées droites et un palier intermédiaire pour : les étages courants.
- Un escalier à trois volées pour : RDC.

1.5.6 Voiles :

Ils sont réalisés en béton armé avec une épaisseur de 15 cm.

1.5.7 Fondation :

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

1.5.8 Acrotère :

Comme la terrasse est inaccessible, le dernier niveau du bâtiment est entouré d'un Acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

1.6 Caractéristique des matériaux :

Le béton et l'acier seront choisis conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93) règlements en vigueur en Algérie.

Dans notre étude, nous avons utilisé, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99, Le règlement BAEL 91.

1.6.1 Béton :

Le béton est un matériau de construction hétérogène, constitué artificiellement par un mélange intime de matériaux inertes appelés "Granulats" (sable+ gravier) et "pâte cimentaire"

(l'eau+ciment).Ces constituants sont dosés de manière à obtenir, après durcissement, un produit

solide dont les propriétés mécaniques peuvent être très supérieures à celles des roches naturelles.

a) Ciment :

Le béton utilisé est dosé à 350 Kg/m³ du ciment « CEM II ».

b) Granulats :

Deux types de granulats rentrent dans la composition du béton à savoir : le sable et le Gravier

- Sable de dimension ($0 \leq D_s \leq 8$) mm
- Gravier de dimension ($8 \leq D_g \leq 25$) mm

c) Eau de gâchage :

L'eau utilisée est propre dépourvue de tout produit pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques des aciers

Le dosage de différents constituants du béton dépend du type de matériau recherché, déterminé par ses utilisations.

- 350 kg/m² de ciment.
- 400 kg de sable de diamètre 0 à 5mm.
- 800 kg de gravier de diamètre 7 à 25mm.
- 175 litres d'eau de gâchage.

1.6.1.1 Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :

- **Masse Volumique :**

La masse volumique du béton utilisé dans cet ouvrage est de 2500 Kg/m³

- **Résistance caractéristique en compression f_{cj} : (CBA93)[4]**

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 droits de béton ayant une section de 200 cm ($\varnothing = 16 \text{ cm}$; $h = 32 \text{ cm}$). Les résistances à « j » jours des bétons, peuvent être évaluées par les formules approchées suivants :

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

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{si } j < 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours}$$

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

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{si } j < 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours}$$

Pour notre bâtiment on a adopté une résistance mécanique du béton à 28 jours qui est égale à 25MPa

- **Résistance à la traction : (CBA.93 [ART 2.1.1.1] [4]):**

La résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours notée f_{tj} est plus faible que la résistance à la compression et elle est conventionnellement défini par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad (\text{MPa})$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

- **Module de déformation longitudinale au béton :**

Il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou d'une courte durée.

- **Déformations instantanées « E_{ij} » : (CBA 93) [4]:**

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

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

$$\text{On a pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa}$$

- **Déformation différées « E_{vj} » : (CBA 93) [4] :**

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} \quad \text{Pour le calcul sous charges de longue durée} \quad E_{vj} = 1.08 \times 10^{-4} [\text{MPa}]$$

- **Coefficient de poisson : (CBA 93) [4] :**

Le coefficient de poisson est pris égale à : (donnée par le C.B.A.93).

$\nu = 0,20$; Pour la justification aux E.L.S (Section non fissurée).

$\nu = 0$; Dans le cas des E.L.U.

- ✓ **Retrait** : Le béton subit des variations dimensionnelles spontanées tout le long de son durcissement, la diminution des dimensions initiales est dite Retrait.
- ✓ **Fluage**: Le fluage est un phénomène de déformation, sous charge indéfiniment appliquée.
- ✓ **La contrainte de calcul du béton :**

1. **Etat Limite Ultime de Résistance (E.L.U.R)** : (CBA 93 [ART 3.3.2] P24) [4]

Pour les calculs à ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi Parabole-

Chapitre 1 : Présentation de projet

rectangle sur un diagramme contraintes-déformations donné sur la figure suivante :

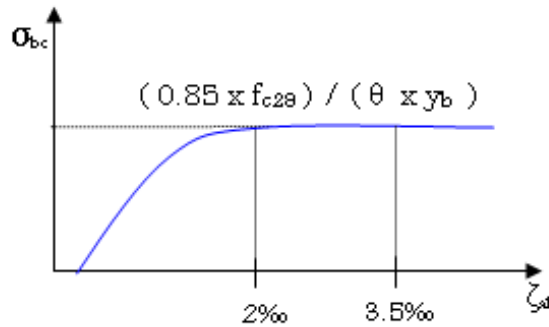


Figure 1. 4: diagramme déformation contrainte du béton.

ε_{bc} : Déformation du béton en compression.

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

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

$$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2‰ \rightarrow \sigma_{bc} = f_{bc} \left[1 - \left(\frac{2 \cdot 10^{-3} - \varepsilon_{bc}}{2 \cdot 10^{-3}} \right) \right]$$

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

Tableau 1. 1: Facteur de durée d'application des charges

θ	Durée d'application
1	> 24 h
0,9	1h ≤ durée ≤ 24 h
0,85	< 1h

2. Etat limite de service (ELS) : (CBA 93 [ART 5.1.4])[4]

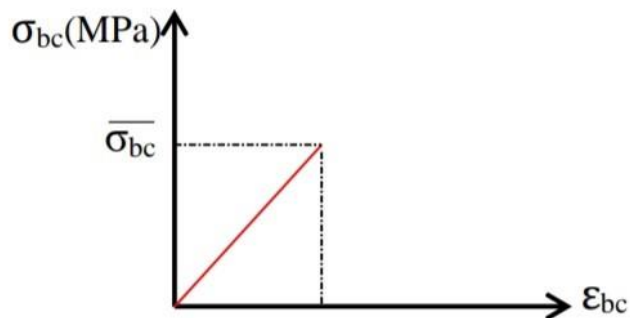


Figure 1. 5: Diagrammes des contraintes du béton à l'ELS

Chapitre 1 : Présentation de projet

La contrainte limite de service est :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

3. La contrainte limite de cisaillement : (CBA 93 [ART 5.1.2.1.1] P39)

La contrainte ultime de cisaillement a ne pas dépassé est exprimée par la relation suivant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Vu: L'effort tranchant ultime agissant sur la section cisailée.

b0: Largeur de la section

d : hauteur utile de la poutre

On vérifie par la suite que :

➤ **Fissuration est peu nuisible :**

$$\tau_u \leq \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

➤ **Fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable :**

$$\tau_u \leq \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right)$$

1.6.2 Les Armatures :

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

- Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.
- Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.
- Les aciers sont nécessaires généralement pour reprendre les efforts de traction, pour limiter la fissuration.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E = 200\,000 \text{ MPa}$.

1.6.2.1 Caractéristiques mécaniques :

A 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 : $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$.

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). Valeur de la limite d'élasticité garantie f_e

Tableau 1. 2 : des caractéristiques des aciers de construction.

Type	Nuance	f_e MPa	Emploi
Ronds Lisses	F _e E 22	215	Emploi courant
Ronds Lisses	F _e E 24	235	Epingle des pièces préfabriquées
Barre HA	F _e TE 40	400	Emploi courant
Type 3	F _e TE 50	500	
Fils tréfiles HA	F _e TE 40	400	Emploi sous forme de Barres droites ou de treillis
Type 3	F _e TE	500	
Fils tréfiles HA	TL 50Ø >6 mm	500	Treillis soudés uniquement
Type 4	TL 52Ø ≤6 mm	520	Emploi courant

Les aciers qu'on a utilisés sont :

- Ronds lisses FeE235 pour les armatures transversales.
- Aciers à haute adhérence « H.A » pour les armatures longitudinales.
- Treillis soudés (150×150 mm²) avec $\phi \leq 6$ mm .

1.6.2.2 Contrainte de calcul d'acier :

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

❖ Etat Limite Ultime (E.L.U)

La contrainte de l'acier : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

f_e : (limite d'élasticité de l'acier)=400 MPa

γ_s : (coefficient de sécurité) = 1,15 situation durable (généralement)

γ_s : (coefficient de sécurité) = 1 (situation accidentelle)

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

❖ Etat Limite Service (E.L.S) :

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

Tableau 1.3 : critères de fissuration pour les aciers de construction

<i>Fissuration peu nuisible</i>	<i>Fissuration préjudiciable</i>	<i>Fissuration très préjudiciable</i>
Il n'y a aucune vérification à effectuer en ce qui concerne σ_s .	$\sigma_s \leq \sigma_s$ avec $\sigma_s = \min \left(\frac{2 \times f_e}{3 \times (110 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}})} \right)$	$\sigma_s \leq \sigma_{bc}$ avec $\sigma_{bc} = \min \left(\frac{f_e}{2} \times (90 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}}) \right)$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

η : Coefficient de fissuration :

$\eta=1$ pour rond lisse

$\eta=1.6$ pour les armatures à hautes adhérence.

1.6.2.3 Diagramme contraintes -déformations

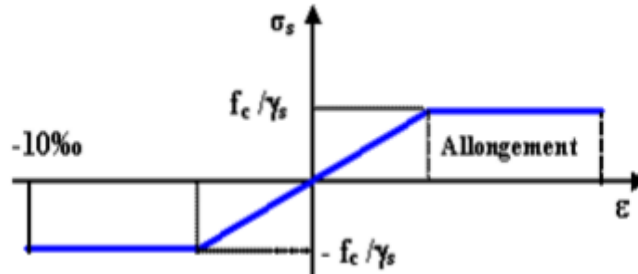


Figure 1. 6 : diagramme de contraintes-déformation de l'acier.

1.6.2.4 Diagramme de déformation d'une section en béton armé:

On distingue les trois domaines 1, 2 et 3 et les trois pivots A, B et C représentatifs de la déformation par l'un des quels doivent passer les diagrammes de déformation (Figure I.5). Les calculs sont effectués à l'aide de la méthode des trois pivots écrite dans le code CBA93 (Art,A.4.3.3).

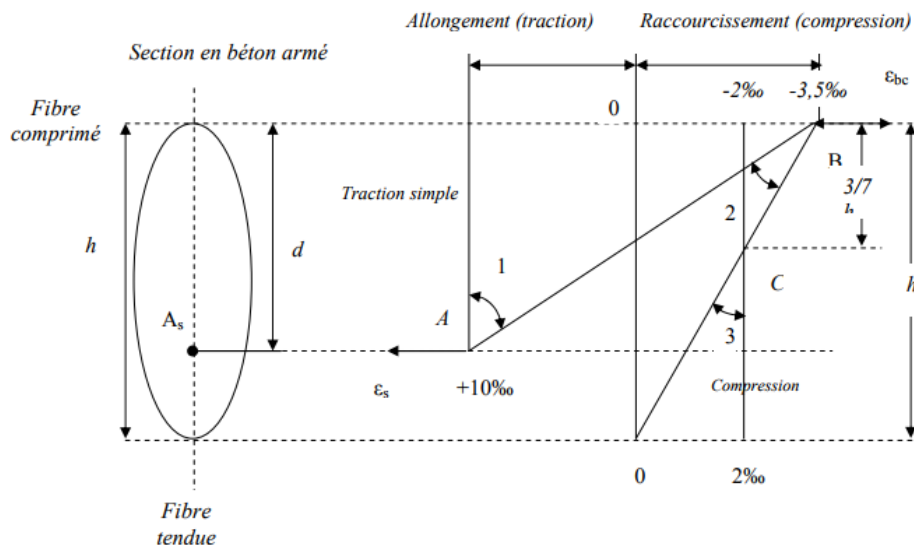


Figure 1. 7: Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots

Pivot (A) région1 : Allongement de l'acier le plus tendu : $\epsilon_s = 10 \times 10^{-3}$. Pièces soumises à la traction simple ou à la flexion simple ou composée.

Pivot (B) région2 : Raccourcissement de la fibre de béton la plus comprimée : $\epsilon = 3,5 \times 10^{-3}$. Pièces soumises à la flexion simple ou composée.

Pivot (C) région3 : Raccourcissement de la fibre de béton à la distance $3h/7$ de la fibre la plus comprimée $\epsilon_{bc} = 2 \times 10^{-3}$. Pièces soumises à la flexion composée ou à la compression simple.

1.1. Hypothèse de calcul :

fc28	25 MPa
ft28	2,1 MPa
Eij	32164,195 MPa
Evj	10818,865 Mpa
f_e	400 MPa
fbc	14,17 MPa
σbc	15 MPa
σSt	201,63 MPa

2 Chapitre 2
Descente des charges
et prédimensionnement

2.1 Introduction:

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure : poutres, poteaux..., passe impérativement par un dimensionnement préliminaire selon les règles du BAEL91 [1] et le RPA 99 version 2003 [2].

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage.

2.2 Pré dimensionnement du plancher :

Pour notre bâtiment, deux types de planchers seront utilisés :

- Plancher à corps creux en parties courantes, composés de corps creux, treillis soudé, dalle de compression, et poutrelles.
- Dalle pleine pour les balcons.

2.2.1 Planchers a corps-creux :

Nous calculons L'épaisseur du plancher avec une longueur de 4,4m.

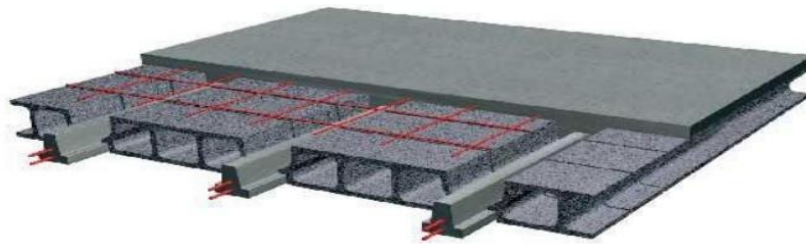


Figure 2. 1 : Plancher à corps creux

D'après le BAEL (article B.6.8.4.2.4) l'épaisseur du plancher h_t doit vérifier la condition de flèche suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22,5}$$

Avec :

L: La portée entre nus d'appuis des poutres secondaire.

$$h_t \geq \frac{440}{22,5} \quad \text{donc} \quad h_t \geq 19,55 \text{ cm}$$

On prend : $h_t = 21$ cm tel que :

16 cm : la hauteur de corps creux.

5 cm : la hauteur de la dalle de compression h_0 .

a) Résistance au feu :

$e = 07$ cm : pour une (01) heure de coup de feu.

$e = 11$ cm : pour deux (02) heures de coup de feu.

$e = 15$ cm : pour quatre (03) heures de coup de feu.

e : épaisseur de corps creux.

b) Isolation phonique :

La protection contre les bruits aériens exige une épaisseur minimale de 16 cm ($e \geq 16$ cm)

2.2.2 Les poutrelles (les nervures):

La section transversale des nervures est assimilée à une section en (T) de caractéristiques géométriques suivantes :

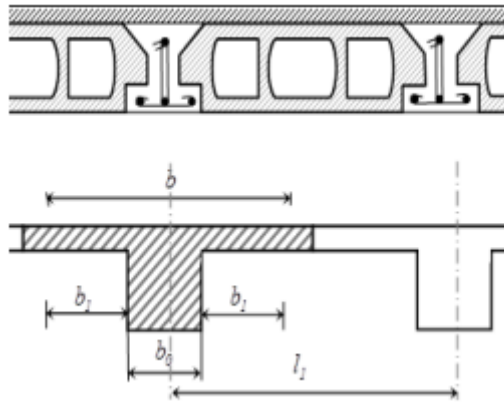


Figure 2. 2: Plancher corps creux

La largeur efficace b de la poutrelle est déterminée par :

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{l_x}{2} \text{ cm} \\ \frac{L_y^{\min}}{10} \text{ cm} \end{array} \right.$$

l_x : Distance entre nus de deux poutrelles.

L_y^{\min} : Longueur min entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

Prenons $b_0 = 12\text{cm}$ pour des raisons pratiques

Distance entre-axes de deux poutrelles successives est 65cm

D'où :

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{(65 - 12)}{2} = 26.5 \text{ cm} \\ \frac{285}{10} = 28.5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Donc : $b_1 = 26.5\text{cm}$

La largeur totale de la table de compression pour une nervure :

$$b = 2 \times b_1 + b_0$$

$$b = 2 \times 26.5 + 12$$

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

2.3 Evaluation des charges et surcharges :

2.3.1 Plancher terrasse (inaccessible)

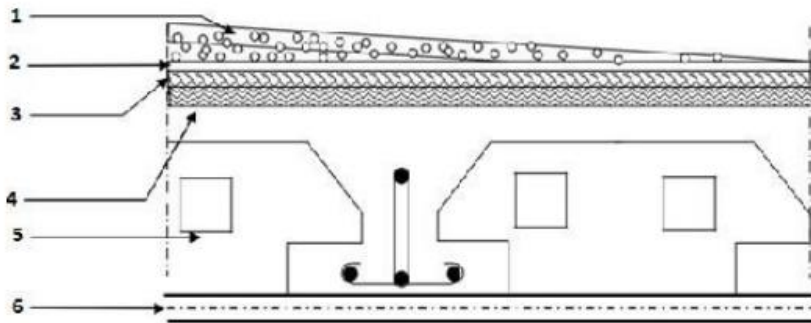


Figure 2. 3: Terrasse inaccessible

Tableau 2. 1: Descente de charge de la terrasse inaccessible

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids Volumique (KN /m ³)	Poids (KN/m ²)
1-protection gravillon	5	17	0,85
2-Etanchéité multicouche	2	6	0,12
3-Isolation thermique	4	4	2,20
4-Forme de pente	10	22	0,16
5-corps creux	16+5	/	2,94
6-Enduit de plâtre	2	10	0,20
Charge permanente	6.47 KN		
Charge d'exploitation	1 KN		

2.3.2 plancher étage courant :

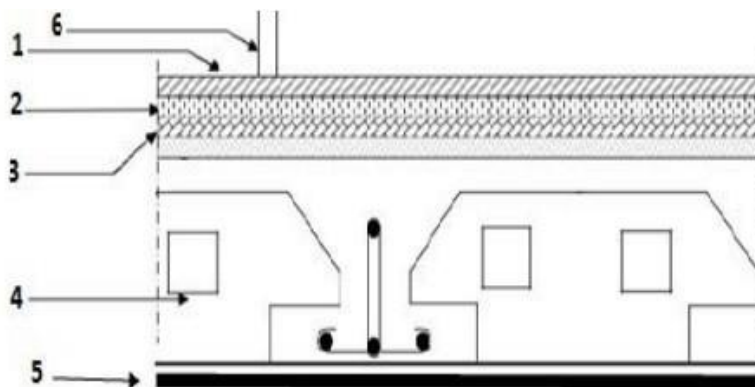


Figure 2. 4: Plancher étage courante et RDC

Tableau 2. 2 : Descente de charge des étages courants

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumiques(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	2	18	0,36
4-plancher à corps creux	16+5	/	2,94
5- Enduit en plâtre	2	10	0.2
7-Cloisons	9	10	0,9

Charge permanente	5,24 KN
Charge d'exploitation	1,5 KN

2.3.3 Descente des charges de la Maçonnerie :

Murs extérieurs :

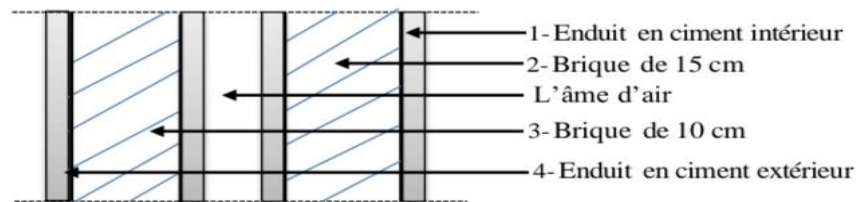


Figure 2. 5: coupe transversale de mur extérieur

Tableau 2. 3: Descente de charge de la maçonnerie extérieure

Désignation de l'élément	Epaisseur [cm]	Masse volumique [KN/m ³]	poids [KN/m ²]
1. Enduit intérieur en ciment	2	18	0,36
2. Brique creuse	15	/	1,35
3. Brique creuse	10	/	0,9
4. Enduit extérieur en ciment	2	18	0,36

Charge permanente	2,97KN
-------------------	--------

Mur intérieur :

Tableau 2. 4: Descente de charge de la maçonnerie intérieure.

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 KN
-------------------	---------

2.4 Les poutres :

Une poutre est un élément horizontal en béton armé, qui transmet les charges aux poteaux, elle est largement utilisée dans les ouvrages de Génie Civil.

Les poutres seront pré dimensionnées selon les règlements BAEL 91 [1] tout en respectant les recommandations du Règlement Parasismique Algérienne RPA 99/version 2003[2].

➤ D'après le BAEL 91 [1] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.7h \end{array} \right.$$

➤ D'après le RPA 99 [2]:

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

2.4.1 Poutres principales :

$L_{\max} = 460 \text{ cm}$.

$$\frac{l_{\max}}{15} \leq ht \leq \frac{l_{\max}}{10} = > \frac{460}{15} \leq ht \leq \frac{460}{10} = > 30,66 \leq ht \leq 46$$

On prend

$$h_t = 40 \text{ cm}$$

$$0,3ht \leq b \leq 0,7ht ; \quad 0,3 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40. \quad ; 12 \leq b \leq 28$$

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

Vérification RPA 99 [2]:

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \\ h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \\ \frac{h}{b} < 4 \Rightarrow 1,33 < 4 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les conditions de BAEL [1] et RPA [2] sont vérifiées, on prend la section des poutres transversales (poutre principales)

$$(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2.$$

Pré dimensionnement des poutres secondaires :

D'après le BAEL 91 [1]:

Hauteur : $\frac{l_{max}}{15} \leq ht \leq \frac{l_{max}}{10}$ avec L_{max} : portée libre de la poutre

• Largeur : $0,3ht \leq b \leq 0,7ht$

2.4.2 poutre secondaire :

$L_{max} = 440\text{cm}$.

$$\frac{l_{max}}{15} \leq ht \leq \frac{l_{max}}{10} \quad l \Rightarrow \frac{440}{15} \leq ht \leq \frac{440}{10} \quad \Rightarrow; \quad 29,33 \leq ht \leq 44$$

On prend $ht = 35\text{cm}$

$$0,3ht \leq b \leq 0,7ht. \quad \Rightarrow \quad 0,3 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \quad \Rightarrow 10,5 \leq b \leq 24,5$$

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

Vérification selon RPA 99 [2] :

- $b \geq 20\text{ cm} \quad \Rightarrow \quad b = 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$
- $h \geq 30\text{cm} \quad \Rightarrow \quad h = 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$
- $\frac{h}{b} \leq 4 \quad \Rightarrow \quad 1 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

Les conditions de BAEL[1] et RPA [2] sont vérifiées, on prend la section des poutres transversales (poutre secondaire)

$(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

2.5 Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont initialement dimensionnés à la compression simple. Le choix est effectué en fonction du poteau le plus sollicité, celui qui supporte la charge la plus significative, correspondant à celui qui soutient la plus grande surface de plancher.

Pour identifier le poteau le plus sollicité, nous employons une méthode de calcul basée sur la descente de charge, tout en intégrant la loi de dégression des charges d'exploitation. Ce processus permet de déterminer l'effort N_u qui doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq \tilde{N}_u$$

N_u : L'effort normal ultime

\tilde{N}_u : Capacité de résistance ultime

Ils sont dimensionnés par :

- la condition de non flambement
- les conditions de RPA [2]
- On fixera au préalable des poteaux RDC et étage courant comme suit:

Niveau	Dimension de poteau (cm ²)
RDC	40x40
Etage courant	35x35

2.5.1 Descente de charge :

La descente de charge représente le parcours suivi par les diverses actions (charges et surcharges)[3] depuis le niveau le plus élevé de la structure jusqu'au niveau le plus bas, avant leur transfert vers le sol.

2.5.2 La loi de dégression :

Pour les charges d'exploitations la loi de dégression des charges [3] est comme suit :
 Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse courant le bâtiment, Q_1, Q_2, Q_3, Q_n les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2, 3, n, numérotés à partir du sommet du bâtiment. On adoptera pour le calcul des points d'appuis les charges d'exploitations suivantes

- Sous toit ou terrasse Q_0
- Sous dernier étage Q_0+Q_1
- Sous étage :
 Immédiatement inférieure
 - (étage 2)... $Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$
 - (étage 3)... $Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)$
 - (étage 4)... $Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+ Q_3+Q_3)$
 -
 - (étage n)... $Q_0+\frac{3+n}{2n} (Q_1+Q_2+Q_3+....+Q_n)$
 - Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$

Tableau 2. 5: Dégression des charges d'exploitations

Niveau des planchers	Charges d'exploitations		Σ des charges d'exploitations	Σ des charges d'exploitations (KN/m ²)
T	Q0		$\Sigma_0=Q_0$	1
P4	Q1		$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	2,50
P3	Q2		$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	3,85
P2	Q3		$\Sigma_3=Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)$	5,05
P1	Q4		$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6,10
PRDC	Q5		$\Sigma_5=Q_0+0,80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7,00

- Le poteau le plus sollicité (C, 5) :

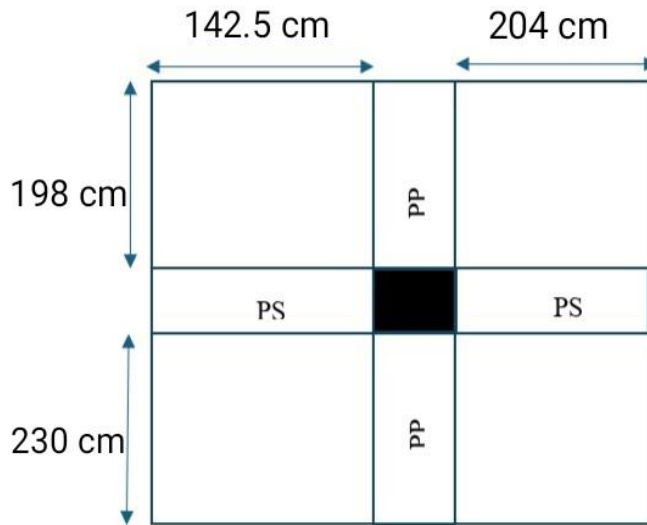


Figure 2. 6 : surface afférente du poteau

La surface reprise par le poteau le plus sollicité à chaque étage :

Soit S La surface supportée par le poteau:

$$S_Q = (3.15/2 + 4.38/2) \times (4.36/2 + 5/2) = 17.62 \text{ m}^2$$

$$S_G = (2.3 + 1.98) \times (2.04 + 1.425) = 14.83 \text{ m}^2$$

1. La longueur de la poutre principale et secondaire

$$l_{pp} = 2.3 + 1.98 = 4.28 \text{ m}$$

$$l_{ps} = 2.04 + 1.425 = 3.46 \text{ m}$$

2. Poids des planchers :

Plancher terrasse inaccessible :

$$G_T \times S_g = 6.47 \times 14.83 = 95.95 \text{ KN}$$

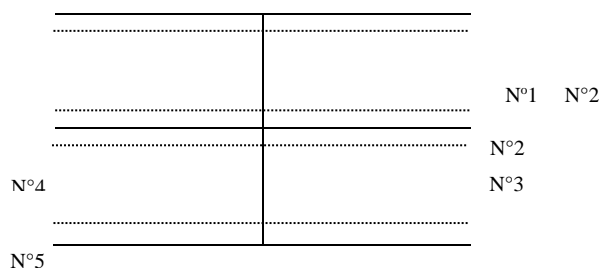
Plancher étage courant (habitation) :

$$G_{\text{étage}} \times S_g = 5.24 \times 14.83 = 77.70 \text{ KN}$$

3. Poids des poutres :

$$G_{pp} = l_{pp} \times b \times h \times \gamma = 4.28 \times 0.3 \times 0.4 \times 25 = 12.84 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = l_{ps} \times b \times h \times \gamma = 3.46 \times 0.3 \times 0.35 \times 25 = 9.08 \text{ KN}$$



Chapitre 3 : Etude des éléments secondaires

N°6	
N°7	
N°8	
N°9	
N°10	
N°11	
N°12	

Tableau 2. 6: Evaluation des charges du poteau le plus sollicité

SECTION	Elément	Gi (KN)	ΣGi (KN)	ΣQi (KN)
N1	-Plancher terrasse: $GT \cdot Sg = 6.47 \cdot 14.83$ -Poutre secondaire: $Gps = lpS \cdot b \cdot h^* = 3.46 \cdot 0.3 \cdot 0.35 \cdot 25$ -Poutre principale : $Gpp = lpp \cdot b \cdot h^*$ $= 4.28 \cdot 0.3 \cdot 0.4 \cdot 25$	95.95 9.08 12.84	117.87	$17.62 \cdot 1 = 17.62$
N2	Venant : N 1 -Poids propre du poteau : $Gpot = 3.06 \cdot 0.45 \cdot 0.45 \cdot 25$	117.87	133.36	
N3	Venant : N2. -Plancher étage -Poutre secondaire -Poutre principale $lpp \cdot b \cdot h^*$ $= 4.28 \cdot 0.3 \cdot 0.4 \cdot 25$	15.49 133.36 77.70 9.08	232.98	$17.62 \cdot 2.5 = 44.05$
N4	Venant : N 3 -Poids propre du poteau	12.84 232.98	248.47	
N5	Venant : N 4 -Plancher étage -Poutre secondaire -Poutre principale	15.49 248.47 77.70 9.08	348.09	$17.62 \cdot 3.85 = 67.83$
N6	Venant : N 5 -Poids propre du poteau	12.84 348.09	363.58	
N7	Venant : N 6 -Plancher étage - Poutre secondaire -Poutre principale	15.49 363.58 77.70 9.08	463.3	

N8	Venant : N 7 -Poids propre du poteau $3.06*0.4*0.4*25=12.24$	12.84 463.2	475.44	
N9	Venant : N 8 -Plancher étage - Poutre secondaire -Poutre principale	475.44 77.70 9.08 12.84	575.06	
N10	Venant : N 9 -Poids propre du poteau	575.06 12.24		$17.62*7$ $=123.34$
N11	Venant : N 10 -Plancher étage -Poutre secondaire -Poutre principale	587.3 77.70 9.08 12.84	686.92	
N12	Venant : N11 Poids propre du poteau: $G_{pot}=3.06*0.40*0.40*25$	686.92 12.24	699.16	123.34

On obtient l'effort normal revenant sur le poteau le plus sollicité par :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 699.16 + 1.5 \times 123.34 = 1128.87 \text{ KN}$$

$$N_s = (G + Q) = 699.16 + 123.34 = 822.5 \text{ KN}$$

D'après le BAEL 91 [1], l'effort normal du poteau le plus sollicité doit être majoré de 10%.

$$N_u = 1.1 \times 1128.87 = 1241.75 \text{ KN}$$

$$N_s = 1.1 \times 822.5 = 904.75 \text{ KN}$$

2.5.3 Vérification de la section du poteau :

● Vérification au flambement :

D'après le (CBA 93), on doit vérifier que :

$$N_u \leq \tilde{N}_u = \alpha \left(\frac{B r^3 f_{c28}}{0.9 \lambda b} + \frac{A_s f_{e}}{\lambda s} \right)$$

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

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

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{si } 50 < \lambda < 100$$

- λ : Elancement d'EULER ($\lambda = \frac{l_f}{i}$).
- l_f : Longueur de flambement. $l_f = 0.7 \times l_0$ avec : $l_0 = 3.06$
- i : Rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{A}}$).
- I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement ($I = \frac{hb^3}{12}$).
- B : Surface de la section du béton ($B = a \times b$).
- λ_b : Coefficient de sécurité pour le béton

Chapitre 3 : Etude des éléments secondaires

($\lambda_b=1,50$).....situation durable.

- λ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\lambda_s=1,15$).....situation durable.
- f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e=400\text{MPa}$).
- f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28}=25\text{MPa}$).
- A_s : Section d'acier comprimée. On prend $A_s= 0.1\% \times Br$. Selon le « Le RPA 99 version 2003 [2] ».....Zone I

Donc :

$$Br \geq \frac{Nu}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \times \lambda_b} + \frac{0.1 \times f_e}{100 \times \lambda_s} \right)}$$

- Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie : $Br = (a-0,02)(b-0,02)$

$$Br \geq Br_{cal} = \frac{Nu}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \times \lambda_b} + \frac{0.1 \times f_e}{100 \times \lambda_s} \right)}$$

Il faut vérifier que :

Tableau 2. 7: Résultats de la vérification au flambement.

Etage	$N_u(\text{KN})$	$i(\text{m})$	λ	$\lambda \leq 50$	α	$Br(\text{m}^2)$	$Br_{cal}(\text{m}^2)$	$Br \geq Br_{cal}$
5	227.11	0.10	21.42	Vérifiée	0.79	0.11	0.006	Vérifiée
4	441.66	0.10	21.42	Vérifiée	0.79	0.11	0.010	Vérifiée
3	651.83	0.10	21.42	Vérifiée	0.79	0.11	0.0169	Vérifiée
2	852.84	0.10	21.42	Vérifiée	0.79	0.11	0.0230	Vérifiée
1	1049.486	0.10	21.42	Vérifiée	0.79	0.11	0.031	Vérifiée
RDC	1241.75	0.11	19.47	Vérifiée	0.80	0.14	0.0405	Vérifiée

- **Vérification vis à vis du RPA 99/Version 2003[2] :**

RDC :

Min (a;b) =40cm ≥25cm.....condition vérifiée

Min (a ;b) =40cm > $\frac{he}{20} = \frac{306}{20} = 15.3$ condition vérifiée

$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4$ 0,25<1<4 condition vérifiée

Étages courantes :

Min (a ;b) =35cm ≥25cm.....condition vérifiée

Min (a ;b) =35cm > $\frac{he}{20} = \frac{306}{20} = 15.3$ condition vérifiée

$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4$ 0,25<1<4..... condition vérifiée

Toutes les exigences réglementaires sont satisfaites, on adopte les dimensions suivantes :

Niveau	Dimension de poteau (cm ²)
RDC	45x45
1 etage	45x45
2 etage	45x45
3 etage	40x40
4 etage	40x40
5 etage	40x40

2.6 Pré dimensionnement du voile :

Les voiles d'une part sont des éléments qui résistent aux charges horizontales, dues au vent et au séisme .et d'autre part reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

Les voiles considérer comme des éléments satisfaisant la condition suivante de RPA99V2003[2] :

$$L \geq 4a$$

Telle que :

L : longueur du voile.

a: épaisseurs minimale du voile (a min =15cm).

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

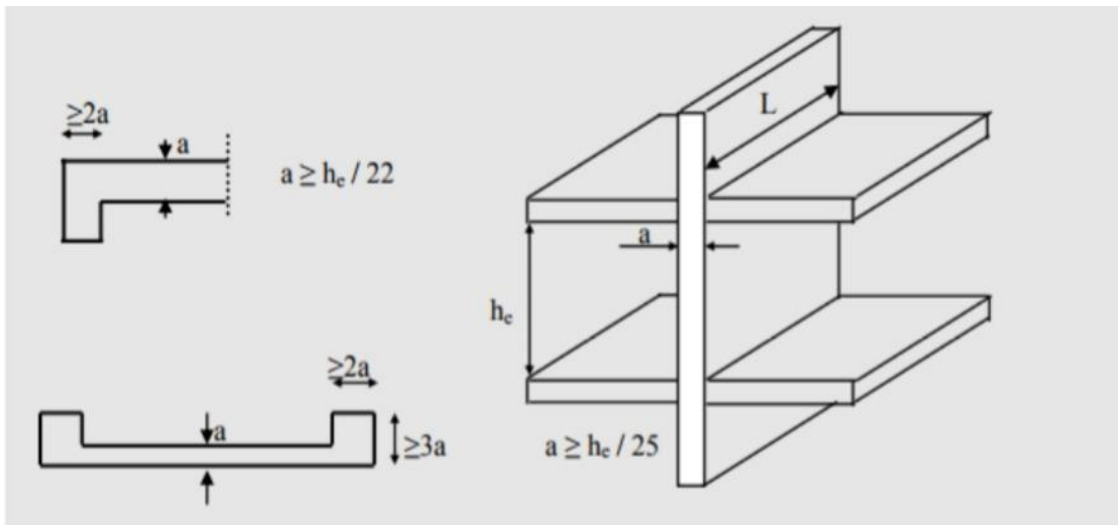


Figure 2. 7:Pré dimensionnement des voiles [2].

$$a \geq (h_e/25 ; h_e/22).$$

$$h_e = 306 - 40 = 266\text{cm}$$

$$h_e(\text{RDC})=h_e(\text{étage})$$

$$\frac{h_e}{25} = \frac{266}{25} = 10.64$$

$$\frac{h_e}{22} = \frac{266}{22} = 12.09$$

$$a \geq (10.64 \text{ cm} ; 12.09\text{cm} ; 15\text{cm}).$$

Donc l'épaisseur des voiles des contreventements et des voiles périphériques : $a = 20 \text{ cm}$

Conclusion :

Le pré dimensionnement que nous avons effectué sur les éléments structuraux a pour but d'assurer la résistance, la stabilité et l'économie de la structure tout en respectant les règles de RPA99/version2003et les différents critères.

2. Chapitre 3 Etude des éléments secondaires

3.1. Etude d'escalier :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une suite régulière de marches permettant le passage entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie.

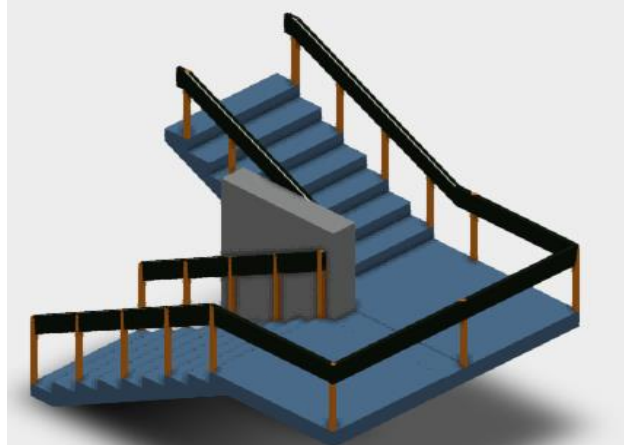


Figure 3. 1 : Les différentes caractéristiques d'un escalier.

3.1.1 Dimension de l'escalier :

Les escaliers de notre projet sont à deux volées droites avec un palier de repos.

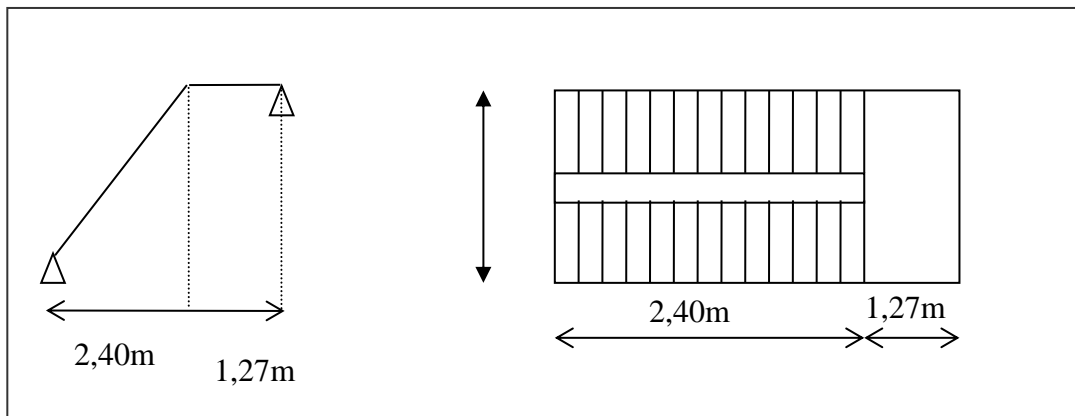


Figure 3. 2 :Escalier à 2volées.

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

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

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

Privilégiez un giron de 30cm et une hauteur de 17 cm pour plus de confort.

On obtient :

$g = 30\text{cm}$

$h = 17\text{cm}$

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

➤ **Nombre de contre marche :**

$$n = \frac{H}{h} \Rightarrow n = \frac{306}{17} = 18$$

Pour chaque volée :

• **Nombre de contre marche :**

$$n = \frac{H}{h} \Rightarrow n = \frac{153}{17} = 9$$

• **Nombre des marches :**

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

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

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

➤ **L'inclinaison des paillasses :**

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{H}{L}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{1.53}{240}\right)$$

donc $\alpha = 32.51^\circ$

Longueur de pailleasse :

$$\sin\alpha = \frac{H}{L}$$

$$L_p = \frac{H}{\sin\alpha} = \frac{1.53}{\sin 32.51} = 2.84 \text{ m}$$

Epaisseurs de pailleasse et palier :

$$\frac{L_p}{30} \leq e \leq \frac{L_p}{20}$$

$$\frac{284}{30} \leq e \leq \frac{284}{20}$$

$$9.46 \text{ cm} \leq e \leq 14.22 \text{ cm}$$

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

3.1.2 Evaluation des charges et surcharge: DTR (B.C2.2) [3]

Evaluation des charges :

1. Le palier :

Tableau 3. 1: Charge du palier.

Désignation	Epaisseur	Masse volumiques (KN/m ³)	Charge permanente (KN /m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
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

$G = 5.11 \text{ KN/m}^2$

$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

Paillasse :

Tableau 3. 2: Charge du paillasse.

Désignation	Ep (m)	Masse volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage horizontal	0.02	20	0.40
Mortier de pose horizontal	0.02	20	0.40
Carrelage vertical	0.02	20h/g	0.23
Mortier de pose vertical	0.02	20 h/g	0.23
Poids propre du contre marche	0.17/2	25	2.125
Enduit en plâtre	0.02	10/cos α	0.237
Poids propre de paillasse	0.15	25/cos α	4.44

$G=8.06\text{KN/m}^2$

$Q=2.5\text{KN/m}^2$

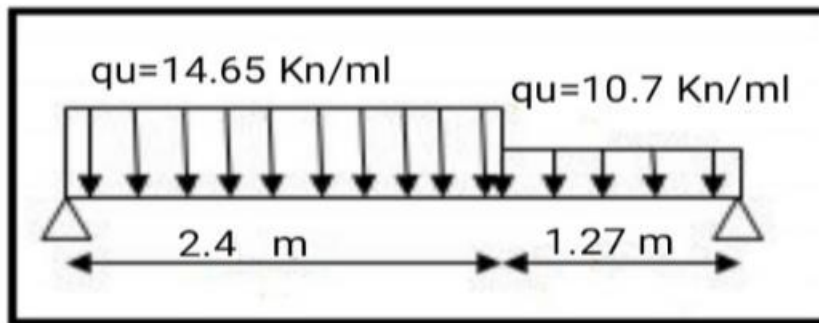
3.1.3 Combinaisons d'action :

Tableau 3. 3: Combinaison d'action

Combinaison d'action	Palier (KN/m ²)	La Paillasse (KN/m ²)
ELU	10.70	14.65
ELS	7.65	10.58

3.1.4 Ferrailage des escaliers :

3.1.4.1 Détermination des efforts internes :



❖ ELU :

$$\sum Fv = 0 \quad RA + RB - (10,7 \times 1,27) - (14,65 \times 2,40) = 0$$

$$RA + RB = 48,74 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = (10,7 \times 1,27 \times 3,06) + (14,65 \times 2,40 \times 1,21) - RB \times 3,7$$

$$RB = 22,73 \text{ KN} ; RA = 26,01 \text{ KN}$$

➤ Les moments fléchissant et les efforts tranchants :

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

$$M(x) = RA \times x - 14,65 \times \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0 \text{ KN. m}$$

$$M(2,4) = 20,68 \text{ KN. m}$$

$$T(x) = RA - 14,65 \times x$$

$$T(0) = 26,01 \text{ KN. m}$$

$$T(2,4) = -9,29 \text{ KN. m}$$

$$M_{max} \text{ Si } T(x)=0 \text{ donc : } x = \frac{26,01}{14,65} = 1,79 \text{ m}$$

$$M_{max} = 23,62 \text{ KN.m}$$

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

$$M(x) = RA \times x - 14,65 \times 2,4 \times \left(x - \frac{2,4}{2}\right) - 10,7 \times \frac{(x-2,4)(x-2,4)}{2}$$

$$M(2,4) = 20,67 \text{ KN. m}$$

$$M(3,7) = 0,253 \text{ KN. m} = 0$$

$$T(x) = RA - 14,65 \times 2,4 - 10,7 \times (x - 2,4)$$

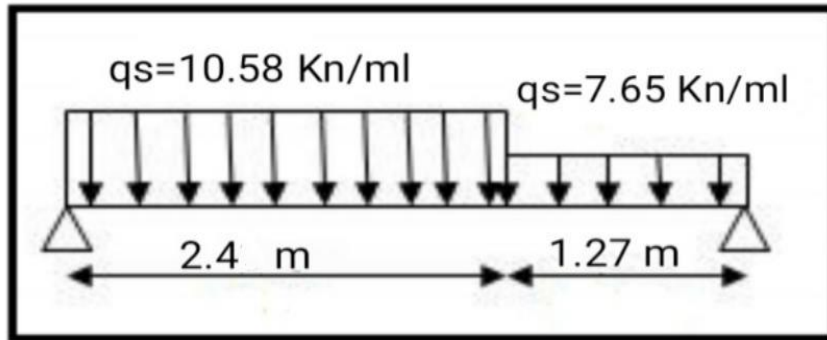
$$T(2,4) = -9,29 \text{ KN. m}$$

$$T(3,7) = -22,87 \text{ KN. m}$$

$$M_{max} \text{ Si } T(x)=0 \text{ donc : } x = \frac{16,71}{10,7} = 1,56 \text{ m}$$

$$M_{max} = 24,71 \text{ KN.m}$$

❖ ELS :



$$\sum Fv = 0 \quad RA + RB - (7,65 \times 1,27) - (10,58 \times 2,4) = 0$$

$$RA + RB = 35,42 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = (7,65 \times 1,27 \times 3,06) + (10,58 \times 2,4 \times 1,21) - RB \times 3,7$$

$$RB = 16,44 \text{ KN} ; RA = 18,98 \text{ KN}$$

➤ Les moments fléchissant et les efforts tranchants :

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

$$M(x) = RA \times x - 10,58 \times \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0 \text{ KN. m}$$

$$M(2,4) = 14,88 \text{ KN. m}$$

$$T(x) = RA - 10,58 \times x$$

$$T(0) = 18,98 \text{ KN. m}$$

$$T(2,4) = -6,72 \text{ KN. m}$$

$$M_{max} \text{ Si } T(x)=0 \text{ donc : } x = \frac{18,98}{10,58} = 1,79 \text{ m}$$

$$M_{max} = 17,02 \text{ KN.m}$$

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

$$M(x) = RA \times x - 10,58 \times 2,4 \times (x - \frac{2,4}{2}) - 7,65 \times \frac{(x-2,4)^2}{2}$$

$$M(2,4) = 14,88 \text{ KN. m}$$

$$M(3,7) = 0,16 \text{ KN. m} = 0$$

$$T(x) = RA - 10,58 \times 2,4 - 7,65 \times (x - 2,4)$$

$$T(2,4) = -6,72 \text{ KN. m}$$

$$T(3,7) = -17,41 \text{ KN. m}$$

$$M_{max} \text{ Si } T(x)=0 \text{ donc : } x = \frac{11,86}{7,65} = 1,55 \text{ m}$$

$M_{max} = 17,84 \text{ KN.m}$

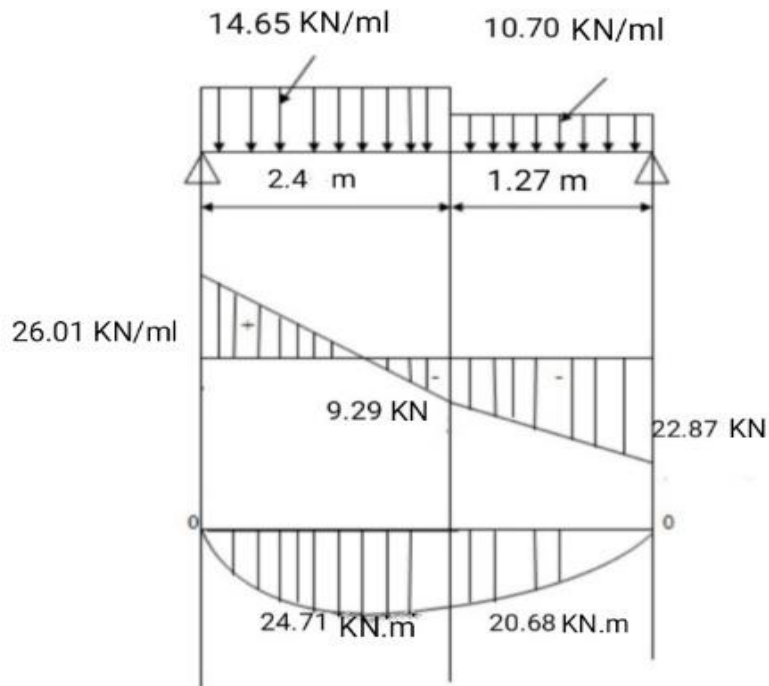


Figure 3. 3: Diagramme des efforts internes à ELU

Moment en appui : $0,3 * M_{max} = 0,3 * 24,71 = 7,41 \text{ KN.m}$

Moment en travée : $0,85 * M_{max} = 0,85 * 24,71 = 21,003 \text{ KN.m}$

$T_{max} = 26.01 \text{ KN}$

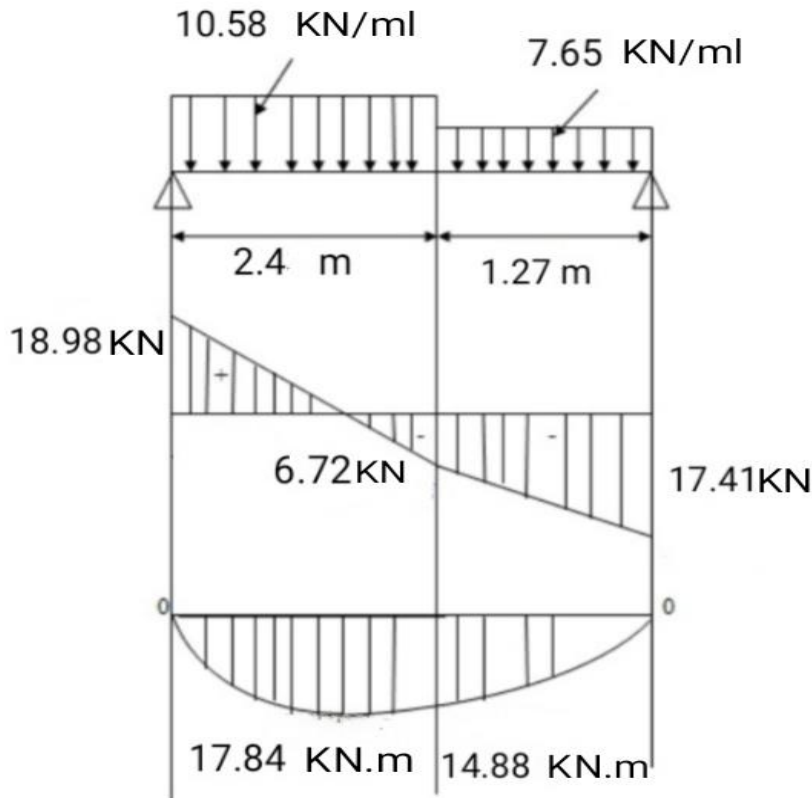


Figure 3. 4: Diagramme des efforts internes à ELS

Moment en appui : $0.3 * M_{max} = 0.3 * 17.84 = 5.35 \text{ KN.m}$

Moment en travée : $0.85 * M_{max} = 0.85 * 17.84 = 15.16 \text{ KN.m}$

Ferraillage d'escalier à ELU :

Calcul des armatures longitudinales :

➤ Ferraillage sur travée :

$M_r = 21.003 \text{ KN.m}$

$$f_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{1.5} = \frac{0.85 * 25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{21.003 * 10^{-3}}{0.135^2 * 1 * 14.17}$$

$\mu_u = 0.08 \leq \mu_r = 0.392$ condition vérifiée

Avec : $b = 1 \text{ m}$, $h = 0.15$, $d = 0.135 \text{ m}$, $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $f_e = 400 \text{ MPa}$

Donc, les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0$) la section est à simple armature

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

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

$$\alpha = 0.1043$$

$$z = d(1 - 0.4 * \alpha) = 0.135(1 - 0.4 * 0.1043)$$

$$z = 0.1293 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{M_{tmax}}{Z \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_{st} \geq \frac{0.021003}{0.129 \cdot 347.83} = 4.68 \text{ cm}^2$$

On prend : 6T12=6.79 cm²

➤ **En appui :**

$$M_{u(\text{appui})} = 0.3 \cdot 24.71 = 7.41 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{umax}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7.41 \cdot 10^{-3}}{0.135^2 \cdot 1 \cdot 14.17}$$

$$\mu_u = 0.028 \leq \mu_r = 0.392 \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc, les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc}=0$) la section est à simple armature

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.028})$$

$$\alpha = 0.035$$

$$z = d(1 - 0.4 \cdot \alpha) = 0.135(1 - 0.4 \cdot 0.035)$$

$$z = 0.133 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{M_{umax}}{Z \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_{st} \geq \frac{0.00741}{0.133 \cdot 347.83} = 1.60 \text{ cm}^2$$

On prend : 3T12=3.39cm²

Choix des armatures et les espacements :

Armatures longitudinales :

➤ **La condition de non fragilité :**

$$A_{min} \geq \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{fe} = \frac{0.23 \cdot 1 \cdot 0.135 \cdot 2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

➤ **espacements des armatures : BAEL91 [1]:**

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

$$S_t = \frac{100}{6} = 16.67 \text{ cm} \leq \min(45, 33 \text{ cm}) \quad \text{condition vérifiée}$$

On prend : $S_t = 17 \text{ cm}$

- **Tableau récapitulatif :**

Tableau 3.4 : armatures longitudinales et espacements adoptés

Position	Ast (cm ²)	Espacements (cm)
Travée	6T12=6.79cm ²	17
Appui	3T12=3.39cm ²	30

➤ **Armatures de répartitions :BAEL91[1] :**

La quantité d'armatures de répartitions dans le cas ou il ya que des charges réparties est au moins égale à $\frac{A_{st}}{4}$:

- **En travée :** $A_r = \frac{6.79}{4} = 1.69 \text{ cm}^2$

On prend $A_r=3T12=3.39\text{cm}^2$

En appui : $A_r = \frac{3.39}{4} = 0.8475 \text{ cm}^2$

On prend $A_r=3T12=3.39\text{cm}^2$

➤ **ELS :**

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

$$\sigma_{bc} = \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

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

On a : $b= 1\text{m}$, $h= 0.15\text{m}$, $d=0.135\text{m}$, $d'=0.015\text{m}$, $f_e= 400\text{Mpa}$

$n=15$. Avec. n : est le coefficient d'équivalence

En travée :

➤ **Position de l'axe neutre :**

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

$$\frac{100 \cdot x^2}{2} - 15 \cdot 6.79(13.5 - x) = 0$$

$$50x^2 - 101.85(13.5 - x) = 0$$

$$50x^2 + 101.85x - 1374.97 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 534.197$$

$$X = 4.32 \leq h_0 = 5 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ **Moment d'inertie :**

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

$$I = \frac{100 \cdot 4.32^3}{3} + 15 \cdot 6.79(13.5 - 4.32)^2$$

$$I = 11270.55 \text{ cm}^4$$

➤ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M \cdot x}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.01516 \cdot 0.0432}{0.00001127055} = 5.81 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_c = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.81 \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{condition vérifiée}$$

En appui :

➤ **Position de l'axe neutre :**

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

$$\frac{100 \cdot x^2}{2} - 15 \cdot 3.39(13.5 - x) = 0$$

$$50x^2 - 50.85 \cdot (13.5 - x) = 0$$

$$50x^2 + 50.85x - 686.475 = 0$$

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

$$X = 3.23 \text{ cm} \leq h_0 = 5 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ **Moment d'inertie :**

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

$$I = \frac{100 \cdot 3.23^3}{3} + 15 \cdot 3.39(13.5 - 3.23)^2$$

$$I = 6486.56 \text{ cm}^4$$

➤ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{MS \cdot x}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.00535 \cdot 0.0323}{0.0000648656} = 2.66 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 5.81 \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{condition vérifié}$$

➤ **Vérification au cisaillement :**

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

Vérification à ELU :

V_u : l'effort tranchant à ELU :

$$V_{u\max} = 26.01 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \cdot b} = \frac{0.02631}{1 \cdot 0.135} = 0.1948 \text{ Mpa}$$

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

$$\tau_u = 0.1948 < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{CV}$$

➤ **schémas de ferrailage :**

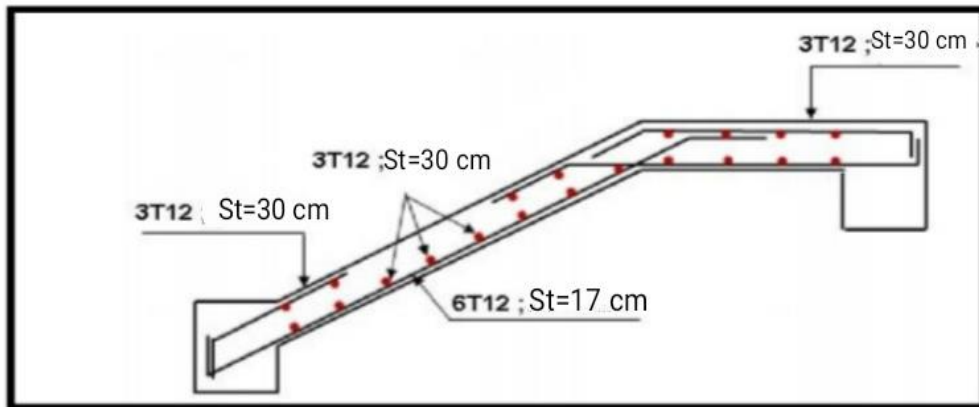


Figure 3. 5: Ferrailage d'escalier

3.1.5 Etude de la Poutre palière :

La poutre palière sert d'encastrement au palier, elle est sollicitée en flexion simple et à la torsion.

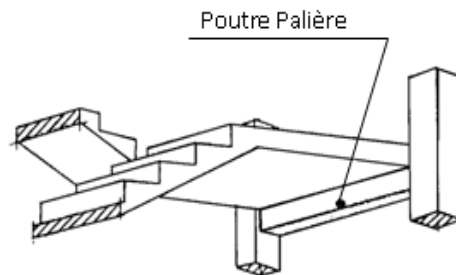


Figure 3. 6: La poutre palière.

3.1.5.1 Prédimensionnement :

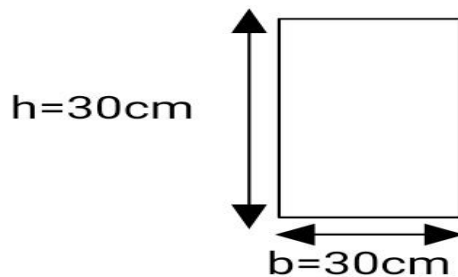
La poutre palière est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le BAEL [1] et vérifié en considérant le RPA 99/version 2003 [2].

➤ Selon le BAEL 91 [1] à partir de la condition de la flèche

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

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{270}{15} \leq h \leq \frac{270}{10} \rightarrow 18 \leq h \leq 27$$

on prend **h = 30cm**



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

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \rightarrow 0,3 * 30 \leq b \leq 0,7 * 30$$

$$9 \leq b \leq 21 \text{ on prend } b = 30cm$$

➤ Selon le RPA99/ version 2003 [2] :

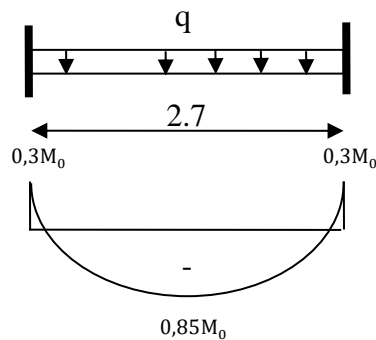
$$b \geq 25cm \rightarrow 30cm \geq 25cm \dots \dots \dots CV$$

$$h \geq 30cm \rightarrow 30cm \geq 30cm \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{h}{b} < 4 \rightarrow 1 < 4 \dots \dots \dots CV$$

Donc on choisit une section de la poutre palière **(30 × 30)cm²**

3.1.5.2 Calcul à la flexion simple :



➤ **Les charges revenant sur la poutre**

• **Pp de la poutre :**

$$G1 = 0,30 \times 0,30 \times 25 = 2,25 \text{ KN/m}$$

• **Poids propre du mur double parois :**

$$G2 = h \times G_{paroi} = \frac{(3,06-0,4)}{2} * 2,97 = 3,95 \text{ KN/m}$$

➤ **Combinaison des charges :**

❖ **ELU :**

$$q_u = 1,35(G_1 + G_2) + R_B = 1,35(2,25 + 3,95) + 22,73 = 31,25 \text{ KN/ml}$$

❖ **ELS :**

$$q_s = (G_1 + G_2) + R_B = (2,25 + 3,95) + 16,44 = 22,64 \text{ KN/ml}$$

➤ **Les moments fléchissant et efforts tranchants par calcul :**

❖ **ELU :**

• **moment isostatique :**

$$M_o = q_u \cdot \frac{l^2}{8} = \frac{31,25 \cdot 2,7^2}{8} = 28,47 \text{ KN.m}$$

• **moment en travée :**

$$M_t = 0,85 \cdot M_o = 0,85 \times 28,47 = 24,19 \text{ KN.m}$$

• **moment sur appui :**

$$M_a = 0,3 \cdot M_o = 0,3 \times 28,47 = 8,54 \text{ KN.m}$$

❖ **ELS :**

• **moment isostatique :**

$$M_o = q_s \cdot \frac{l^2}{8} = \frac{22,64 \cdot 2,7^2}{8} = 20,63 \text{ KN.m}$$

• **moment en travée :**

$$M_t = 0,85 \cdot M_o = 0,85 \times 20,63 = 17,53 \text{ KN.m}$$

• **moment sur appui :**

$$M_a = 0,3 \cdot M_o = 0,3 \times 20,63 = 6,18 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul de ferrailage :**

❖ **ELU :**

$$h = 0,3 \text{ m} ; b = 0,3 \text{ m} ; d = h - c = 27 \text{ cm} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

• **En travée :**

La section à ferrailé $(30 \times 30) \text{ cm}^2$ avec $d = 28 \text{ cm}$

$$M_{tu} = 24,19 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = 0,85 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ Mpa}$$

$$\mu_\mu = \frac{M_{tu}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{24,19 \cdot 10^{-3}}{0,3 \cdot 0,27^2 \cdot 14,17} = 0,078$$

$$\mu_\mu = 0,078 \leq \mu_r = 0,392 \text{ (FeE 400)}$$

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

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_\mu}) \rightarrow 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,078)})$$

$$\alpha = 0,101$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,27(1 - 0,4 \times 0,101) = 0,259 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{tu \max}}{Z \sigma_{st}} = \frac{24,19 \cdot 10^{-3}}{0,259 \cdot 347,82} = 2,68 \text{ cm}^2$$

On choisit **3T14=4,62 cm²**

• **En appui :**

$$\mu_\mu = \frac{M_{tu}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{8,54 \cdot 10^{-3}}{0,3 \cdot 0,27^2 \cdot 14,17} = 0,027$$

$$\mu_{\mu} = 0,027 \leq \mu_r = 0,392 \text{ (FeE 400)}$$

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

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{\mu}}) \rightarrow 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,027)})$$

$$\alpha = 0,034$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,27(1 - 0,4 \times 0,034) = 0,266 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{tu \max}}{z\sigma_{st}} = \frac{8,54 \cdot 10^{-3}}{0,266 \cdot 347,82} = 0,923 \text{ cm}^2$$

On choisit **3T12=3,39cm²**

➤ **Condition de non fragilité.**

$$A_{st} \geq \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,3 \times 0,27 \times 2,1}{400}$$

$$A_{st} \geq 0,9 \text{ cm}^2 \quad CV$$

◆ **ELS :**

• **En travée :**

$$M_{s \max} = 17,53 \text{ KN.m}$$

➤ **Position de l'axe neutre**

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

$$I = \frac{30 \cdot x^2}{2} - 15 \cdot 4,62(27 - x)$$

$$15x^2 + 69,3x - 1871,1 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 342,15$$

$$x = 9,09 \text{ cm}$$

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

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

$$I = \frac{30 \cdot 9,09^3}{3} + 15 \cdot 4,62(27 - 9,09)^2$$

$$I = 29740,12 \text{ cm}^4$$

➤ **Contrainte maximale dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = M_s \cdot \frac{x}{I} = \frac{0,01753 \cdot 0,0909}{0,0002974012}$$

$$\sigma_{bc} = 5,35 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 18 \text{ Mpa}$$

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

• **En appui :**

$$M_{s \max} = 6,18 \text{ KN.m}$$

➤ **Position de l'axe neutre**

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

$$I = \frac{30 \cdot x^2}{2} - 15 \cdot 3,39(27 - x)$$

$$15x^2 + 50,85x - 1372,95 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 291,48$$

$$x = 8,02 \text{ cm}$$

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

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

$$I = \frac{30 \cdot 8,02^3}{3} + 15 \cdot 3,39(27 - 8,02)^2$$

$$I = 23476,72 \text{ cm}^4$$

➤ **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 :**

$$\sigma_{bc} = M_s \cdot \frac{x}{I} = \frac{0,00618 \cdot 0,0802}{0,0002347672}$$

$$\sigma_{bc} = 2,11 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 18 \text{ Mpa}$$

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

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = 42,15 \cdot \frac{10^{-3}}{270 \cdot 300} = 0,520 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec } V_u = q_u \cdot L/2 = 31,25 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{2,7}{2} = 42,18$$

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

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

➤ **Armatures transversales :**

$$\varnothing_t \leq \min(\varnothing_1 ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10}) \text{ cm} = \min(\varnothing ; \frac{300}{35} ; \frac{300}{10}) \text{ cm}$$

$$\varnothing_t = \min(14 ; 8,57 ; 30)$$

$$\text{On prend : } \varnothing_t = 8 \text{ mm}$$

➤ **Calcul de l'espacement :**

D'après le RPA 99 version 2003[2] :

➤ **Zone Nodale**

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

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

$$\text{On prend } S_t = 7 \text{ cm}$$

➤ **Zone courante :**

$$S_t \leq h/2 = 30/2$$

$$\text{On prend } S_t = 15 \text{ cm} \text{ on prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

D'après le BAEL 91 [1] on doit vérifier les 3 conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{30}{270} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,111 \geq 0,0625 \text{ CV}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{16 M_o} \rightarrow 0,111 \geq \frac{17,53}{16 \cdot 20,63} \rightarrow 0,111 \geq 0,0531 \text{ CV}$$

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{3,39}{30 \cdot 27} \leq \frac{4,2}{400} \rightarrow 0,0041 \leq 0,0105 \quad CV$$

➤ **Ancrages des armatures tendues :**

• **La longueur de scellement :**

$L_s = f_e \varnothing / (r_s' \times Li)$. Avec. $\tau_s' = 0,6(\Psi)^2 * ftj$ avec ($\Psi = 15$ acier Ha)

$r_s' = 0,6 \times (1,5)^2 * 2,1 = 2,835 Mpa$

$L_s = f_e \varnothing / (r_s' \times Li) = \frac{1,4 \cdot 400}{2,835 \cdot 4} = 49,38 cm$ on prend **$L_s = 500 mm$**

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

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

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

$L_2 = d - (c + \varnothing/2 + r) = 27 - (3 + 0,7 + 7,7) = 15,6 cm.$

$L_1 = (L_s - 2,17r - L_2) / 1,83 = 96,6 \rightarrow 97 mm$

$L \geq 15,6 + 7,7 + 1,4/2 = 24 cm.$ $L = 24 cm$

3.1.5.3 Calcul de la poutre palière à la torsion :

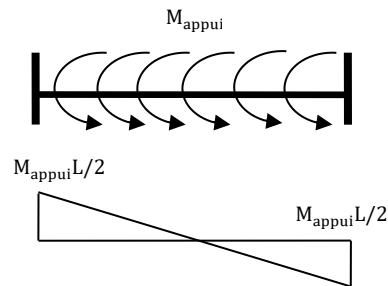


Figure 3. 7: Schéma statique de la poutre palière à la torsion.

Le moment de torsion est : $M_t = \frac{M_a \times L}{2} = \frac{7,41 \times 2,7}{2} = 10 \text{ KN. m}$

○ **Vérification de la contrainte de cisaillement:**

Pour une section pleine:

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 \leq \tau_u^2 \text{ limite}$$

1)contraint de cisaillement dû à la torsion :

$$\tau_t = \frac{M_t}{2 \times \Omega \times e}$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section équivalente

Dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le

Contour extérieur.

M_t : Moment de torsion.

$$e = (a/6) = (b/6) = 5cm$$

Ω : Aire du contour à mi- épaisseur.

$$\Omega = (h - e) \times (b - e) = (30 - 5) \times (30 - 5) = 625\text{cm}^2$$

○ **D'après le B.A.E.L :**

$$\tau_t = \frac{M_t}{2 \times \Omega \times e} = \frac{10 \times 10^6}{2 \times 62500 \times 50} = 1,6\text{MPa}$$

$$\tau_{ul} = \min\left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 3,33\text{MPa}$$

2) contraintes de cisaillement due a l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} = \frac{42.18 \times 10^3}{270 \times 300} = 0,52\text{MPa}$$

Résistance en torsion et flexion :

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 \leq \tau_u^2 \text{ limite}$$

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 = (0.52)^2 + (1.6)^2 = 2.83\text{Mpa}$$

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 = 2.83 \text{ MPa} < 10.00\text{MPa}$$

Condition vérifiée.

➤ **Calcul les armatures :**

a. Les Armatures longitudinales :

$$\frac{A_1 \times f_e}{\mu \times \gamma_s} = \frac{M_t}{2 \times \Omega} \Rightarrow A_t = \frac{\mu \times M_t}{2 \times \Omega \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

μ : Périmètre de l'aire Ω de la section efficace.

$$\mu = 2((h - e) + (b - e)) = 2((30 - 5) + (30 - 5)) = 100\text{cm}$$

$$A_t = \frac{1000 \times 10 \times 10^6}{2 \times 62500 \times \frac{400}{1,15}} = 2,3 \text{ cm}^2$$

b.les armatures transversales dues à la torsion :

$$A_2 = \frac{S_t M_t}{2 \times \Omega \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{150 \times 10 \times 10^6}{2 \times 62500 \times \frac{400}{1,15}} = 0,35\text{cm}^2$$

▪ **Choix des armatures :**

❖ **Justification et disposition des Armatures longitudinales :**

les armatures longitudinales calculées à la torsion doivent être ajoutée à celle calculées en flexion.

a. Armature longitudinale :

• **En Travée :**

$$A_l = A_{fle} + A_{tor} = 4.62 + 2,3 = 6.92 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4T12 + 4T10 = 7.66cm²**

• **En Appuis :**

$$A_l = A_{fle} + A_{tor} = 3.39 + 2,3 = 5.69\text{cm}^2$$

On adopte : **2T14 + 4T10 = 6.22cm²**

b. Armatures transversales :

$$A_t = A_1 + A_2 = (1,13 + 0,35) = 1,48\text{cm}^2$$

On adopte : **4T8 = 2,01cm²**

3.1.5.4 Schémas de ferrailage :

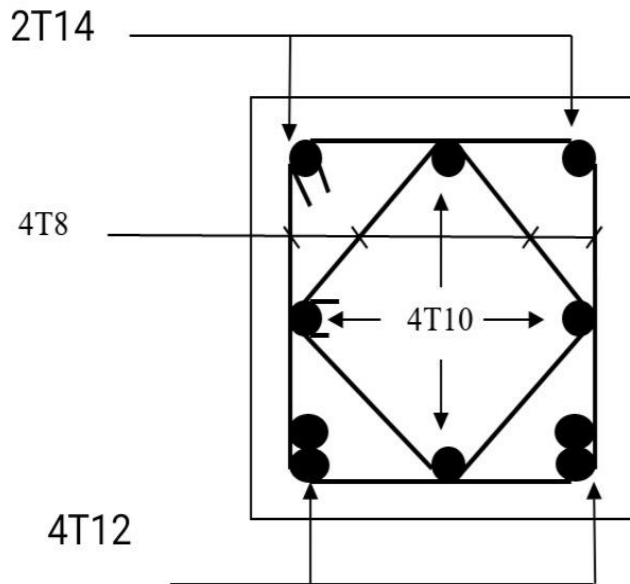


Figure 3. 8: Schémas de ferrailage de la poutre palière

3.1.6 Etude des balcons

Les balcons sont constitués d'une dalle pleine encastrée d'un bord et libre d'un autre, l'étude des balcons sera en flexion simple d'une épaisseur de 15 cm.

Détermination des efforts

Tableau 3. 5: Descente de charge de la dalle pleine

Désignation	Epaisseur	Masse volumiques (KN/m ³)	Charge permanente (KN /m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Couche de sable	0.03	17	0.51
Dalle en béton armé	0.15	25	3.75
Enduit en ciment	0.02	10	0.20

- Charges permanentes : $G_1 = 5,3 \text{ KN/ m}^2$
- Surcharges sur le balcon : $Q_1 = 3,5 \text{ KN/ m}^2$
- Surcharges dus à la main courante : $Q_2 = 1 \text{ KN/ m}^2$
- Charges de garde-corps (en métallique) : $G_2 = 0.15 \text{ KN/ m}^2$

3.1.6.1 Combinaisons de charges

✓ L'état limite ultime (ELU)

$$P_u = 1.35 \times G_1 + 1.5 \times Q_1 = 1.35 \times 5.3 + 1.5 \times 3.5 = 12.405 \text{ KN/ml}$$

$$P = 1.35 \times G_2 = 1.35 \times 0.15 = 0.2 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 1.5 \times Q_2 = 1.5 \times 1.00 = 1.50 \text{ KN/ml}$$

✓ L'état limite de service (ELS) :

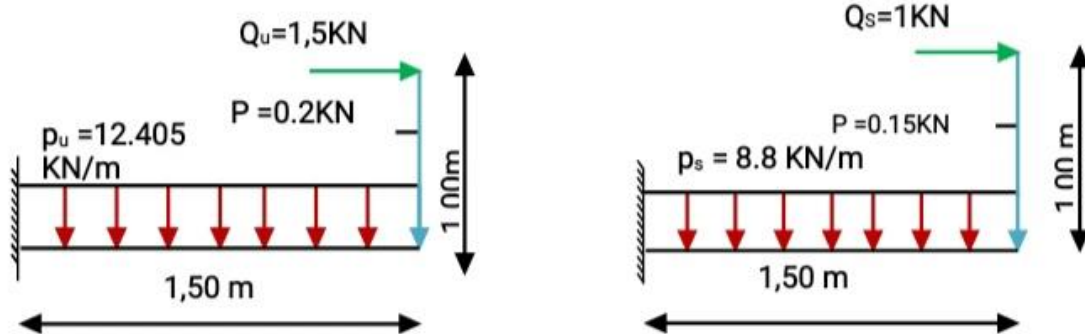
$$p_s = G_1 + Q_1 = 5,3 + 3,5 = 8,8 \text{ KN/ml}$$

$$P = G_2 = 0.15 \text{ KN/ml}$$

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

Schéma statique de calcul ELU.

ELS



3.1.6.2 Ferrailage de balcon

Le calcul de ferrailage du balcon se fait en flexion simple pour une bande de 1m.
Armatures principales

Les données

$$h = 15 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 0.9 = 13,5 \text{ cm} ; \sigma_{st} = 347,82 \text{ MPa} ;$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; F_{bu} = 14,17 \text{ MPa}.$$

- Calcul du moment réduit « μ_μ »

$$\mu_\mu = \frac{M_{tu}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{14,25 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,135^2 \cdot 14,17} = 0,055$$

As=0. Section simplement armée

Calcul de As

$$A_{st} = \frac{M_{tu \max}}{Z \sigma_{st}}$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,135(1 - 0,4 \times 0,055) = 0,259 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{tu \max}}{Z \sigma_{st}} = \frac{14,25 \cdot 10^{-3}}{0,130 \cdot 347,82} = 2,68 \text{ cm}^2$$

On choisit **4T12=4,52cm²**. Avec $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

- Armatures de répartition

$$A_r = A_s / 4 = 4,52 / 4 = 1,13 \text{ cm}^2$$

On adopte : $4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$. Avec. $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

• **Vérifications**

A l'ELU

• **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} \geq \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \cdot 1 \cdot 0.135 \cdot 2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$A_s = 4.52 \leq A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

• **Contrainte d'adhérence**

$\tau_{sc} = 1.5 \cdot x f_{t28} = 3.15 \text{ MPA}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{0.9 \cdot d \cdot U} = \frac{0.01508}{0.9 \cdot 0.135 \cdot 0.150} = 0.823 \text{ Mpa} \leq 3.15 \text{ MPA} \dots \dots \dots CV$$

$V_u = n \cdot \pi \cdot \phi \cdot 4 \cdot 3.14 \cdot 12 = 150.08 \text{ mm}$

Cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \cdot b} = \frac{0.01508}{1 \cdot 0.135} = 0.111 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA}$$

Avec $\bar{\tau}_u = \min(0.15 f_{c28} / 1.5 ; 4) \text{ MPA} = 2.5 \text{ MPA}$

• **Disposition des armatures**

Longitudinales

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

$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ condition vérifiée.

Répartitions

$S_t = \min(4h ; 45 \text{ cm}) = \min(60 ; 45) = 45 \text{ cm}$

$S_t = 25 < 45 \text{ cm}$ condition vérifiée.

❖ **ELS :**

Vérification de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M \cdot y}{I}$$

$$I = \frac{b y^2}{2} - n A_{sc} (y - d') - n A_{st} (d - y) \quad \text{avec } n = 15$$

n : est le coefficient d'équivalence

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

$$Y = 15 \frac{4.52}{100} + \left[\sqrt{1 + \frac{100(13.5 \cdot 4.52)}{7.5(4.52)^2}} - 1 \right] = 3.65 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100 \cdot 3.65^3}{3} + 15 \cdot 4.52 (13.5 - 3.65)^2 = 8199.03 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes maximales dans l'acier :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e ; 0 \cdot \sqrt{n f_{tj}})\right)$$

$\bar{\sigma}_s = \min(266.67 ; \max(200 ; 201.63)) = 201.63 \text{ MPA}$

$$\sigma_s = n \cdot \frac{M}{I} (d - y) = 117.42 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_s$$

• **➤ Vérification de la flèche :**

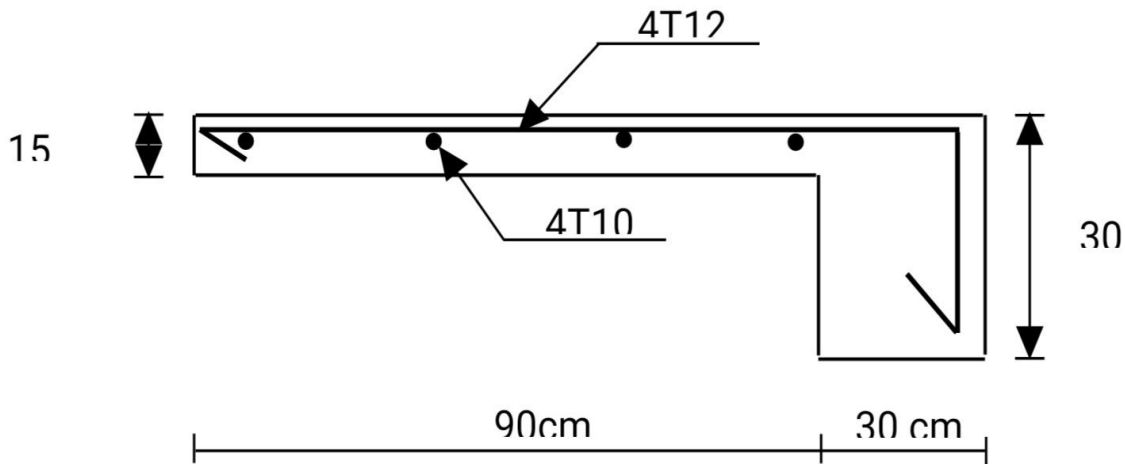
D'après le **BAEL 91 [1]** on doit vérifier les 3 conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \rightarrow \quad 0.125 \geq 0.0625 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{16 M_0} \rightarrow 0,125 \geq 0,1 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow 3,348 \cdot 10^{-3} \leq 0,01 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Figure 3. 9: Ferrailage de balcon



3.1.7 Etude de l'Acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité situé au niveau de la terrasse et considéré comme une console encastree au niveau du plancher terrasse.

➤ **Pré dimensionnement de l'Acrotère :**

Hauteur $h = 60 \text{ cm}$
 Epaisseur $e_p = 10 \text{ cm}$

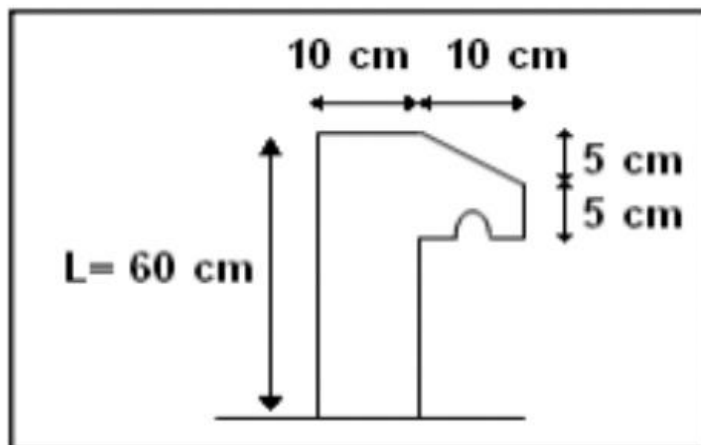


Figure 3. 10: Schéma de l'acrotère

L'acrotère est fait en béton armé. Pour 1 mètre de longueur, on a :

$$S = (0,1 \times 0,6) + (0,05 \times 0,1)/2 + (0,05 \times 0,1) = 0,0675 \text{ m}^2$$

La charge due à l'acrotère :

$$G = 0,0675 \times 25 = 1,6875 \text{ KN/ml}$$

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) [2]**

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.*

$F_p = 0,54$ KN/mL

Tableau 3. 6: Les charges de l'acrotère

3.1.7.1 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 3. 7 : évaluation des sollicitations

$N_u = 1,35 G$ (kN)	2,278
$V_u = 1,5 Q$ (kN)	1,5
$M_u = 1,5 Q * h$ (kN.m)	0,9
$N_s = G$ (kN)	1,6875
$T_s = Q$ (kN)	1
$M_s = Q * h$ (kN)	0,6
G(KN/ml)	1,6875
Q(KN/ml)	1
Fp(KN/ml)	0,54

3.1.7.2 Excentricité :

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

$$e = Mu/Nu = 0,9/2,278 = 0,395 \text{ m} \approx 39,5 \text{ cm}$$

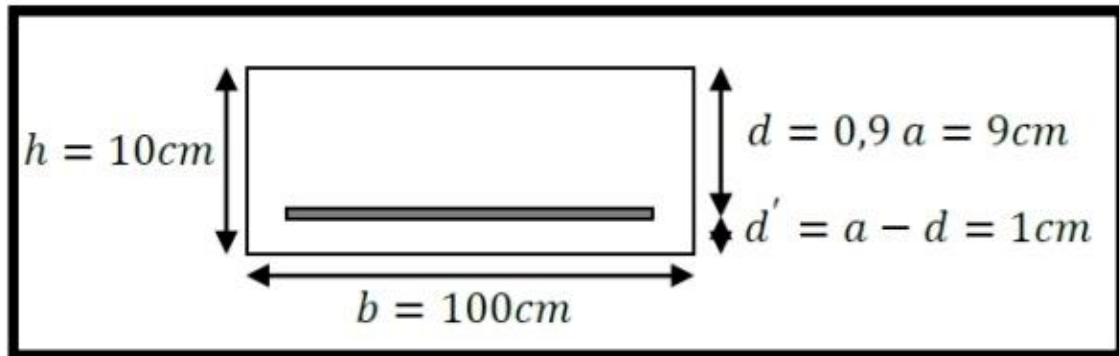
$$e_{au} = h/2 - d + e = 5 - 9 + 39,5 = 35,5 \text{ cm.}$$

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 :



$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 347,83 \text{ MPa.}$$

• **Moment de flexion fictif :**

$$M_a = N_u \times e_a = 2,278 \times 0,355 = 0,808 \text{ KN/m}$$

• **Moment réduit :**

$$\mu\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0,808 \cdot 10^{-3}}{0,1 \cdot 0,091^2 \cdot 14,17} = 0,00704$$

$$\mu\mu = 0,00704 \leq \mu_r = 0,392 \text{ (pas d'acier comprimé : } A_{sc} = 0)$$

La section est à simple armature.

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,00704)})$$

$$\alpha = 0,00883$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,09(1 - 0,4 \cdot 0,00883) = 0,0896 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{1}{347,83} * \left[\frac{0,808 \cdot 10^{-3}}{0,0896} - 2,278 * 10^{-3} \right] = 0,193 \text{ cm}^2$$

On choisit 4T8 = 2,01 cm²

• **➤ Condition de non fragilité**

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

$$0,193 \text{ cm}^2 \geq 0,108 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ CV}$$

Armatures de répartitions : $A_r = A_{st}/4 = 0,193/4 = 0,0482 \text{ cm}^2$

En prend 3T6 = 0,85 cm²

➤ **Espacement maximal :**

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

❖ à ELS :

$$e = \frac{Ms}{Ns} = \frac{0,6}{1,6875} = 0,355m$$

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

$$e > \frac{h}{6} \text{ donc } x = \frac{h}{2} + e1 - e \text{ section partiellement comprimé}$$

*e1 sera défini par l'équation du 3ème degré suivante :

$$e1^3 + pe1 + q = 0$$

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

$$P = -3 \left(0,355 - \frac{0,1}{2} \right)^2 + \frac{6 * 15 * 0,000201}{1} * \left(0,355 - \frac{0,1}{2} + 0,09 \right)$$

$$P = -0,27m^2$$

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

$$q = 2 \left(0,355 - \frac{0,1}{2} \right)^3 + \frac{6 * 15 * 0,000201}{1} \left(0,355 - \frac{0,1}{2} + 0,09 \right)^2$$

$$q = 0,0595m^3$$

❖ **Méthode des interactions successives :**

On a $e1 = e1 = 3\sqrt{-p.e1 - q}$

On prend la valeur de $e1 = 0,3m$

Donc

0,3	0,2780
0,2780	0,2497
0,2497	0,1994
0,1994	-0,1781
-0,1781	-0,4756
-0,4756	-0,5727
-0,5727	-0,5982
-0,5982	-0,6046
-0,6046	-0,6061
-0,6061	-0,6065
-0,6065	-0,6066
-0,6066	-0,6066

e1=60,66cm

$$x = \frac{h}{2} + e1 - e = \frac{0,1}{2} + 0,6066 - 0,355$$

$$x=0,301\text{m}$$

➤ **Calcul des contraintes :**

a.Béton :

$$S = b * \frac{x^2}{2} - n Ast(d - x)$$

$$S = 1 * \frac{0,301^2}{2} - 15 * 0,000201(0,09 - 0,301)$$

$$S=0,04593\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{Ns.x}{S} = \frac{1,6875 \cdot 10^{-3} \cdot 0,301}{0,04593} = 0,01105\text{MPa}$$

b.Acier :

$$\sigma_{st} = \frac{n.Ns(d-x)}{S} = \frac{15 \cdot 1,6875 \cdot 10^{-3} (0,09 - 0,301)}{0,04593}$$

$$\sigma_{st}=0,1162\text{MPa}$$

➤ **Calcul des contraintes admissibles :**

a.Béton :

$$\sigma_{b(adm)} = 0.6. fc28 = 0.6 \times 25$$

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

b.Acier :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} fe ; 110\sqrt{(n. ftj)}\right)$$

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

➤ **Vérification :**

Béton : $\sigma_{bc} = 0,01105 \text{ MPa} < \sigma_{b(adm)} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$

Acier : $\sigma_{bc} = 0,1162 \text{ MP.} < \sigma_{st(adm)} = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$

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

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd} = \frac{1,5 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,09} = 0,0166\text{MPa}$$

$$\tau_u = \min(0.15 fc28/\gamma b ; 4 \text{ MPa})$$

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

$$\tau_u = 0.0166 < 2.5 \text{ MPa.} \quad \text{CV}$$

3.1.7.3 schémas de ferrailage :

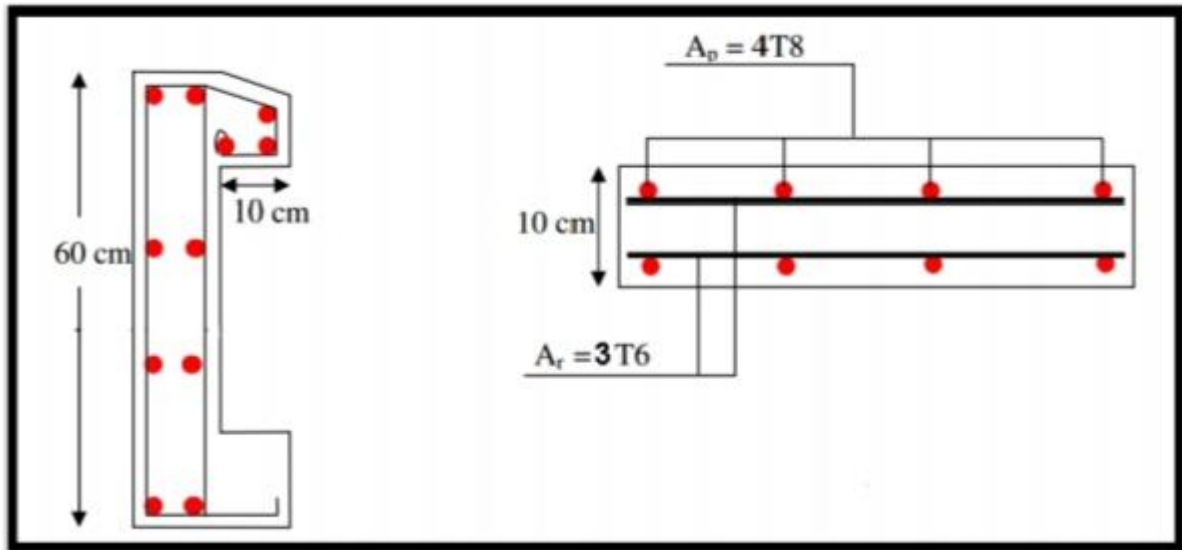


Figure 3. 11: Ferrailage de l'acrotère .

Conclusion :

L'étude des éléments non structuraux dans la structure, comme les escaliers et les acrotères...ect, ont pour but d'assurer le confort et la sécurité des personnes. La circulation entre les différents niveaux est assurée par ces escaliers. L'étude et le ferrailage ont été effectués selon les règlements en vigueur **BAEL91** [1] et **RPA99/V2003**[2]

4. Chapitre 4 Etude des planchers

4.1. Introduction :

Les planchers sont des éléments horizontaux de la structure capables de reprendre les charges verticales, ils sont considéré comme des éléments infiniment rigide et peut être exécuté en bois en acier ou en béton armé.

Dans cette structure, on a deux types de planchers

- Plancher en béton arme (dalle pleine) : balcon.
- Plancher en corps creux (16+5=21) cm= poutrelle + corps creux + dalle de compression

4.1. Détermination des efforts internes dans les poutrelles :

4.1.1 Méthode de calcul des poutrelles :

Le calcul des poutrelles se fait en utilisant l'une des méthodes suivantes :

a. méthode forfaitaire :

Le règlement BAEL 91[1] propose une méthode simplifier dite méthode forfaitaire ; ses conditions d'applications :

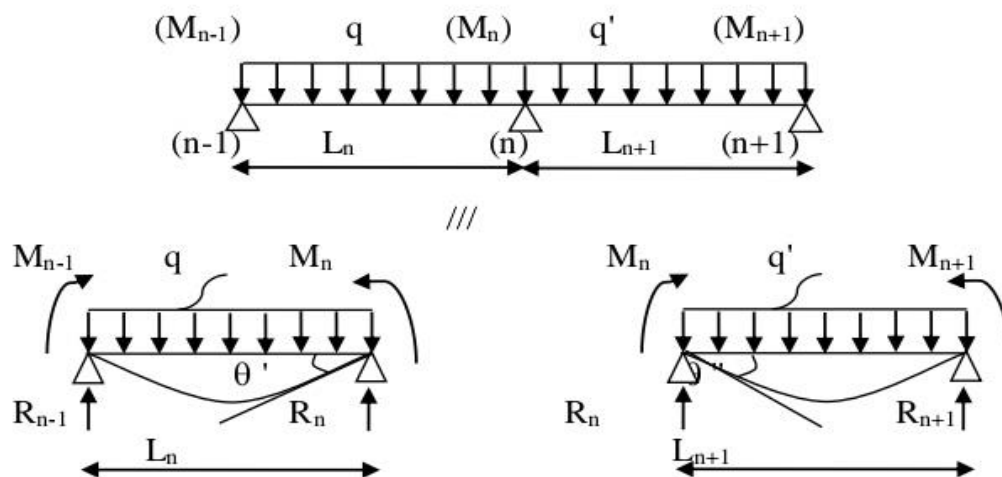
- La charge d'exploitation est dite modérée c'est-à-dire $Q \leq (5 \text{ KN/m}^2 ; 2 \text{ G})$
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées.
- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre :

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25 ; 0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i-1}} \leq 1.25$$

- Fissuration considérée comme peu préjudiciable.

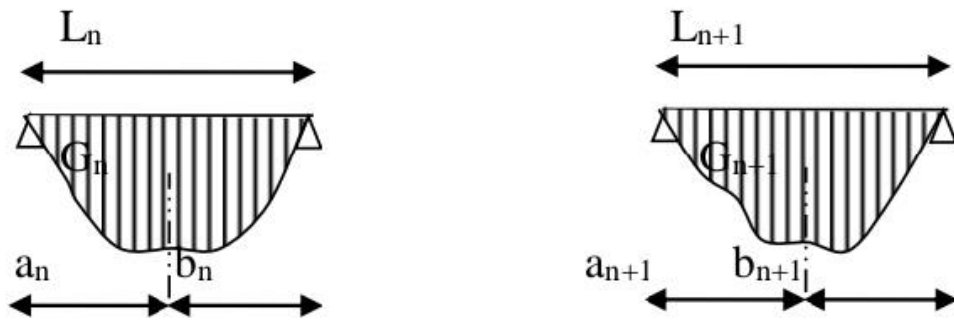
b/ Méthode des trois moment :

- Principe de calcul



M_n , M_{n-1} , M_{n+1} : les moment de flexion au appuis (n), (n-1), (n+1), il sont supposés positif, suivant les conditions aux limite et les condition de continuité

Les moments de flexion pour chacune des travées L_n , L_{n+1} sous les charges connues q, q' peuvent être tracer selon la méthode classique. M_n , M_{n-1} , M_{n+1} sont provisoirement omis



G_n, G_{n+1} : les centre d'inertie des aires de diagramme des moments.

$a_n, b_n, a_{n+1}, b_{n+1}$: sont la signification indiqué sur la figure.

S_n et S_{n+1} : les Aires des diagrammes des moments pour les travées L_n et L_{n+1}

$$\theta' = \theta' (M_{n-1}) + \theta' (M_n) + \theta' (q)$$

Selon le théorème des Aires des moments, on aura :

$$\theta' = (S_n \cdot a_n / L_n \cdot E_I) + (M_{n-1} \cdot L_n / 6E_I) + (M_n \cdot L_n / 3E_I)$$

$$\theta'' = (S_{n+1} \cdot b_{n+1} / L_{n+1} \cdot E_I) + (M_n \cdot L_{n+1} / 3 \cdot E_I) + (M_{n+1} \cdot L_{n+1} / 6E_I)$$

$$\theta' = \theta'' \implies M_{n-1} \cdot L_n + 2M_n(L_n + L_{n+1}) + M_{n+1} \cdot L_{n+1} = -6[(S_n \cdot a_n / L_n) + (S_{n+1} \cdot b_{n+1} / L_{n+1})]$$

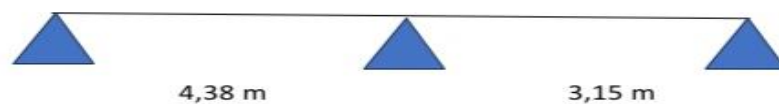
C'est le théorème des trois moments et sous cette forme générale il est applicable à tous les types de chargement. cette équation est appelée équation **CLAPEYRON**

4.2 Plancher étage courant :

4.2.1 Les différents types de poutrelles :

Les différents types de poutrelles sont représentés comme suite :

Type1 :



Type2 :

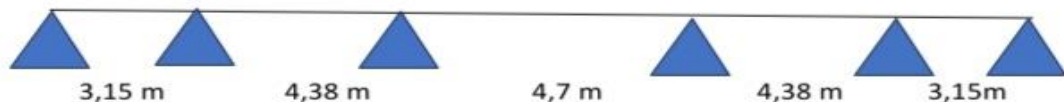


Figure 4. 1: Les types des poutrelles

4.2.2 Les charges et surcharges sur les poutrelles :

Tableau 4. 1: Evaluation des charges

Niveau	G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	b(m)	Combinaison d'action	
				ELU(KN/ml) Qu=bx(1,35G+1,5Q)	ELS(KN/ml) Qs=bx(G+Q)
RDC	5,24	1,5	0,65	6,0606	4,381
Terrasse Inaccessible	6,47	1	0,65	6,6524	4,855
Étage courant	5,24	1,5	0,65	6,0606	4,381

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

❖ **Condition1 :** $Q \leq \min (2G, 5KN/m^2)$

$Q=1.5KN/m^2 < 2G=10.48KN/m^2$CV

❖ **Condition2 :** L'inertie est constante $\implies I = cte$CV

❖ **Condition3 :** $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i-1}} \leq 1.25 ; 0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$ CNV

Travée	0-1	1-2	2-3	3-4	4-5
Portée	3.15	4.38	4.7	4.38	3.15
Rapport	0.72	0.93	1.07	1.39	

❖ **Condition4 :** Fissuration peu préjudiciable.....CV

La condition 3 n'est pas vérifiée, donc on utilise la méthode des trois moments

4.3.3.1 Exemple de calcul : (type 1 plancher étage courant)

❖ **ELU :**

$qu=6.0606KN/m$

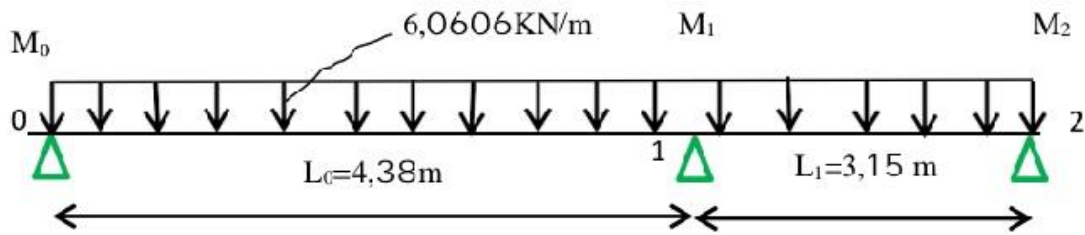


Figure 4. 2: Schémas statique la poutrelle de type01(ELU)

Travée 1:

$$M_{01} = Ql^2/8 = 14,53 \text{ KN.m}$$

$$a_n = b_n = 2,19 \text{ m}$$

$$S_n = 2/3 \cdot L_n \cdot M_{01} = 42,42 \text{ m}^2$$

Travée 2:

$$M_{12} = Ql^2/8 = 7,52 \text{ KN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = 1,57 \text{ m}$$

$$S_{n+1} = 2/3 \cdot L_{n+1} \cdot M_{12} = 15,79 \text{ m}^2$$

Donc (1). $4,38M_0 + 2(7,53)M_1 + 3,15M_2 = -174,63 \text{ KN} \dots(1)$

Avec : $M_0 = -0,2 \cdot M_{01} = -2,90 \text{ KN.m}$

$$M_2 = -0,2 \cdot M_{12} = -1,50 \text{ KN.m}$$

1-Les moments sur appuis sont :

$$M_0 = -2,90 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = -10,44 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -1,50 \text{ KN.m}$$

2-L'effort tranchant :

Travée 1 :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = (2,9 - 10,44) / 4,38 + (6,0606 \times 4,38) / 2 = 11,55 \text{ KN} \\ T_e = (2,9 - 10,44) / 4,38 - (6,0606 \times 4,38) / 2 = -14,99 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Travée 2 :

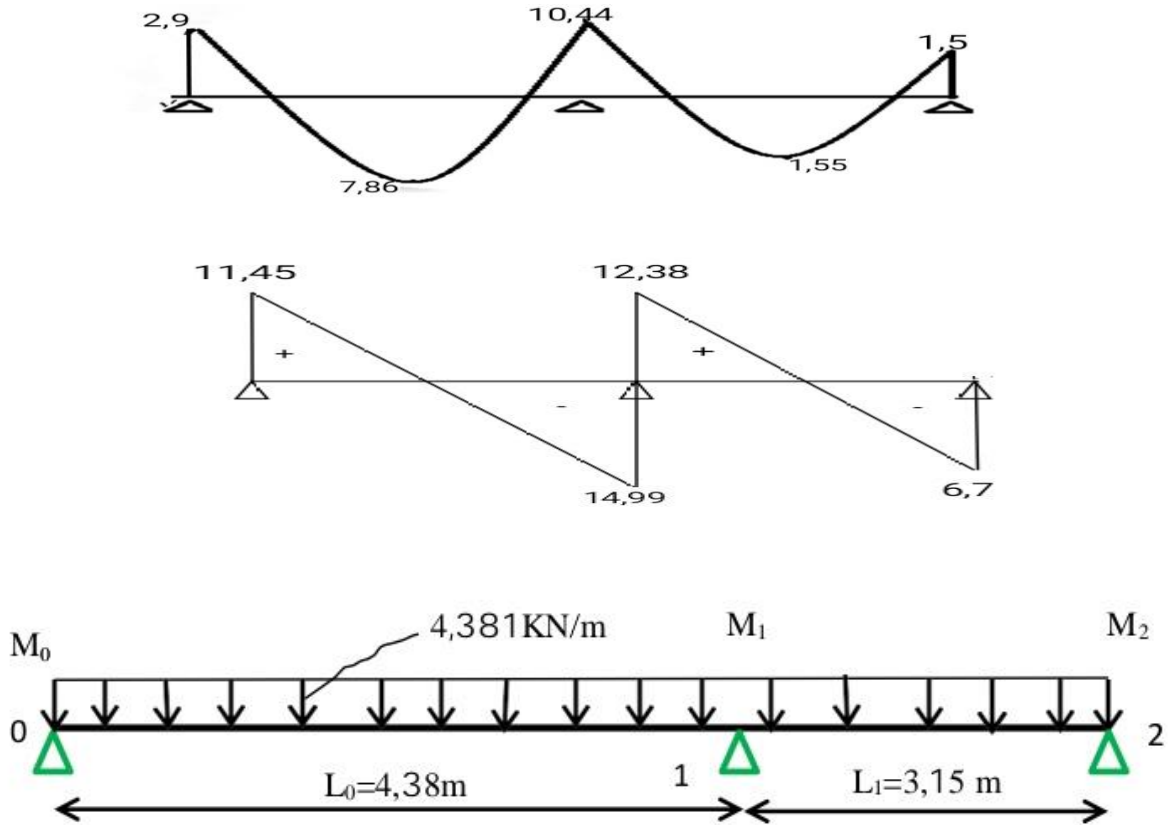
$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = (10,44 - 1,5) / 3,15 + (6,0606 \times 3,15) / 2 = 12,38 \text{ KN} \\ T_e = (10,44 - 1,5) / 3,15 - (6,0606 \times 3,15) / 2 = -6,70 \text{ KN} \end{array} \right.$$

3-Les moments en travées :

$$M_{101} = [(M_0 + M_1) / 2] + M_{01} = [(-2,9 - 10,44) / 2] + 14,53 = 7,86 \text{ KN.m}$$

$$M_{112} = [(M_1 + M_2) / 2] + M_{12} = [(-10,44 - 1,5) / 2] + 7,52 = 1,55 \text{ KN.m}$$

Figure 4. 3: Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU pour type 01



❖ ELS :

$$q_s = 4,381 \text{ N/m}$$

Figure 4. 4: Schémas statique la poutrelle de type01(ELS)

Travée 1 :

$$M_{01} = ql^2/8 = 10,50 \text{ KN.m}$$

$$a_n = b_n = 2,19 \text{ m}$$

$$S_n = 2/3 \cdot L_n \cdot M_{01} = 30,66 \text{ m}^2$$

Travée 2:

$$M_{12} = ql^2/8 = 5,43 \text{ KN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = 1,57 \text{ m}$$

$$S_{n+1} = 2/3 \cdot L_{n+1} \cdot M_{12} = 11,40 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc (1). } 4,38M_0 + 2(7,53)M_1 + 3,15M_2 = -126,28 \text{ KN} \dots(1)$$

$$\text{Avec : } M_0 = -0,2 \cdot M_{01} = -2,1 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -0,2 \cdot M_{12} = -1,08 \text{ KN.m}$$

1-Les moments sur appuis sont :

$$M_0 = -2,1 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = -7,45 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -1,08 \text{ KN.m}$$

2-L'effort tranchant :

Travée 1 :



$$T_w = (2,1 - 7,45) / 4,38 + (4,381 \times 4,38) / 2 = 8,37 \text{ KN}$$

$$T_e = (2,1 - 7,45) / 4,38 - (4,381 \times 4,38) / 2 = -10,81 \text{ KN}$$

Travée 2:

$$T_w = (7,45 - 1,08) / 3,15 + (4,381 \times 3,15) / 2 = 8,92 \text{ KN}$$

$$T_e = (7,45 - 1,08) / 3,15 - (4,381 \times 3,15) / 2 = -4,87 \text{ KN}$$

3-Les moments en travées :

$$M_{t01} = [(M_0 + M_1) / 2] + M_{01} = [(-2,1 - 7,45) / 2] + 10,50 = 5,72 \text{ KN.m}$$

$$M_{t12} = [(M_1 + M_2) / 2] + M_{12} = [(-7,45 - 1,08) / 2] + 5,43 = 1,16 \text{ KN.m}$$

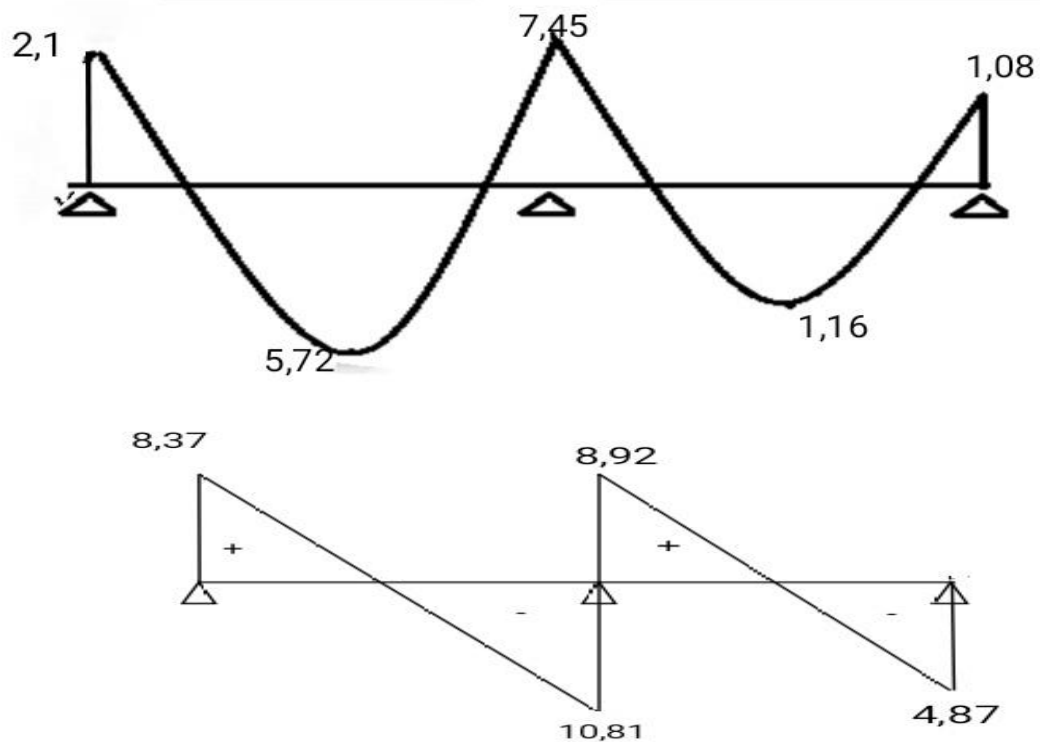


Figure 4. 5 : Diagramme des moments et efforts tranchants à ELS pour type 01

Tableau 4. 2: Récapitulatif des résultats obtenus :

type	Travée	Longueur (m)	ELU M(KN.m) et T(KN)					ELS				
			Mw	Me	Mt	Tw	Te	Mw	Me	Mt	Tw	Te
01	0-1	4.38	2,9	10,44	7,86	11,45	14,99	2,1	7,45	5,72	8,37	10,81
	1-2	3.15	10,44	1,5	1,55	12,38	6,7	7,45	1,08	1,16	8,92	4,87
02	0-1	3.15	1.5	8.11	2.7	7.44	11.64	1.08	5.87	1.96	5.38	8.42
	1-2	4.38	8.11	10.89	5.02	12.64	13.91	5.87	7.88	3.63	9.14	10.05
	2-3	4.7	10.89	10.89	5.83	14.24	14.24	7.88	7.88	4.22	10.3	10.3
	3-4	4.38	10.89	8.11	5.02	13.91	12.64	7.88	5.87	3.63	10.05	9.14
	4-5	3.15	8.11	1.5	2.7	11.64	7.44	5.87	1.08	1.96	8.42	5.38

Les sollicitations maximales à retenir pour le ferrailage sont :

ELU : $M_{tmax} = 7,86 \text{ KN.m}$; $M_{amax} = 10,89 \text{ KN.m}$; $T_{max} = 14,99 \text{ KN}$.

ELS : $M_{tmax} = 5,72 \text{ KN.m}$; $M_{amax} = 7,88 \text{ KN.m}$; $T_{max} = 10,81 \text{ KN}$

4.3 Ferrailage des poutrelles :

Dans ce projet on a deux 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.

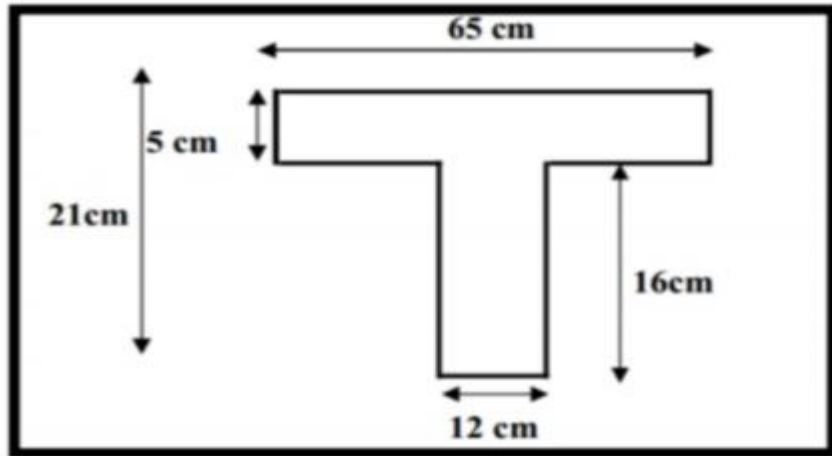


Figure 4. 6: Dimension de la poutrelle

ELU :

• En travée :

$$M_{u \max} = 7.86 \text{ KN.m} = 0,00786 \text{ MN.m}$$

$$M_t = bh_0 f_b \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.05 \times 14,17 \left(0,189 - \frac{0,05}{2} \right)$$

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

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 $B \times h = 65 \times 21$.

$$\mu_u = M_{U \max} / b d^2 f_{bc} = 0,00786 / 0,65 \times 0,189^2 \times 14,17 = 0,023$$

$$\mu_u = 0,023 \leq \mu_R = 0.392 \text{ (FeE 400)}$$

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

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) \rightarrow 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2(0,023)} \right)$$

$$\alpha = 0,030$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,189(1 - 0,4 \times 0,030) = 0,187 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = 347.82 \text{ MPa.}$$

$$A_{st} = \frac{M_{tu \max}}{Z \sigma_{st}} = \frac{0,00786}{0,187 \times 347,82} = 1.20 \text{ cm}^2$$

Le choix est de : 3T10 = 2.36 cm²

➤ **Condition de non fragilité : BAEL91[1]**

$$A_{st} \geq 0.23 \times b \times d \times (f_{t28} / f_{c28})$$

$$\rightarrow A_{st} \geq 0.23 \times 0.65 \times 0.189 \times (2.1 / 400)$$

$$2.36 \text{ cm}^2 \geq 1.48 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

• **En appui intermédiaire :**

$$M_{a \max} = 10.89 \text{ KN.m} = 0,01089 \text{ MN.m}$$

$$M_t = bh_0 f_b \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.05 \times 14,17 \left(0,189 - \frac{0,05}{2} \right)$$

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

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

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 $B \times h = 65 \times 21$.

$$\mu_u = M_U \max / b d^2 f_{bc} = 0,01089 / 0,65 \times 0,189^2 \times 14,17 = 0,033$$

$$\mu_u = 0,033 \leq \mu_R = 0,392 \text{ (FeE 400)}$$

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

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \rightarrow 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,033)})$$

$$\alpha = 0,042$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,189(1 - 0,4 \times 0,042) = 0,185 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = 347,82 \text{ MPa.}$$

$$A_{st} = \frac{M_{tu \max}}{Z \sigma_{st}} = \frac{0,01089}{0,185 \times 347,82} = 1,68 \text{ cm}^2$$

Le choix est de : 2T12 = 2,26 cm²

- **En appui de rive :**

$$M_{a \max} = 2,9 \text{ KN.m} = 0,0029 \text{ MN.m}$$

$$M_t = bh_0 f_b (d - \frac{h_0}{2}) = 0,65 \times 0,05 \times 14,17(0,189 - 0,05/2)$$

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

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

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 $B \times h = 65 \times 21$.

$$\mu_u = M_U \max / b d^2 f_{bc} = 0,0029 / 0,65 \times 0,189^2 \times 14,17 = 0,008$$

$$\mu_u = 0,008 \leq \mu_R = 0,392 \text{ (FeE 400)}$$

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

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \rightarrow 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,008)})$$

$$\alpha = 0,010$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,189(1 - 0,4 \times 0,010) = 0,188 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = 347,82 \text{ MPa.}$$

$$A_{st} = \frac{M_{tu \max}}{Z \sigma_{st}} = \frac{0,0029}{0,188 \times 347,82} = 0,44 \text{ cm}^2$$

Le choix est de : 1T12 = 1,13 cm²

➤ **Condition de non fragilité : BAEL91[1]**

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times (f_{t28} / f_{c28})$$

$$\rightarrow A_{st} \geq 0,23 \times 0,65 \times 0,189 \times (2,1 / 400)$$

$$2,26 \text{ cm}^2 \geq 1,48 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

❖ **ELS :**

- **En travée :**

$$M_{S \max} = 5,72 \text{ KN.m} = 0,00572 \text{ MN.m}$$

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b \cdot x^2}{2} + n A_S (x - d') - n A_{SC} (d - x) \text{ avec } n = 15$$

$$\frac{65 \cdot x^2}{2} - 15 \times 2,36(18,9 - x)$$

$$32,5x^2 - 35,4(18,9 - x) = 0$$

$$32,5x^2 + 35,4x - 873,18 = 0$$

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

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

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

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + nAS(x - d')^2 + nAS(d - x)^2$$

$$I = \frac{65 \cdot 4.52^3}{3} + 15 \times 2.36(18.9 - 4.52)^2$$

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

➤ **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 :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_S \cdot x}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.00572 \cdot 0.0452}{0,0001155424} = 2.23 \text{ MPa}$$

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

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

• **En appui intermédiaire :**

$$M_{S \max} = 7.88 \text{ KN.m} = 0.00788 \text{ MN.m}$$

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b \cdot x^2}{2} + nAS(x - d') - nAS(d - x) \text{ avec } n = 15$$

$$\frac{65 \cdot x^2}{2} - 15 \times 2.26(18.9 - x)$$

$$32.5x^2 - 35.4(18.9 - x) = 0$$

$$32,5x^2 + 35.4x - 640.71 = 0$$

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

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

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

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + nAS(x - d')^2 + nAS(d - x)^2$$

$$I = \frac{65 \cdot 4.52^3}{3} + 15 \times 2.26(18.9 - 4.52)^2$$

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

➤ **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 :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_S \cdot x}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.00788 \cdot 0.0452}{0,0001155424} = 3.08 \text{ MPa}$$

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

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

• **En appui de rive:**

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$M_{S \max} = 2.1 \text{ KN.m} = 0.0021 \text{ MN.m}$$

$$\frac{b \cdot x^2}{2} + nAS(x - d') - nAS(d - x) \text{ avec } n = 15$$

$$\frac{65 \cdot x^2}{2} - 15 \times 2.26(18.9 - x)$$

$$32.5x^2 - 35.4(18.9 - x) = 0$$

$$32,5x^2 + 35.4x - 640.71 = 0$$

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

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

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

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + nAS(x - d')^2 + nAst(d - x)^2$$

$$I = \frac{65 \cdot 4.52^3}{3} + 15 \times 2.26(18.9 - 4.52)^2$$

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

➤ **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 :**

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms \cdot x}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,0021 \cdot 0,0452}{0,0001155424} = 1,13 \text{ MPa}$$

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

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

➤ **Vérification au cisaillement : D'après C.B.A.93[4]**

Fissuration peu nuisible

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

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

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

➤ **Armatures transversales :**

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

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

Avec ϕ : 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[2]

➤ **Zone Nodale :**

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

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

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

➤ **Zone courante :**

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

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

➤ **Vérification au glissement : RPA2003[2]**

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

Avec V_u : 10,10 KN

$$M_u = 10,89 \text{ KN.m}$$

$$-50,2 \leq 0 \rightarrow \text{CV}$$

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

➤ **Vérification de la flèche : B.A.E.L91[1]**

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

➤ **La flèche admissible :**

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

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

$$L = 4,7 \text{ m} \rightarrow f_{adm} = 4,7 / 500 = 0,0094 \text{ m}$$

➤ **calcul de la flèche :**

$$I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + 15 \times A_{st} \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 = \frac{0.65 \cdot 0.21^3}{12} + 15 \times 0.000339 \left(\frac{0.21}{2} - 0.021 \right)^2$$

$$I_0 = 0,000534 \text{ m}^4$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\varphi \left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right)} = 3,05 \quad \text{avec} \quad \varphi = \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} = \frac{0,000339}{0,12 \cdot 0,189} = 0,0135$$

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

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

$$\frac{1}{\lambda} = \frac{M_{ser}}{l_{fi} \times E_i} = 0,000524$$

Avec : $E_i = 11000 \sqrt{f_{c28}}$

$$\text{Donc : } \frac{l^2}{10} \times \frac{1}{\lambda} = 0,000683 \text{ m}$$

$$L_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4 \times \bar{\tau}_s} = \frac{\varphi \cdot f_e}{4 \times \bar{\tau}_s} = 42,33 \text{ cm} \quad \text{avec } \bar{\tau}_s = 0,6(\psi_s)2f_{t28} = 2,835$$

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

➤ **Longueur d'ancrage : CBA93[4]**

Avec : $\psi_s = 1.5$ pour les aciers H.A.

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

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

$$L_2 = L_s - \alpha L_1 - \beta \cdot r = 54,3 \text{ mm}$$

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

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

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

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

Tableau 4. 3: Tableau d'ancrage des armatures

(mm)	$\bar{\tau}_s'$ (MPa)	L_s (cm)	L_1 (cm)	r (cm)	L_2 (cm)	L (cm)
12	2,835	42,33	12	6,6	5,43	13
14	2,835	50.01	14	7,7	6,31	15

Schéma de ferrailage des poutrelles étage courant :

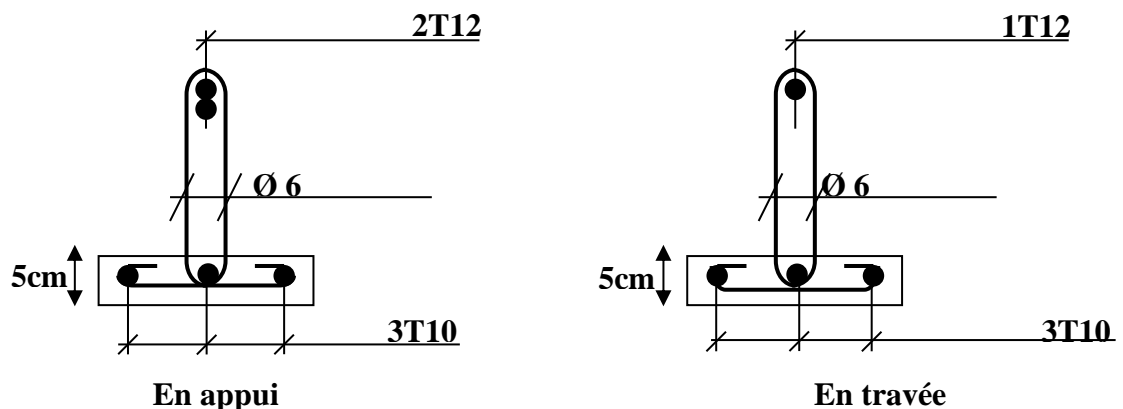


Figure 4. 7: ferrailage des poutrelles étage courant

4.4 Ferrailage de la dalle de compression :

D'après le règlement CBA[4]: 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 :

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

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

Avec :

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

$f_e = 400 \text{ MPa}$

Pour Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

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

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 $\varnothing 5$ (15×15) cm^2

4.7 Schéma de la Disposition des armatures de la dalle de compression :

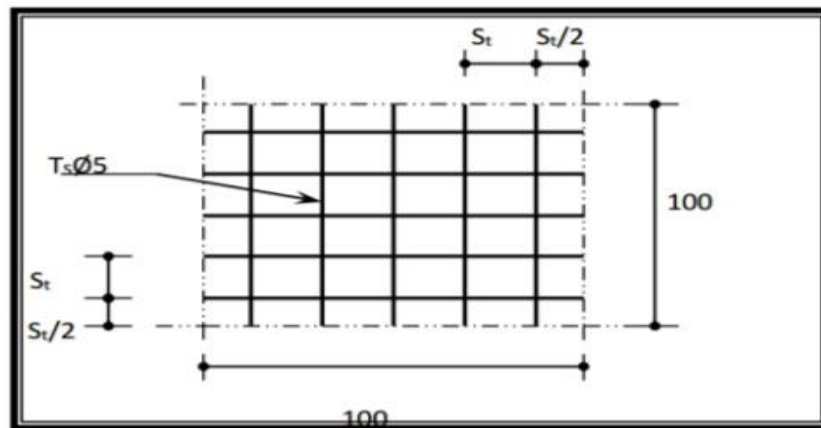


Figure 4. 8: Disposition des armatures de la dalle de compression

4.5 Plancher terrasse :

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- ❖ **Condition1** : $Q \leq \min (2G, 5\text{KN/m}^2)$
 $Q=1 \text{ KN/m}^2 < 2G= 12,94 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots\text{CV}$
- ❖ **Condition2** : L'inertie est constante $\implies I = \text{cte} \dots\dots\dots\text{CV}$
- ❖ **Condition3** : $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i-1}} \leq 1.25 ; 0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25 \dots\dots\dots\text{CNV}$
- ❖ **Condition4** : Fissuration préjudiciable $\dots\dots\dots\text{CNV}$

La condition 3 n'est pas vérifiée, donc on utilise la méthode des trois moments

Le tableau 4.4 résume les efforts internes dans les poutrelles

Tableau 4. 4: Récapitulatif des résultats obtenus :

		ELU	ELS
--	--	------------	------------

Type	Travée	Longueur	Mw	Me	Mt	Tw	Te	Mw	Me	Mt	Tw	Te
1	0-1	4.38	3,19	11,45	8,63	12,68	16,45	2,32	8,36	6,3	9,25	12,01
	1-2	3.15	11,45	1,65	1,7	13,58	7,36	8,36	1,2	1,24	9,91	5,37
2	0-1	3.15	1.64	8.91	2.98	8.17	12.78	1.2	6.51	2.17	5.97	9.34
	1-2	4.38	8.91	11.96	5.51	13.87	15.26	6.51	8.74	4.03	10.13	11.15
	2-3	4.7	11.96	11.96	6.4	15.63	15.63	8.74	8.74	4.68	11.42	11.42
	3-4	4.38	11.96	8.91	5.51	15.26	13.87	8.74	6.51	4.03	11.15	10.13
	4-5	3.15	8.91	1.64	2.98	12.78	8.17	6.51	1.2	2.17	5.97	9.34

Les sollicitations maximales à retenir pour le ferrailage sont :

ELU : $M_{tmax}=8,63$ KN.m ; $M_{amax}= 11,96$ KN.m ; $T_{max}=16,45$ KN.

ELS : $M_{tmax}= 6,3$ KN.m ; $M_{amax}= 8,74$ KN.m ; $T_{max}= 12,01$ KN

Ferrailage des poutrelles :

ELU :

• **En travée :**

$$M_{U max} = 8.63 \text{KN. m} = 0,00863 \text{MN. m}$$

$$M_t = bh_0 f_b \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.05 \times 14,17 (0,189 - 0,05/2)$$

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

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 $B \times h = 65 \times 21$.

$$\mu_u = M_{U max} / b d^2 f_{bc} = 0,00863 / 0,65 \times 0,189^2 \times 14,17 = 0,026$$

$$\mu_u = 0,026 \leq \mu_R = 0.392 \text{ (FeE 400)}$$

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

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \rightarrow 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2(0,026)})$$

$$\alpha = 0,032$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,189(1 - 0,4 \times 0,032) = 0,186 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = 347.82 \text{MPa.}$$

$$A_{st} = \frac{M_{tu max}}{Z \sigma_{st}} = \frac{0.00863}{0,186 \times 347,82} = 1.33 \text{cm}^2$$

Le choix est de : 3T12=3.39 cm²

► Condition de non fragilité : BAEL91[1]

$$A_{st} \geq 0.23 \times b \times d \times (f_{t28}/f_{c28})$$

$$\rightarrow A_{st} \geq 0.23 \times 0,65 \times 0,189 \times (2.1/400)$$

$$3.39 \text{ cm}^2 \geq 1.48 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

• **En appui intermédiaire :**

$$M_{a max} = 11.96 \text{KN. m} = 0,01196 \text{MN. m}$$

$$M_t = bh_0 f_b \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.05 \times 14,17 (0,189 - 0,05/2)$$

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

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 $B \times h = 65 \times 21$.

$$\mu_u = M_{U max} / b d^2 f_{bc} = 0,01196 / 0,65 \times 0,189^2 \times 14,17 = 0,036$$

$$\mu_u = 0,036 \leq \mu_R = 0.392 \text{ (FeE 400)}$$

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

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,036)})$$

$$\alpha = 0,046$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,189(1 - 0,4 \times 0,046) = 0,185 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = 347,82 \text{ MPa.}$$

$$A_{st} = \frac{M_{tu \max}}{Z\sigma_{st}} = \frac{0,01196}{0,185 \times 347,82} = 1,85 \text{ cm}^2$$

Le choix est de : 2T12 = 2,26 cm²

• **En appui de rive:**

$$M_{a \max} = 3,19 \text{ KN.m} = 0,00319 \text{ MN.m}$$

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

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

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

$$B \times h = 65 \times 21.$$

$$\mu_u = M_{U \max} / b d^2 f_{bc} = 0,00319 / 0,65 \times 0,189^2 \times 14,17 = 0,009$$

$$\mu_u = 0,009 \leq \mu_R = 0,392 \text{ (FeE 400)}$$

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

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,009)})$$

$$\alpha = 0,012$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,189(1 - 0,4 \times 0,012) = 0,188 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = 347,82 \text{ MPa.}$$

$$A_{st} = \frac{M_{tu \max}}{Z\sigma_{st}} = \frac{0,00319}{0,188 \times 347,82} = 0,48 \text{ cm}^2$$

Le choix est de : 1T12 = 1,13 cm²

➤ **Condition de non fragilité : BAEL91[1]**

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times (f_{t28}/f_{c28})$$

$$\rightarrow A_{st} \geq 0,23 \times 0,65 \times 0,189 \times (2,1/400)$$

$$2,26 \text{ cm}^2 \geq 1,48 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

❖ **ELS :**

• **En travée :**

$$M_{S \max} = 6,3 \text{ KN.m} = 0,0063 \text{ MN.m}$$

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b \cdot x^2}{2} + nAS(x - d') - nASC(d - x) \text{ avec } n = 15$$

$$\frac{65 \cdot x^2}{2} - 15 \times 3,39(18,9 - x)$$

$$32,5x^2 - 48,2(18,9 - x) = 0$$

$$32,5x^2 + 48,2x - 873,18 = 0$$

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

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

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

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + nAS(x - d')^2 + nASC(d - x)^2$$

$$I = \frac{65 \cdot 4,52^3}{3} + 15 \times 3,39(18,9 - 4,52)^2$$

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

➤ **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 :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_S \cdot x}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,0063 \cdot 0,0452}{0,0001155424} = 2,46 \text{ MPa}$$

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

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

• **En appui intermédiaire :**

$$M_{S \max} = 8,74 \text{ KN. m}$$

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b \cdot x^2}{2} + nAS(x - d') - nASC(d - x) \text{ avec } n = 15$$

$$\frac{65 \cdot x^2}{2} - 15 \times 2,26(18,9 - x)$$

$$32,5x^2 - 33,9(18,9 - x) = 0$$

$$32,5x^2 + 33,9x - 640,71 = 0$$

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

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

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

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + nAS(x - d')^2 + nAS(d - x)^2$$

$$I = \frac{65 \cdot 4,52^3}{3} + 15 \times 2,26(18,9 - 4,52)^2$$

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

➤ **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 :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_S \cdot x}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,00874 \cdot 0,0452}{0,0001155424} = 3,41 \text{ MPa}$$

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

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

• **En appui de rive:**

$$M_{S \max} = 2,32 \text{ KN. m} = 0,00232 \text{ MN. m}$$

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b \cdot x^2}{2} + nAS(x - d') - nASC(d - x) \text{ avec } n = 15$$

$$\frac{65 \cdot x^2}{2} - 15 \times 2,26(18,9 - x)$$

$$32,5x^2 - 33,9(18,9 - x) = 0$$

$$32,5x^2 + 33,9x - 640,71 = 0$$

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

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

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

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + nAS(x - d')^2 + nAS(d - x)^2$$

$$I = \frac{65 \cdot 4,52^3}{3} + 15 \times 2,26(18,9 - 4,52)^2$$

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

➤ **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 :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{0,00232 \cdot 0,0452}{0,0001155424} = 0,90 \text{ MPa}$$

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

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

➤ **Vérification au cisaillement : D'après C.B.A.93[4]**

Fissuration peu nuisible

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

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

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

➤ **Armatures transversales :**

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

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

Avec ϕ : 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[2]

➤ **Zone Nodale :**

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

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

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

➤ **Zone courante :**

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

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

➤ **Vérification au glissement : RPA2003[2]**

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

Avec V_u : 10,10 KN

$$M_u = 11,96 \text{ KN.m}$$

$$-60,21 \leq 0 \rightarrow \text{CV}$$

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

➤ **Vérification de la flèche : B.A.E.L91[1]**

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

➤ **La flèche admissible :**

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

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

$$L = 4,7 \text{ m} \rightarrow f_{adm} = 4,7 / 500 = 0,0094 \text{ m}$$

➤ **calcul de la flèche :**

$$l_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + 15 \times ASt \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 = \frac{0,65 \cdot 0,21^3}{12} + 15 \times 0,000339 \left(\frac{0,21}{2} - 0,021 \right)^2$$

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

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\phi \left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right)} = 3,05 \quad \text{avec} \quad \varphi = \frac{ASt}{b_0 \cdot d} = \frac{0,000339}{0,12 \cdot 0,189} = 0,0135$$

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

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

$$\frac{1}{\lambda} = \frac{Mser}{lfi \times Ei} = 0,000524$$

Avec : $Ei = 11000 \sqrt{fc} 28$

$$\text{Donc : } \frac{l^2}{10} \times \frac{1}{\lambda} = 0,000683 \text{ m}$$

$$Ls = \frac{\varphi * fe}{4 * \bar{\tau}s} = \frac{\varphi * fe}{4 * \bar{\tau}s} = 42,33 \text{ cm} \quad \text{avec } \bar{\tau}s = 0,6(\psi s) 2 f_{t28} = 2,835$$

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

► **Longueur d'ancrage : CBA93[4]**

Avec : $\psi s : 1.5$ pour les aciers H.A.

$$L_1 = 10. \varphi = 120 \text{ mm}$$

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

$$L_2 = Ls - \alpha L_1 - \beta. r = 54,3 \text{ mm}$$

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

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

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

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

Tableau 4. 5: Tableau d'ancrage des armatures

(mm)	$\bar{\tau}s'$ (MPa)	Ls (cm)	L ₁ (cm)	r(cm)	L ₂ (cm)	L(cm)
12	2,835	42,33	12	6,6	5,43	13
14	2,835	50.01	14	7,7	6,31	15

Schéma de ferrailage des poutrelles terrasse :

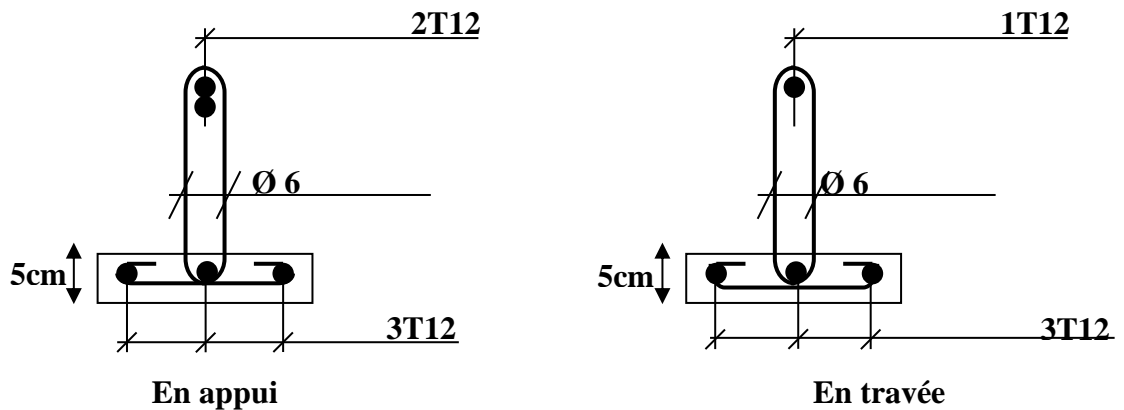


Figure 4. 9: ferrailage des poutrelles terrasse.

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons étudié, calculé et ferrillé les planchers à corps-creux et dalle Plein.

Chapitre 5
Etude Dynamique

5.1 Introduction :

L'étude dynamique consiste à déterminer les réponses de la structure sous les charges sismiques.

À l'aide de cette étude nous pouvons connaître le comportement de la structure vis-à-vis l'excitation sismique.

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

5.2 Objectif de l'étude dynamique :

L'étude dynamique d'une structure consiste à déterminer les caractéristiques propres de chaque structure sous une action sismique, en revanche il est très difficile d'étudier les vibrations de structure c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes afin de pouvoir faire une analyse.

5.3 Modélisation de la structure :

Il est très clair que la modélisation d'une structure est l'une des étapes incontournables lors d'une analyse dynamique

Notre structure à modéliser est un bâtiment de forme irrégulière en plan et en élévation, contreventée par un système mixte « voiles/portiques ».

Lors d'une analyse dynamique d'une structure, il est indispensable de trouver la modélisation adéquate de cette dernière. Le bâtiment étudié présente des irrégularités dans son plan.

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 encastré 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.

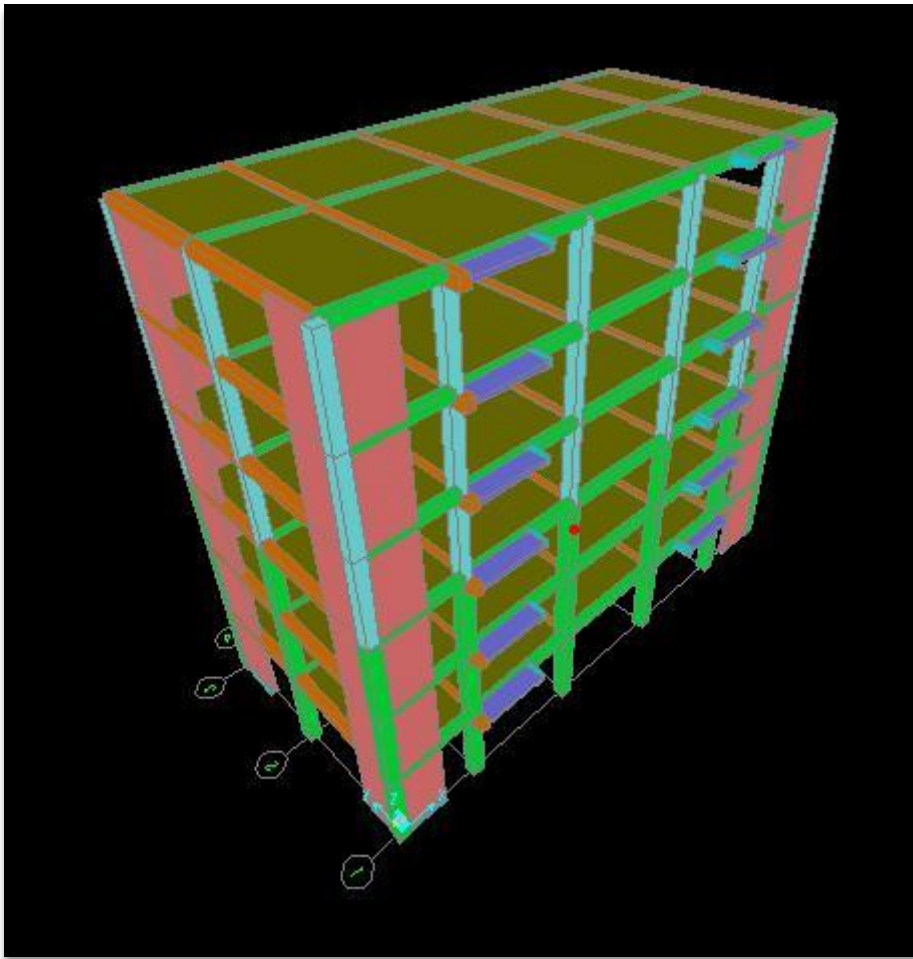


Figure 5. 1: Modélisation de bâtiment par SAP 2000

5.5 Disposition des voiles :

C'est une structure contreventée par une ossature mixte portique – voile.

Le choix de la position des voiles doit satisfaire un certain nombre de condition :

- Satisfaire les conditions d'architectures.
- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante.
- La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciables pour la structure.

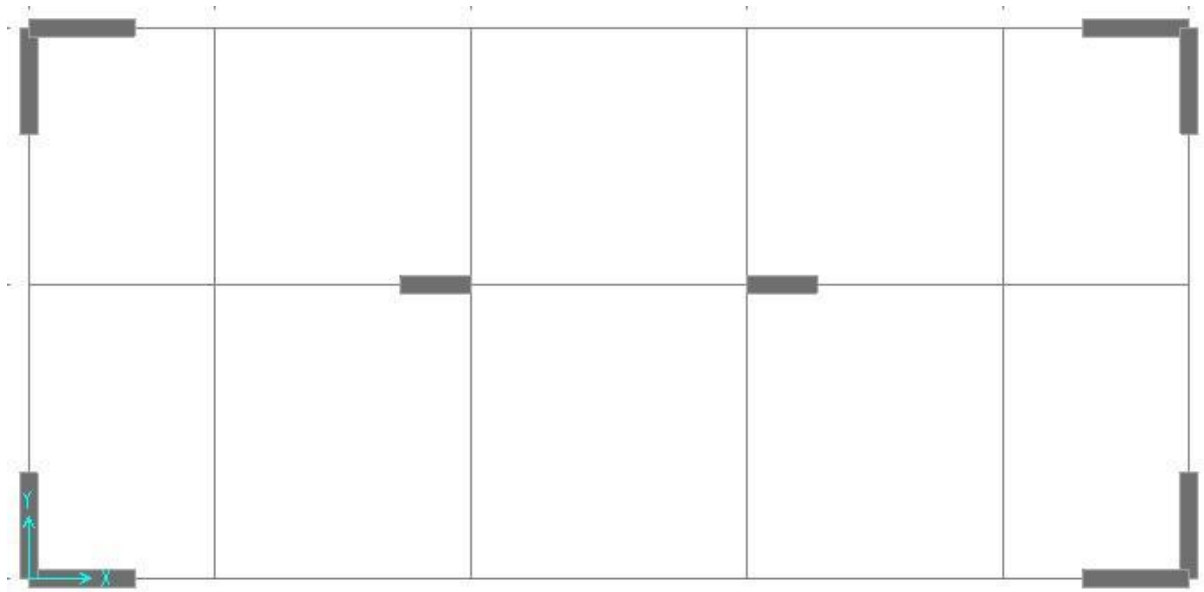


Figure 5. 2: Disposition final

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 (**R.P.A99 version 2003**)[2], et qui ont le rapport avec les régularités en plan et en élévation du bâtiment.

5.7 La Méthode Statique équivalente :

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

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

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 $A=0.08$ (**Tableau 4-1 RPA99V2003**)[2]

➤ 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**).[2]

➤ 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).

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

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 dense : $\xi=7\%$

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

T_1 et T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le **tableau (4.7) Du RPA99/V2003**[2]

$$\left\{ \begin{array}{l} T_1=0,15 \\ T_2=0,50s \end{array} \right.$$

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

$$T = \min\left(C_T h_N^{\frac{3}{4}}; \frac{0,09 h_N}{\sqrt{D}}\right)$$

Avec :

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

$$h_N= 18,36 \text{ m}$$

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

C_t : 0,05 d'après (tableau 4.6 ; **RPA99V2003**) [2]

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

D_X : Dimension du bâtiment suivant (X) $\rightarrow D_X = 19,76m$

D_Y : Dimension du bâtiment suivant (Y) $\rightarrow D_Y = 9,36 \text{ m}$

❖ **Sens -x- :**

$$T_x = \min\left(0,05.18,36^{\frac{3}{4}}; \frac{0,09.18,36}{\sqrt{19,76}}\right)$$

$$T_x = \min (0,443 ; 0,371) \rightarrow T_x=0,371s$$

❖ **Sens -y- :**

$$T_y = \min\left(0,05.18,36^{\frac{3}{4}}; \frac{0,09.18,36}{\sqrt{9,36}}\right)$$

$$T_y = \min (0,443 ; 0,540) \rightarrow T_y=0,443 \text{ s}$$

Tableau 5. 1: période choisie pour le calcul du D

La condition	La période choisi pour le calcul de D
$T \text{ analytique} \leq T \text{ empirique}$	$T = T \text{ analytique}$
$T \text{ empirique} < T \text{ analytique} < 1,3 T \text{ empirique}$	$T = T \text{ empirique}$

T analytique \geq 1,3 T empirique	T=1,3 T empirique
-------------------------------------	-------------------

On a : T analytique \leq T empirique, Donc :

$$T_x = 0,3445, \quad T_y = 0,3569$$

▪ Suivant le sens x :

$$0 \leq T_x \leq T_2$$

$$D_x = 2,5\eta$$

$$D_x = 2,5 \cdot 0,88$$

$$D_x = 2,2$$

▪ Suivant le sens y :

$$0 \leq T_y \leq T_2$$

$$D_y = 2,5\eta$$

$$D_y = 2,5 \cdot 0,88$$

$$D_y = 2,2$$

Facteur de qualité Q :

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum P_q$$

Avec :

P_q : La pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non sa valeur est donnée dans tableau (4.4 R.P. A V2003). [2]

Le tableau ci-dessous présente les valeurs de pénalités ainsi que le facteur de qualité :

Tableau 5. 2: Facteur de qualité « Q »

Critère	Q	
	Sens x	Sens y
Condition minimale sur les files de contreventement	0	0.05
Redondance en plan	0,05	0
Régularité en plan	0	0
Régularité en élévation	0	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0.05
Contrôle de la qualité d'exécution	0,1	0.1
Q (totale)	1,2	

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

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

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

Pour chaque niveau « i » on aura :

$$W = \sum W_i$$

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. 3: Poids des différents niveaux

Niveau	Hauteur	Poids
RDC	3,06	1990,57
1	6,12	2011,08
2	9,18	2011,87
3	12,24	1952,74
4	15,3	1911,85
5	18,36	2155,54

Le poids total de la structure : $W_T = 12033,65$ (KN)

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

$$V_x = \frac{0,08 \times 2,2 \times 1,2}{4} \times 12033,65 = 635,37 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0,08 \times 2,2 \times 1,2}{4} \times 12033,65 = 635,37 \text{ KN}$$

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) [2]:

$$F_i = (V - F_t) \times W_i \times h_i / \sum W_j x h_j$$

Avec

$$V = F_t + \sum F_i$$

F_t : La force concentrée au sommet de la structure

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

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

On a :

- $T_x = 0,371 < 0,7 \text{ s} \rightarrow F_{tx} = 0$
- $T_y = 0,443 < 0,7 \text{ s} \rightarrow F_{ty} = 0$

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

Tableau 5. 4: Répartition des efforts sismiques sur chaque niveau de la structure

Niveau	W_i (KN)	h (m)	$W_i \times h_i$ (KN.m)	F_x (KN)	F_y (KN)
RDC	1990,57	3,06	60911442	30,1369	27,4245
1	2011,08	6,12	12307,8096	60,8949	55,4141
2	2011,87	9,18	18468,9666	91,3782	83,1539
3	1952,74	12,24	23901,5376	118,2568	107,6133
4	1911,85	15,3	29251,305	144,7256	131,6999
5	2155,54	18,36	39575,7144	195,8073	178,1841

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. 5 : Périodes et participation massique modale du modèle finale (donné par SAP2000)

StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless
Mode	1	0.356944	0.00043	0.75187	0.000007801	0.00043	0.75187
Mode	2	0.344549	0.66751	0.00032	0.000002726	0.66794	0.75219
Mode	3	0.271574	0.08322	0.00011	0.000005031	0.75116	0.7523
Mode	4	0.099513	0.00001335	0.16372	0.0000129	0.75118	0.91602
Mode	5	0.089767	0.16592	0.00004796	0.00007074	0.9171	0.91607
Mode	6	0.080546	0.00029	0.00017	0.11104	0.91739	0.91624
Mode	7	0.075552	0.00048	0.00127	0.00236	0.91787	0.91751
Mode	8	0.073559	0.00001646	0.00028	0.00343	0.91789	0.91779
Mode	9	0.071189	0.000007129	0.00001498	0.00002628	0.91789	0.9178
Mode	10	0.069024	0.0000953	0.00003891	0.00222	0.91799	0.91784
Mode	11	0.066017	0.00062	0.0000005408	0.000004159	0.91861	0.91784
Mode	12	0.064274	0.0000502	0.0000006624	0.0000001431	0.91866	0.91784

- La période de vibration ne doit pas dépasser 30% de la période calcule par la formule

empirique (Art (4.2.4)) :

D'après les résultats de SAP2000 on constate que :

$$T_x = 0,3445s < 1.3 \times T_{\text{empirique}} = 1.3 \times 0.371 = 0,4823 \dots \dots \text{CV}$$

$$T_y = 0,3569 s < 1.3 \times T_{\text{empirique}} = 1.3 \times 0,443 = 0.5759s \dots \dots \text{CV}$$

- Participation massique dépasse 90% au 5^{ème} mode suivant xx et au 4^{ème} mode suivant yy.

5.9 Spectre de réponse de calcul :

Selon le RPA99V2003[2] l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_A}{g} = \begin{cases} 1,25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & \dots \dots \dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{R} \right)^{\frac{2}{3}} & \dots \dots \dots T_1 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T_2} \right)^{\frac{5}{3}} & \dots \dots \dots T > 3s \end{cases}$$

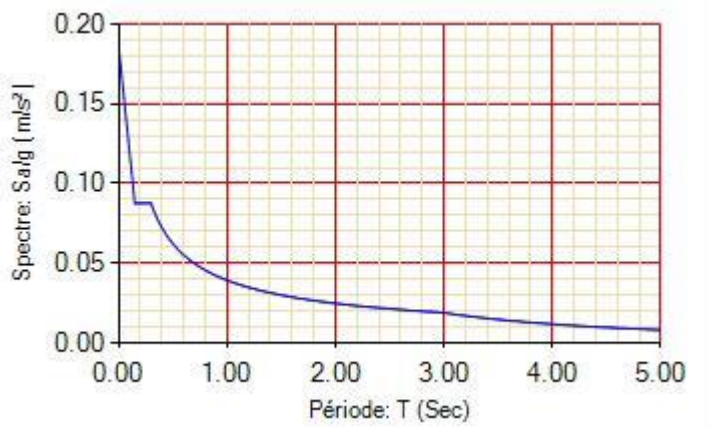


Figure 5. 3: Spectre de réponse extrait de logiciel (RPA spectre)

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 [2]

$$V_{X,dyn} = 778,92 \text{ KN} > 0,8V_X = 0,8 \times 635,37 = 508,29 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

$$V_{Y,dyn} = 731,05 \text{ KN} > 0,8V_Y = 0,8 \times 635,37 = 508,29 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

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 : $P = 46906,48 \text{ (KN)}$
 $N = 1,1 \times P = 1,1 \times 46906,48 = 51597,128 \text{ (KN)}$

$$M = \sum F_i \times h_i$$

$$B_x = 19,76 \text{ m}$$

$$B_y = 9,36 \text{ m}$$

❖ Sens -X- :

$$M_x = \sum F_{ix} \times h_i = 8560,5345 \text{ (KN. m)}$$

❖ Sens -Y- :

$$M_y = \sum F_{iy} \times h_i = 7790,0614 \text{ (KN. m)}$$

❖ Sens x :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} \rightarrow e = \frac{8560,5345}{51597,128} \leq \frac{19,76}{4} \rightarrow 0,166 \leq 4,94 \rightarrow \text{CV}$$

❖ Sens y :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} \rightarrow e = \frac{7790,0614}{51597,128} \leq \frac{9,36}{4} \rightarrow 0,151 \leq 2,34 \rightarrow \text{CV}$$

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 :

$$\text{Les voiles} \rightarrow \frac{V_{voile}}{V_{global}} \leq 100\%$$

Tableau 5. 6: Effort tranchant globale de base et des voiles selon les deux sens.

V_x globale	V_x voile	V_y globale	V_y voile
778,92	742,68	731,05	692,23

$$\text{❖ Sens x: } \frac{742,68}{778,92} = 0,9534 \leq 1 \rightarrow 95,34 \% \leq 100\% \rightarrow \text{CV}$$

$$\text{❖ Sens y: } \frac{692,23}{731,05} = 0,9468 \leq 1 \rightarrow 94,68 \% \leq 100\% \rightarrow \text{CV}$$

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

5.10.4 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)) [2] exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{Nd}{B \cdot f_{c28}} \leq 0,3$$

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. 7: Vérification spécifique sous l'effort normal réduit

Niveau	B(m ²)	N _d (MN)	V	Remarque
RDC	0,20	1198,36	0,24	CV
1	0,20	986,24	0,19	CV
2	0,20	783,22	0,15	CV
3	0,16	584,25	0,15	CV
4	0,16	393,67	0,10	CV
5	0,16	209,41	0,05	CV

5.10.5 Vérification vis-à-vis des déformations :

D'après le RPA99/Version2003[2]; 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 ($R = 4$)

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

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

he : La hauteur de chaque niveau.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5. 8: Vérification des déplacements inter étages dans le sens x

Niveau	$\delta(ek)(cm)$	$\delta(k)(cm)$	$\Delta(K)(cm)$	1%(he)(cm)	Remarque
RDC	0,01	0,04	0,04	3,06	CV
1	0,04	0,16	0,12	3,06	CV
2	0,11	0,44	0,28	3,06	CV
3	0,19	0,76	0,32	3,06	CV
4	0,27	1,08	0,32	3,06	CV
5	0,35	1,4	0,32	3,06	CV

Tableau 5. 9: Vérification des déplacements inter étages dans le sens y

Niveau	$\delta(ek)(cm)$	$\delta(k)(cm)$	$\Delta(K)(cm)$	1%(he)(cm)	Remarque
RDC	0,011	0,044	0,044	3,06	CV
1	0,04	0,16	0,116	3,06	CV
2	0,11	0,44	0,28	3,06	CV

3	0,18	0,72	0,28	3,06	CV
4	0,26	1,04	0,32	3,06	CV
5	0,34	1,36	0,32	3,06	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.

$$\theta(k) = \frac{p(k) \cdot \Delta(k)}{V(k) \cdot h(k)} \leq 0,1$$

$p(k)$: poids de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k

$$P(k) = \sum (W_{ji} + \beta W_{qi})$$

$v(k)$: 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. 10: Vérification de l'effet P-delta pour inter étages (sens -x-)

Niveau	H(k)(cm)	P(k)(KN)	Δ(k)(cm)	V(k)(KN)	θ(k)	Remarque
RDC	306	12033,65	0,04	641,20	0,0025	CV
1	306	10043,08	0,12	611,06	0,0064	CV
2	306	8032,00	0,28	550,17	0,0134	CV
3	306	6020,13	0,32	458,79	0,0137	CV
4	306	4067,39	0,32	340,53	0,0125	CV
5	306	2155,54	0,32	195,81	0,0115	CV

Tableau 5. 11: Vérification de l'effet P-delta pour inter étage (Sens -y-)

Niveau	h(k)(cm)	P(k)(KN)	Δ(k)(cm)	V(k)(KN)	θ(k)	Remarque
RDC	306	12033,65	0,04	583,49	0,0030	CV
1	306	10043,08	0,12	556,07	0,0068	CV
2	306	8032,00	0,28	500,65	0,0147	CV
3	306	6020,13	0,28	417,50	0,0132	CV
4	306	4067,39	0,32	309,88	0,0137	CV
5	306	2155,54	0,32	178,18	0,0127	CV

Remarque : la condition est satisfaite, donc l'effet P-Delta n'a pas influence sur la structure d'où les effets du 2°ordre peuvent être négligés.

Conclusion :

À partir de cette étude dynamique, nous constatons que notre bâtiment étudié satisfait toutes les vérifications imposées par le règlement parasismique algérien (RPA99/2003).

Chapitre 6
Etude des éléments
structuraux

6.1 Introduction :

Une construction en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (voiles, poteaux, poutres). Dans ce chapitre nous calculons le ferrailage de ces éléments selon les règles , BAEL91 [1] et le RPA99V2003 [2] en considérant le cas le plus défavorable. La détermination des sollicitations a été faite en utilisant le logiciel d'analyse des structures (SAP2000)

- 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[1] :

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

E.L.S : $G + Q$

➤ Règlement RPA 99[2] :

E.L.U : $G + Q \pm E$

E.L.S : $0.8G \pm E$

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation non pondérées.

E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales

6.3 Etude des Poteaux :

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée sous les sollicitations de l'effort normal (N) et des moments fléchissants (M).

6.3.1 Les résultats des sollicitations donnés par SAP2000 :

Les résultats des efforts internes selon les combinaisons d'actions précédentes données par le logiciel SAP2000 sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 6. 1: Les différents sollicitations maximales à l'accidentelle et L'ELU :

Niveau	Nmax (MN)	Mcorres (MN)	Mmax (MN)	Ncorres (MN)
RDC	0.8794	0.0009	0.0470	0.6293
1 étage	0.7247	0.0048	0.0352	0.5160
2 étage	0.5759	0.0056	0.0373	0.5092
3 étage	0.4299	0.0041	0.0273	0.4199
4 étage	0.2899	0.0042	0.0208	0.3961
5 étage	0.1546	0.0035	0.0216	0.3566

Tableau 6. 2: Sollicitation maximales à ELS.

Niveau	Nmax (MN)	Mcorres (MN)	Mmax (MN)	Ncorres (MN)
RDC	0.8724	0.0022	0.0263	0.6801
1 étage	0.7182	0.0079	0.0341	0.5790
2 étage	0.5705	0.0078	0.0338	0.4469
3 étage	0.4259	0.0065	0.0287	0.3342
4 étage	0.2873	0.0071	0.0280	0.2346
5 étage	0.1534	0.0086	0.0528	0.1097

6.3.2 Calcul du ferrailage :

6.3.2.1 Armatures longitudinales :

D'après le RPA99/version 2003 [2], les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet. Leur pourcentage en zone sismique I est limité par :

$$A_{max} = \frac{A_s}{bh} < 4\% \text{ en zone courante}$$

$$A_{max} = \frac{A_s}{bh} < 6\% \text{ en zone recouvrement}$$

$$A_{min} = \frac{A_s}{bh} > 7\% \text{ en zone } I$$

Le diamètre minimal est de 12 mm.

La longueur minimale de recouvrement est de $40\phi L$

❖ Calcul de ferrailage :

Calculons un poteau au niveau de RDC (le plus sollicité).

$$b = 0,45 \text{ m}, h = 0,45 \text{ m}; \mu_R = 0.392$$

$$d = 0,405 \text{ m}, d' = 0,045 \text{ m}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}; f_e = 400 \text{ MPa}; f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 347.83 \text{ MPa}. \gamma_s = 1,15; \gamma_b = 1,5$$

$$N_U = 0.8794 \text{ MN}$$

$$M_U = 0.0009 \text{ MN}.$$

Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0.0009}{0.8794} = 0.0010 \text{ m}$$

$$e = 0.0010 < \frac{h}{6} = 0.075 \text{ m}$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 0.0010 + 0.225 - 0.045 = 0.181 \text{ m}$$

$$M_a = N_U \times e_a = 0.8794 \times 0.181 = 0.1591 \text{ m}$$

• Vérifications des conditions :

$$N_U \times (d - d') - M_a = 0.8794 \times (0.405 - 0.045) - 0.1591 = 0.1574 \rightarrow I$$

$$(0.377 - 0.81 \cdot \frac{d'}{d}) * b * d^2 * f_{bc} = (0.377 - 0.81 * \frac{0.045}{0.405}) * 0.45 * 0.405^2 * 14.17$$

$$= 0.300 \rightarrow II$$

$I < II \rightarrow$ la section est partiellement comprimée avec armature inférieure tendue

$$\mu_u = M_a / b d^2 f_{bc} = 0.1521$$

$$\mu_u = 0.1521 \leq \mu_R = 0.379 \text{ (FeE 400)} \rightarrow CV$$

Donc ($A_2 = 0$).

La section est à simple armature

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.1521})$$

$$\alpha = 0.207$$

$$z = d(1 - 0.4 * \alpha) = 0.405(1 - 0.4 * 0.207)$$

$$z = 0.371 \text{ m}$$

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

$$A_1 \geq (\frac{M_a}{z} - N_U) \frac{1}{\sigma_{st}} \rightarrow A_1 \geq (\frac{0.1591}{0.371} - 0.8794) \frac{1}{347.83} = -12.95 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage de poteau est négatif, alors on va le ferrailer avec le minimum du RPA99 version 2003.

➤ **Le Poteau le plus sollicité du RDC à l'accidentel :**

Prenons le même poteau

$$b = 0,45 \text{ m}, h = 0,45 \text{ m}; \mu_R = 0.392$$

$$d = 0,405 \text{ m}, d' = 0,045 \text{ m}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}; f_e = 400 \text{ MPa}; f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 347.83 \text{ MPa}. \gamma_s = 1,15; \gamma_b = 1,5$$

$$N_U = 0.6293 \text{ MN}$$

$$M_U = 0.0470 \text{ MN}.$$

Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0.0470}{0.6293} = 0.074 \text{ m}$$

$$e = 0.074 < \frac{h}{6} = 0.075 \text{ m}$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 0.074 + 0.225 - 0.045 = 0.254 \text{ m}$$

$$M_a = N_U \times e_a = 0.6293 \times 0.254 = 0.1598 \text{ m}$$

• **Vérifications des conditions :**

$$N_U \times (d - d') - M_a = 0.6293 \times (0.405 - 0.045) - 0.1598 = 0.066 \rightarrow I$$

$$(0,377 - 0,81 * \frac{d'}{d}) * b * d^2 * f_{bc} = \left(0,377 - 0,81 * \frac{0,045}{0,405}\right) * 0,45 * 0,405^2 * 14,17$$

$$= 0,300 \rightarrow II$$

$I < II \rightarrow$ la section est partiellement comprimée avec armature inférieure tendue.

$$\mu_u = M_a / b d^2 f_{bc} = 0.1527$$

$$\mu_u = 0.1527 \leq \mu_R = 0.379 \text{ (FeE 400)} \rightarrow \text{CV}$$

Donc ($A_2 = 0$).

La section est à simple armature

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.1527})$$

$$\alpha = 0.208$$

$$z = d(1 - 0.4 * \alpha) = 0.405(1 - 0.4 * 0.208)$$

$$z = 0.372 \text{ m}$$

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

$$A_1 \geq \left(\frac{M_a}{z} - N_U\right) \frac{1}{\sigma_{st}} \rightarrow A_1 \geq \left(\frac{0.1598}{0.372} - 0.6293\right) \frac{1}{347.83} = -5.74 \text{ cm}^2$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 6. 3: Les résultats de ferrailage

Etage	A ₁ (cm ²)	A ₂ (cm ²)	Section	A ₁ (cm ²)	A ₂ (cm ²)	Section
RDC	-12.95	0	S. P. C	-5.74	0	S. P. C
1 etage	-10.61	0	S. P. C	-5.17	0	S. P. C
2 etage	-8.42	0	S. P. C	-4.90	0	S. P. C
3 etage	-6.28	0	S. P. C	-4.24	0	S. P. C
4 etage	-4.19	0	S. P. C	-4.01	0	S. P. C
5 etage	-2.16	0	S. P. C	-3.65	0	S. P. C

Le ferrailage de poteau est négatif, alors on va ferrailer avec le minimum du **RPA99 version 2003 [2]**.

Les résultats 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} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Choix
RDC	45 × 45	14.17	81	121.5	16.08	8T16
Etage 1	45 × 45	14.17	81	121.5	16.08	8T16
Etage 2	45 × 45	14.17	81	121.5	16.08	8T16
Etage 3	40 × 40	11.2	64	96	12.32	8T14
Etage 4	40 × 40	11.2	64	96	12.32	8T14
Etage 5	40 × 40	11.2	64	96	12.32	8T14

6.3.3 Vérification de ferrailage :

6.3.3.1 Les armatures longitudinales :

❖ Suivant le RPA [2] :

➤ La section minimale :

La section minimale est de 0.7% de la section totale :

$$A_{min}=0,7\% \times b \times h = 14.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{adoptée} = 16.08 > A_{min} \rightarrow \text{CV}$$

➤ La section maximale :

La section maximale est de 4% en zone courante, et de 6% en zone de recouvrement.

$$A_{max}=4\% \times b \times h = 81 \text{ cm}^2$$

$$A_{max}=6\% \times b \times h = 121.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{adoptée} = 16.08 < A_{max} \rightarrow \text{CV}$$

❖ Suivant les règles BAEL91 [1] :

➤ La section minimale :

$$A_{min}=0,2\% \times b \times h = 3.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{adoptée} = 16.08 > A_{min} \rightarrow \text{CV}$$

➤ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.023 \times f_c \times 28 \times b \times d}{f_e} = 2.61 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{min} \rightarrow \text{CV}$$

Remarque : La condition est largement vérifiée pour tous les niveaux.

• Calcule des longueurs de recouvrement :

Selon le RPA99 [2] la longueur de recouvrement est : $L_r = 4\phi L_{max}$

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)
Ø16	640	700
Ø14	560	600

Ø12	480	500
-----	-----	-----

• **Longueur de la zone nodale :**

Les dimensions de la zone nodale sont :

$$h' = \left(\frac{he}{6} ; b ; 60cm\right) = \left(\frac{306}{6} ; 45 ; 60cm\right)$$

Tableau 6. 6: La longueur de la zone nodale pour les poteaux.

Etage	he (cm)	h' (cm)
RDC	306	60
Etage 1	306	60
Etage 2	306	60
Etage 3	306	60
Etage 4	306	60
Etage 5	306	60

6.3.3.2 Armatures transversales :

❖ **Vérification spécifique sous sollicitations tangentes « τ_u » :**

Vérification selon le RPA 99/V2003 [2]:

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau} b \bar{u}$$

Avec : $\tau_{bu} = \frac{V}{b*d}$

V : Effort tranchant de la section étudiée

b : La largeur de la section étudiée

d : La hauteur utile

$$\bar{\tau} b \bar{u} = \rho b . f_c 28$$

$$\rho_b = 0,075 \text{ Si: } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_b = 0,05 \text{ Si: } \lambda_g \leq 5$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}$$

$l_f = 0,7 . l_0$: Longueur de flambement du poteau.

Tableau 6. 7: Vérification spécifique sous sollicitations normales

Niveau	V(MN)	λ_g	ρ_b	τ_{bu}	$\tau_{bu}^{\bar{u}}$	Remarque
RDC	0.0425	4.76	0.05	0.2331	1.25	CV
Etage 1	0.0842	4.76	0.05	0.4620	1.25	CV
Etage 2	0.1206	4.76	0.05	0.6617	1.25	CV
Etage 3	0.1039	5.35	0.075	0.7215	1.875	CV
Etage 4	0.0952	5.35	0.075	0.6611	1.875	CV
Etage 5	0.0399	5.35	0.075	0.2770	1.875	CV

❖ **Choix des armatures transversales :**

D'après RPA99/V2003, Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la Formule :

$$A_t = \frac{\rho_a * V_u * S_t}{h * f_e}$$

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:

$$\rho_a = 2,50 \text{ Si: } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \text{ Si: } \lambda_g \leq 5$$

St : L'espacement des armatures transversales :

• **La zone nodale :**

$$St \leq \min (10\phi_l ; 15) \text{ cm}$$

$\phi_l = 14 \text{ mm}$: le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

En prend $St=12 \text{ cm}$

• **La zone de recouvrement :**

$$St' \leq 15\phi_l$$

En prend $St'=20 \text{ cm}$

Avec :

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

• **Vérification des armatures transversales selon RPA99/V2003 [2] :**

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{At}{St \cdot b}$ en % est donnée comme suit :

$$\text{Si: } \lambda_g \geq 5 \rightarrow \frac{At}{St \cdot b} = 0.3\%$$

$$\text{Si: } \lambda_g \leq 5 \rightarrow \frac{At}{St \cdot b} = 0.8\%$$

$$\text{Si: } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow \text{L'interpolation}$$

L'interpolation : Est une méthode simple pour estimer la valeur prise par les deux fonctions,

On prend : $F(x_a) = Y_a$; $F(5) = 0,3 \%$ et $F(x_b) = Y_b$; $F(3) = 0,8 \%$

On prend comme exemple de calcul le poteau du RDC :

($\lambda_g = 4.76$) ; ($St = 12 \text{ cm}$) ; ($b = 40 \text{ cm}$)

$$F(x) = \frac{y_a - y_b}{x_a - x_b} \times (x) + \frac{(x_a \times y_b) - (x_b \times y_a)}{x_a - x_b}$$

$$F(x) = \frac{0.3 - 0.8}{5 - 3} \times (4.76) + \frac{(5 \times 0.8) - (3 \times 0.3)}{5 - 3} = 0.36\%$$

$$At (\text{mim}) = 0.36\% \times St \times b = (0.36\%) \times 0,12 \times 0,40$$

$$At (\text{min}) = 1.72 \text{ cm}^2$$

Tableau 6. 8: Les armatures transversales des poteaux.

Niveau	h (cm)	V(MN)	λ_g	Pa	St (cm)	St' (cm)	At (cm ²)	Atmin (cm ²)	Choix
RDC	45	0.0425	4.76	3.75	12	20	1.06	1.72	4T8
Etage 1	45	0.0842	4.76	3.75	12	20	2.10	1.72	4T8
Etage 2	45	0.1206	4.76	3.75	12	20	3.01	1.72	4T8
Etage 3	40	0.1039	5.35	2.5	12	20	1.94	1.00	4T8
Etage 4	40	0.0952	5.35	2.5	12	20	1.78	1.00	4T8
Etage 5	40	0.0399	5.35	2.5	12	20	0.74	1.00	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 :

• $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

• $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$ Avec : $\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta * ftj}\right) = 201,63 \text{ MPa}$

❖ **Calcul de l'excentricité :**

$$e = \frac{Ms}{Ns}$$

❖ **Position de l'axe neutre :**

$$p = -3\left(e - \frac{h}{2}\right)^2 + \frac{6nA2}{b}\left(e - \frac{h}{2} + d'\right) + \frac{6nA1}{b}\left(e - \frac{h}{2} + d\right)$$

$$q = 2\left(e - \frac{h}{2}\right)^3 - \frac{6nA2}{b}\left(e - \frac{h}{2} + d'\right)^2 - \frac{6nA1}{b}\left(e - \frac{h}{2} + d\right)^2$$

La détermination de e1 peut se faire par :

$$e_1 = \sqrt[3]{(-p \cdot e_1 - q)}$$

Puis on détermine :

$$x = \frac{h}{2} + e_1 - e$$

$$S = \frac{b * x^2}{2} + nA2(x - d') - nA1(d - x)$$

❖ **Calcul de la contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{Ns * x}{S} \leq \bar{\sigma}_{bc} 15 \text{ MPa}$$

❖ **Calcul de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = \frac{nNs(d - x)}{S} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

Tableau 6. 9: Contrainte dans le béton et dans les aciers.

Niveau	p	q	e1	x	S	σ_{bc}	σ_{st}	Remarque
RDC	-0.0898	-0.0327	0.3205	0.5430	0.0696	6.8063	25.94	CV
Etage 1	-0.0761	-0.0313	0.3179	0.532	0.0667	5.7246	20.51	CV
Etage 2	-0.0718	-0.0309	0.3172	0.5286	0.0658	4.5795	16.07	CV
Etage 3	-0.0538	-0.0211	0.2798	0.4646	0.0451	4.3800	14.79	CV
Etage 4	-0.0409	-0.0202	0.2769	0.4522	0.0426	3.0496	9.32	CV
Etage 5	-0.0133	-0.0189	0.2698	0.4138	0.0352	1.8012	3.51	CV

6.3.4 Vérification au flambement :

On doit vérifier la condition suivante :

$$N_d \leq N_u = \alpha \left(\frac{B_r * f_c 28}{0,9 * \gamma_b} + \frac{f_e * A_s}{\lambda_s} \right)$$

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 $\rightarrow B_r = (a - 0, 01) \times (b - 0, 01)$

▪ α : Est un coefficient fonction de l'élançement mécanique λ

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 * \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{Pour : } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0,60 * \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{Pour : } 50 \leq \lambda \leq 70$$

Si plus de la moitié des charges sont appliquées avant 90 jours : $\alpha = \frac{\alpha}{1,10}$

λ_g : L'élançement géométrique du poteau $\rightarrow \lambda_g = \frac{l_f}{i_{min}}$

▪ i_{min} : Rayon de giration $i_{min} = \frac{a}{0,2 * \sqrt{3}}$

l_f : La longueur de flambement du poteau ; avec : $l_f = 0,7 * l_0$

Niveau	a=b (m)	Br (m ²)	lf (m)	imin (m)	λg	$\frac{\alpha}{1.10}$	As(cm ²)	Nu (MN)	Nd (MN)	Remarque
RDC	0.45	0.1936	2.142	0.1299	16.48	0.739	1.936	31.35	0.8794	CV
Etage 1	0.45	0.1936	2.142	0.1299	16.48	0.739	1.936	31.35	0.7247	CV
Etage 2	0.45	0.1936	2.142	0.1299	16.48	0.739	1.936	31.35	0.5759	CV
Etage 3	0.40	0.1521	2.142	0.1154	18.56	0.731	1.521	30.43	0.4299	CV
Etage 4	0.40	0.1521	2.142	0.1154	18.56	0.731	1.521	30.43	0.2899	CV
Etage 5	0.40	0.1521	2.142	0.1154	18.56	0.731	1.521	30.43	0.1546	CV

- l_0 : La hauteur libre du poteau
- a : La dimension du poteau

($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$) ; ($f_e = 400 \text{ MPa}$) ; ($\gamma_b = 1,5$) ; ($\gamma_s = 1,15$).

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

6.3.5 Schéma du ferrailage :

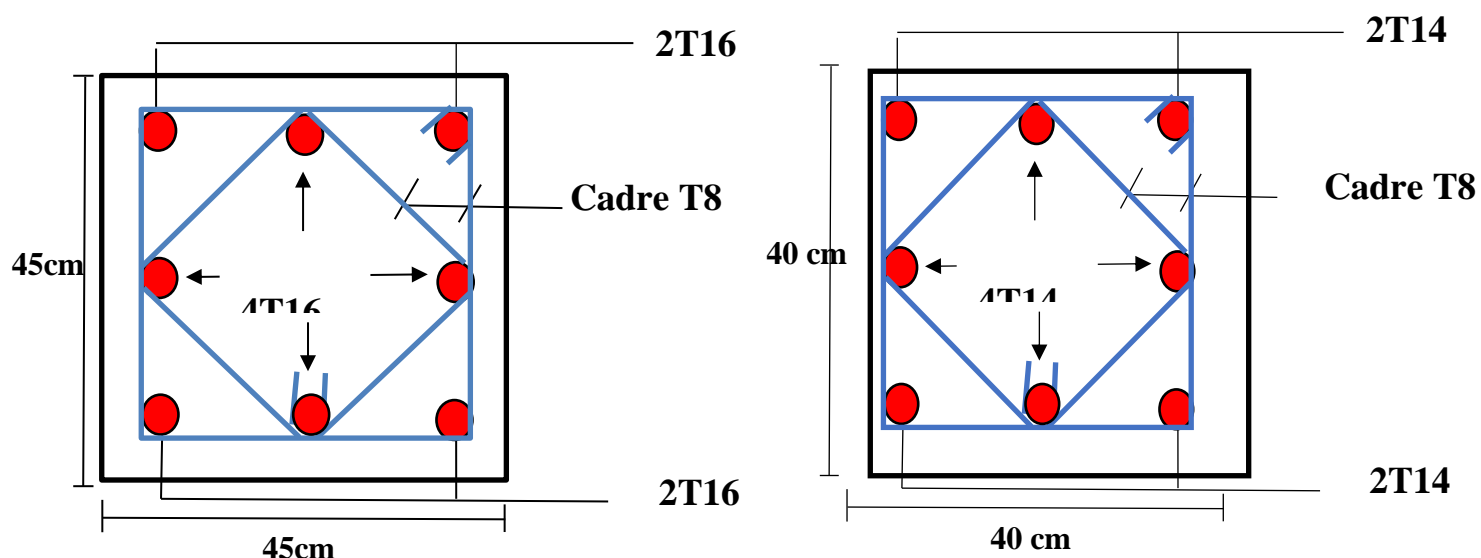


Figure 6. 1 : Ferrailage des poteaux

6.4 Etude des poutres :

6.4.1 Introduction :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un effort tranchant permettant de calculer les armatures transversales et un moment fléchissant pour déterminer les armatures longitudinales.

6.4.2 Combinaisons des charges :

-Selon BAEL 99 [1] : Les combinaisons fondamentales.

- ELU : 1,35 G + 1,5 Q

- ELS : G + Q

-Selon RPA99/version 2003[2] : Les combinaisons accidentelles.

- G + Q ± Ex
- G + Q ± Ey
- 0,8 G ± Ex
- 0,8 G ± Ey

6.4.3 Les recommandations du RPA99/V2003 [2] :

- **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 5. 12 : Sollicitation maximales dans les Poutres Principales.

	ELU		ELS		Accidentelle		
Section	M(appui) (KN. m)	M(travée) (KN. m)	M(appui) (KN. m)	M(travée) (KN. m)	M(appui) (KN. m)	M(travée) (KN. m)	V (KN)
30×40	117,7	61,6	82,02	93,98	53,09	102,57	101,9

Tableau 5. 13: Sollicitation maximales dans les Poutres secondaires.

	ELU		ELS		Accidentelle		
Section	M(appui) (KN. m)	M(travée) (KN. m)	M(appui) (KN. m)	M(travée) (KN. m)	M(appui) (KN. m)	M(travée) (KN. m)	V (KN)
30×35	75,79	48,75	55,07	35,41	67,8	64,9	88,3

6.5 Calcul de ferrailage :

6.5.1 Ferrailage de poutre principale :

6.5.1.1 Armatures longitudinales :

❖ ELU :

• Travée :

$$M_{u(\text{travée})} = 61,6 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{u\max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{61,6 \cdot 10^{-3}}{0,3 \cdot 0,36^2 \cdot 14,17}$$

$$\mu_u = 0,112 \leq \mu_r = 0,392 \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc, les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc}=0$) la section est à simple armature

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,112})$$

$$\alpha = 0,149$$

$$z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,36(1 - 0,4 \cdot 0,149)$$

$$z = 0,339 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{M_{u\max}}{Z \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_{st} \geq \frac{0,0616}{0,339 \cdot 347,82} = 5,22 \text{ cm}^2$$

Ferrailage choisi ($3T14 + 3T12 = 7,7 \text{ cm}^2$)

➤ Condition de non fragilité :

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

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

$$A_{st} = 9,24 \geq 1,2 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

• En appui :

$$M_{u(\text{travée})} = 117,7 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{u\max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{117,7 \cdot 10^{-3}}{0,3 \cdot 0,36^2 \cdot 14,17}$$

$$\mu_u = 0,213 \leq \mu_r = 0,392 \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc, les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc}=0$) la section est à simple armature

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,213})$$

$$\alpha = 0,302$$

$$z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,36(1 - 0,4 \cdot 0,302)$$

$$z = 0,316 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{M_{u\max}}{Z \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_{st} \geq \frac{0,1177}{0,316 \cdot 347,82} = 10,7 \text{ cm}^2$$

On prend ($3T16 + 3T16 = 12,06 \text{ cm}^2$)

➤ Condition de non fragilité :

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

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

$$A_{st} = 15,27 \geq 1,2 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

➤ **Condition du RPA99 version 2003 :**

$$A_{min} = 0,5\% * b * h = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{adoptée(travée)} = 7,7 \text{ cm}^2 > A_{smin} \rightarrow \text{CV}$$

$$A_{adoptée(appui)} = 12,06 \text{ cm}^2 > A_{smin} \rightarrow \text{CV}$$

◆ **ELS :**

• **Travée :**

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b*x^2}{2} + nAsc(x - d') - n * Ast(d - x) \quad \text{avec } n = 15$$

$$\frac{30*x^2}{2} - 15 * 7,7(36 - x) = 0$$

$$15x^2 - 115,5(36 - x) = 0$$

$$15x^2 + 115,5x - 4158 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 512,65$$

$$X = 13,23$$

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

$$I = \frac{b*x^3}{3} + n * Asc(x - d')^2 + n * Ast(d - x)^2$$

$$I = \frac{30*13,23^3}{3} + 15 * 7,7(36 - 13,23)^2$$

$$I = 83040,47 \text{ cm}^4$$

➤ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms*x}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,04502*0,1323}{0,00083040} = 7,17 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_c = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,17 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

➤ **Contrainte maximale dans l'acier :**

$$\sigma_{bc} = n \frac{Ms(d-x)}{I}$$

$$\sigma_{bc} = 15 \frac{0,04502*(0,36-0,1323)}{0,00083040}$$

$$\sigma_{bc} = 185,17 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

• **En appui :**

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b*x^2}{2} + nAsc(x - d') - n * Ast(d - x) \quad \text{avec } n = 15$$

$$\frac{30*x^2}{2} - 15 * 12,06(36 - x) = 0$$

$$15x^2 - 180,9*(36 - x) = 0$$

$$15x^2 + 180,9x - 6512,4 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 650,74$$

$$X = 15,66$$

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

$$I = \frac{b*x^3}{3} + n * Asc(x - d')^2 + n * Ast(d - x)^2$$

$$I = \frac{30*15,66^3}{3} + 15 * 12,06(36 - 15,66)^2$$

$$I = 113245,047 \text{ cm}^4$$

➤ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_S \cdot x}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,08602 \cdot 0,1566}{0,00113245} = 11,89 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 11,89 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

➤ **Contrainte maximale dans l'acier :**

$$\sigma_{bc} = \eta \frac{M_S(d-x)}{I}$$

$$\sigma_{bc} = 15 \frac{0,08602 \cdot (0,36 - 0,1566)}{0,00113245}$$

$$\sigma_{bc} = 185,78 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

Section maximale (RPA) :

$$A_{max} = 4\% \times b \times h = 48 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{la zone courante}$$

$$A_{max} = 6\% \times b \times h = 72 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{la zone de recouvrement.}$$

• **Section minimale (RPA) :**

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{St(\text{travée})} + A_{St(\text{appui})} = 24,51 \text{ cm}^2 > A_{min}$$

6.5.1.2 Armatures Transversale

• **Calcul de ϕ_t :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{tmin}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}; 1,2; \frac{30}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(1,14; 1,2; 3)$$

$$\phi_t \leq 1,14$$

$$\text{En prend } \phi_t = 8 \text{ mm} \rightarrow \phi_8$$

• **Calcul de l'espacement : (selon le RPA99 V2003)**

✓ **la zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi_t; 30 \text{ cm}\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}; 12 \cdot 1,2; 30 \text{ cm}\right)$$

$$S_t \leq 10 \text{ cm}$$

✓ **La zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}$$

6.5.1.3 Vérification au cisaillement :

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

$$\text{Avec } \tau_u = \frac{V_u}{d \cdot b}$$

V : Effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée.

b : La largeur de la section étudiée.

d : La hauteur util.

$$V_{u\max} = 101,9 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \cdot b} = \frac{0,1019}{0,3 \cdot 0,36} = 0,943 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,2 \cdot f_{c28}/1,5; 5) \text{ MPa} = (3,33; 5) = 3,55 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,943 < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

6.5.2 Ferrailages de poutre secondaire :

6.5.2.1 Armatures longitudinales :

◆ **ELU :**

• **Travée :**

$$M_{u(\text{travée})} = 48,75 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{u\max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{48,75 \cdot 10^{-3}}{0,3 \cdot 0,315^2 \cdot 14,17}$$

$$\mu_u = 0,115 \leq \mu_r = 0,392 \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc, les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc}=0$) la section est à simple armature

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,115})$$

$$\alpha = 0,153$$

$$z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,315(1 - 0,4 \cdot 0,153)$$

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

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{M_{u\max}}{Z \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_{st} \geq \frac{0,04875}{0,295 \cdot 347,82} = 4,75 \text{ cm}^2$$

Ferraillage choisi (**3T14+2T12 = 6,88**)

➤ **Condition de non fragilité :**

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

$$A_{st} \geq 0,23 \cdot 0,3 \cdot 0,315 \cdot \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} = 7,92 \geq 1,14 \text{ cm}^2$$

• **En appui :**

$$M_{u(\text{travée})} = 75,79 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{u\max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{75,79 \cdot 10^{-3}}{0,3 \cdot 0,315^2 \cdot 14,17}$$

$$\mu_u = 0,179 \leq \mu_r = 0,392 \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc, les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc}=0$) la section est à simple armature

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,179})$$

$$\alpha = 0,248$$

$$z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,36(1 - 0,4 \cdot 0,248)$$

$$z = 0,283 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{M_{u\max}}{Z \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_{st} \geq \frac{0,07579}{0,283 \cdot 347,82} = 7,69 \text{ cm}^2$$

On prend (**3T14+3T14 = 9,24 cm²**)

➤ **Condition de non fragilité :**

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

$$A_{st} \geq 0,23 \cdot 0,3 \cdot 0,315 \cdot \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} = 10,18 \geq 1,14 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

➤ **Condition du RPA99 version 2003 :**

$$A_{\min} = 0,5\% \times b \times h = 5,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptée(travée)}} = 6,88 \text{ cm}^2 > A_{\min} \rightarrow \text{CV}$$

$$A_{adoptée(appui)} = 9,24 \text{ cm}^2 > A_{smin} \rightarrow \text{CV}$$

◆ **ELS :**

• **Travée :**

➤ **Position de l'axe neutre :**

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

$$\frac{30 \cdot x^2}{2} - 15 * 6,88(31,5 - x) = 0$$

$$15x^2 - 103,2(36 - x) = 0$$

$$15x^2 + 103,2x - 3250,8 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 453,53$$

$$X = 11,67$$

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

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + n * A_{sc}(x - d')^2 + n * A_{st}(d - x)^2$$

$$I = \frac{30 \cdot 11,67^3}{3} + 15 * 6,88(31,5 - 11,67)^2$$

$$I = 56474,467 \text{ cm}^4$$

➤ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{s \cdot x}}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,03541 \cdot 0,1167}{0,00056474} = 7,31 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 7,31 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

➤ **Contrainte maximale dans l'acier**

$$\sigma_{bc} = n \frac{M_{s(d-x)}}{I}$$

$$\sigma_{bc} = 15 \frac{0,03541 \cdot (0,315 - 0,1167)}{0,00056474}$$

$$\sigma_{bc} = 186,50 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

• **En appui :**

➤ **Position de l'axe neutre :**

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

$$\frac{30 \cdot x^2}{2} - 15 * 9,24(31,5 - x) = 0$$

$$15x^2 - 138,6 \cdot (31,5 - x) = 0$$

$$15x^2 + 138,6x - 4365,9 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 530,24$$

$$X = 13,05$$

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

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + n * A_{sc}(x - d')^2 + n * A_{st}(d - x)^2$$

$$I = \frac{30 \cdot 13,05^3}{3} + 15 * 9,24(31,5 - 13,05)^2$$

$$I = 69404,26 \text{ cm}^4$$

➤ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{s \cdot x}}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,05507 \cdot 0,1305}{0,00069404} = 10,35 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc}=10,35 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc}=15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

➤ **Contrainte maximale dans l'acier :**

$$\sigma_{bc} = \eta \frac{Ms(d-x)}{I}$$

$$\sigma_{bc} = 15 \frac{0,05507 * (0,315 - 0,1305)}{0,00069404}$$

$$\sigma_{bc} = 200,38 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

Section maximale (RPA) :

$$A_{max} = 4\% \times b \times h = 42 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{la zone courante}$$

$$A_{max} = 6\% \times b \times h = 63 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{la zone de recouvrement.}$$

• **Section minimale (RPA) :**

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h = 5,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{St(\text{travée})} + A_{St(\text{appui})} = 18,1 \text{ cm}^2 > A_{min}$$

6.5.2.2 Armatures Transversale

• **Calcul de ϕ_t :**

$$\phi_t \min\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{35}{35}; 1,2; \frac{30}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(1; 1,2; 3)$$

$$\phi_t \leq 1$$

En prend $\phi_t = 8 \text{ mm} \rightarrow \phi_8$

• **Calcul de l'espacement : (selon le RPA99 V2003)**

✓ **la zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 * \phi_t; 30 \text{ cm}\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}; 12 * 1,2; 30 \text{ cm}\right)$$

$$S_t \leq 8 \text{ cm}$$

✓ **La zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm}$$

6.5.2.3 Vérification au cisaillement :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u. \quad \text{Avec } \tau_u = \frac{Vu}{d*b}$$

V : Effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée.

b : La largeur de la section étudiée.

d : La hauteur util.

$$V_{umax} = 88,3 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{d*b} = \frac{0,0883}{0,3*0,315} = 0,934 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,2.f_{c28}/1,5; 5) \text{ Mpa} = (3,33; 5) = 3,55 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,934 < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

6.5.3 Tableau Récapitulatif de choix :

Tableau 5. 14: Ferrailage des poutres

Poutre	Ferrailage longitudinal					Ferrailage transversal		
	A min (cm^2)	Travée (cm^2)		Appui (cm^2)		ϕ_t (mm)	S (cm)	S' (cm)
		A calculé	Choix	A calculé	Choix			

Poutres principales	6	5,22	3T14fil +3T12renf	10,7	3T16fil+3T16renf	Ø ₈	10	20
Poutres secondaires	5,25	4,75	3T14fil + 2T12renf	7,69	3T14fil+3T14 renf	Ø ₈	8	15

Calcul des longueurs d'ancrage et de recouvrement :

La longueur d'ancrage : D'après le (C.B.A.93)

La longueur d'ancrage : $L \geq L_2 + \frac{\emptyset}{2} + r$

Avec : r : Rayon de courbure → $r = 5,5 \times \emptyset$ pour les aciers (HA).

Ø : Diamètre d'armature.

$L_2 = L_s - (\alpha \times L_1) - (\beta \times r)$

$L_1 = 10\emptyset$

(L₁ ; L₂) : Longueurs rectilignes.

L_s : Longueur de scellement droit. → $L_s = \frac{f_e \cdot \emptyset}{4 \cdot \tau_s'}$

τ_s' : Contrainte d'adhérence → $\tau_s' = 0,6 \times (\psi)^2 \times f_{t28}$

(ψ) : Coefficient d'ancrage → ψ = 1,5 pour les aciers (HA).

L'ancrage de la courbe (θ = 90°) → (α = 1,87) ; (β = 2,19)

(F_e = 400 MPa) ; (f_{t28} = 2,1 MPa)

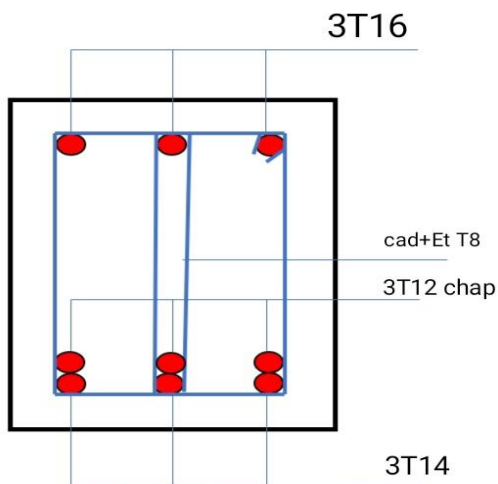
Tableau 5. 15: Tableau d'ancrage des armatures

Ø (mm)	τ _s '(MPa)	L _s (mm)	L ₁ (mm)	r(mm)	L ₂ (mm)	L(mm) Calculé	L(mm) Choisie
Ø12	2,835	423,28	120	66	54,34	126,34	130
Ø14	2,835	493,82	140	77	63,39	147,39	150
Ø16	2,835	564,37	160	88	72,45	168,45	170

6.5.4 Schéma du ferrailage des poutres principales et secondaires :

• **Poutres principales (30×40) :**

En travée.



En appui

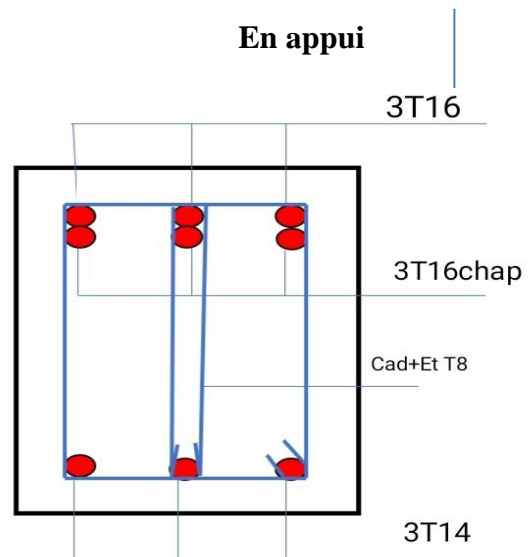


Figure 6. 2:schéma de ferrailage des poutre principales•

Poutres secondaires (30×35)

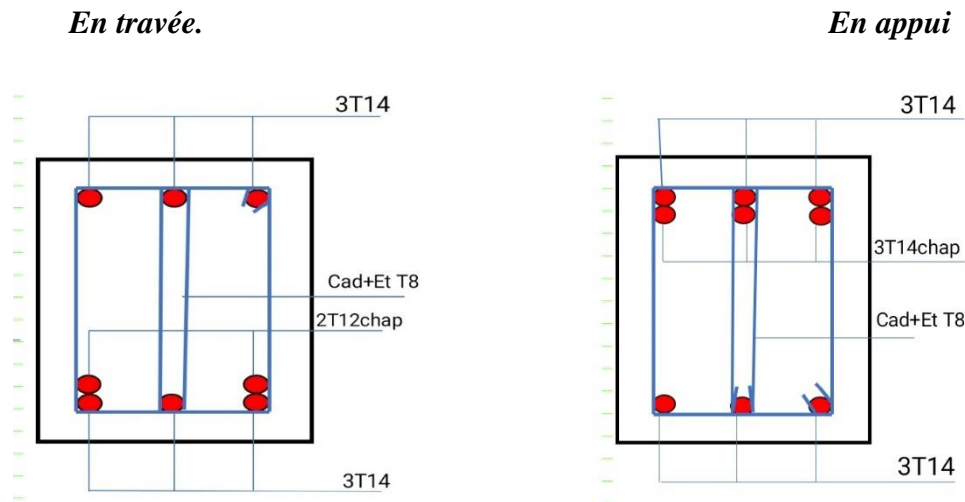


Figure 6. 3: Schémas des ferrailages des poutres secondaires

6.6 Etude des voiles :

6.6.1 Introduction :

Les voiles assurent la stabilité de l'ouvrage sous l'action des sollicitations horizontales, et sollicités en flexion composée.

6.6.2 Combinaisons des charges :

➤ Règlement BAEL 91[1] :

Ce sont des combinaisons qui prennent en compte uniquement les charges permanentes G et les charges d'exploitation Q .

$$1,35 G + 1,5Q \text{ à l'E.L.U}$$

$$G + Q \text{ à l'E.L.S}$$

➤ Règlement RPA 99[2] :

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 :

40 Φ : pour les barres situées dans les zones tendues ou le renversement du signe des efforts sont possibles.

20 Φ : 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. 11: Sollicitation dans les voiles de soutènement

Combinaisons	F11 (KN)	M11 (KN. m)	F22 (KN)	M22 (KN. m)	Vmax (KN)
ELU	184.64	1.24	923.19	6.23	3.55
ELS	134.5	0.9	672.51	4.56	3.55
G+Q±Ex	159.44	0.94	797.18	4.71	3.55
G+Q±Ey	137.35	1.72	686.74	8.59	3.55

6.6.5 Ferrailage vertical :

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de :
 $d \leq (\frac{2L}{3}; h_e)$ selon RPA 2003[2]

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 « Lt » en utilisant les triangles semblables :

$$tg\alpha = \frac{\sigma_N}{Lt} = \frac{\sigma_A}{\sigma_A + \sigma_B} \rightarrow Lt = \frac{L\sigma_A}{\sigma_A + \sigma_B}$$

L'effort de traction dans la zone tendue est donné par :

$$T = 0,5 \times \sigma_B \times Lt \times b$$

La section d'armatures nécessaires est donnée par :

$$A_{cal} = \frac{T \cdot \gamma_s}{f_e}$$

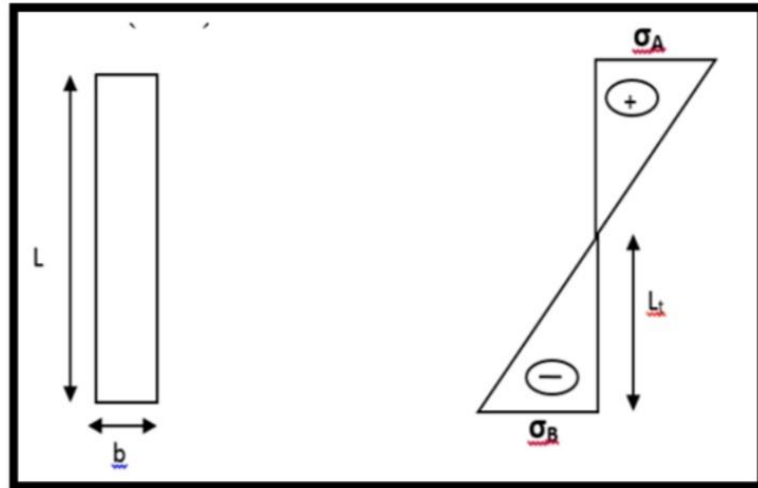


Figure 6. 4: Section partiellement comprimée.

➤ Si : $M < 0$ donc $\sigma_A < 0$ et $\sigma_B > 0$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\sigma_N}{L_t} = \frac{\sigma_A}{\sigma_A + \sigma_B} \rightarrow L_t = \frac{L \sigma_A}{\sigma_A + \sigma_B}$$

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 :

$$A_{cal} = \frac{T \cdot \gamma_s}{f_e}$$

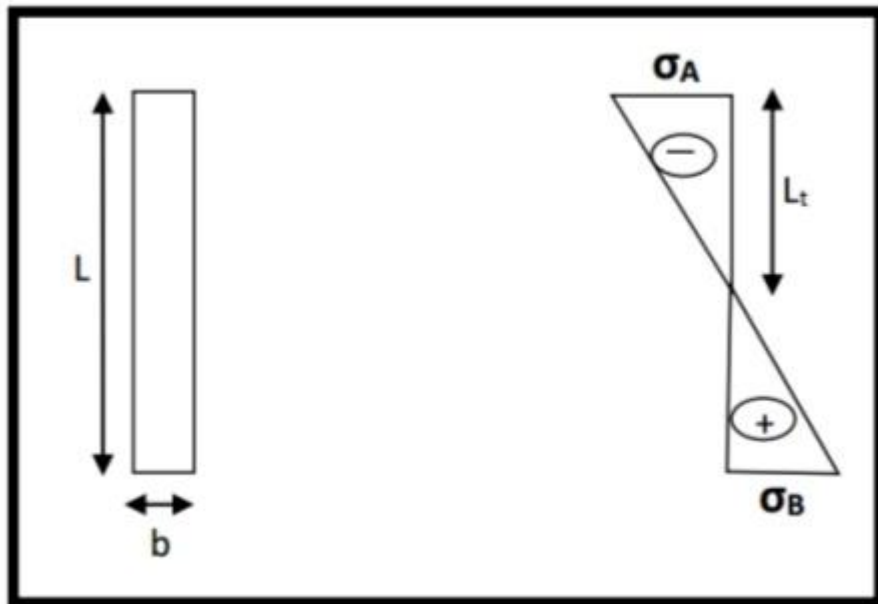


Figure 6. 5: Section entièrement comprimée

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 [2] (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 :

$$A_{cal} = \frac{T \cdot \gamma_s}{f_e}$$

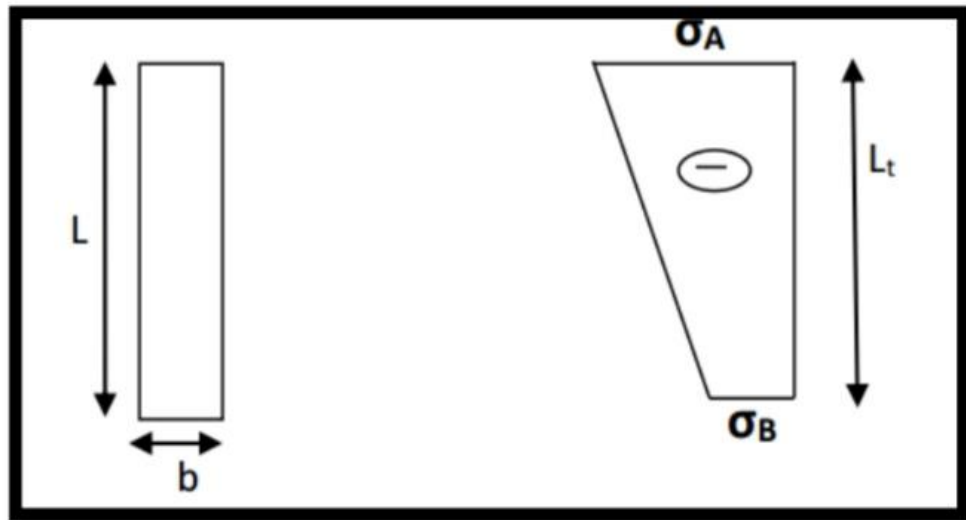


Figure 6. 6 : Section entièrement tendue

6.6.6 Calcul de ferrailage voiles :

• Exemple de calcul des voiles :

$L = 1.8\text{m}$; $b = 0.2\text{ m}$; $A = 0.36\text{ m}^2$

; $M = 6.23\text{KN. m}$; $N = 923.19\text{ KN}$

$$I = bh^3/12 = \frac{0.2 \cdot 1.8^3}{12} = 0.0972\text{ m}^4$$

$$\sigma_A = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot V}{I} = \frac{923.19}{0.36} + \frac{6.23 \cdot 0.9}{0.0972} = 2622.1018\text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_B = \frac{N}{A} - \frac{M \cdot V}{I} = \frac{923.19}{0.36} - \frac{6.23 \cdot 0.9}{0.0972} = 2506.7314\text{ KN/m}^2$$

$\sigma_{A,B} > 0$; 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 [2]**.

Le ferrailage vertical :

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre ($L = 1\text{ m}$)

$$A_{min} = 0,15\% \times b \times h = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3\text{ cm}^2/mL.$$

On choisit : **9T10** de section **7, 07 cm²/mL**

• **Le ferrailage horizontal :**

$$A_{min} = 0,15\% \times b \times h = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3\text{ cm}^2/mL.$$

On choisit : **9T10** de section **7, 07 cm²/mL**

• **Espacement :**

D'après le **RPA 99 version 2003 [2]**, Espacement verticale et horizontale :

$$S \leq \min(1,5e ; 30)\text{ cm} \rightarrow S \leq \min(1,5 \times 20 ; 30)\text{ cm} \rightarrow S \leq \min(30 ; 30)\text{ cm}$$

En prend : $S = 20\text{ cm}$.

• **Calcul des armatures transversales :**

D'après le **BAEL 91 [1]**, 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 $4/m^2$ au moins. On prend donc : $4T8 = 2.01\text{ cm}^2$.

• **Vérification de la contrainte de cisaillement à la base des voiles :**

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

Avec :
$$\tau_u = \frac{V}{0.9 \cdot b_0 \cdot h}$$

$$\bar{\tau}_u \leq 0.2 \times f_{c28}$$

V : Effort tranchant

b_0 : l'épaisseur du voile.

h : la hauteur totale de la section brute

$$\tau_u = \frac{V}{0.9 \cdot b \cdot h} = 0.019 \leq \bar{\tau}_u = 5\text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

6.6.7 Schéma de Ferrailage :

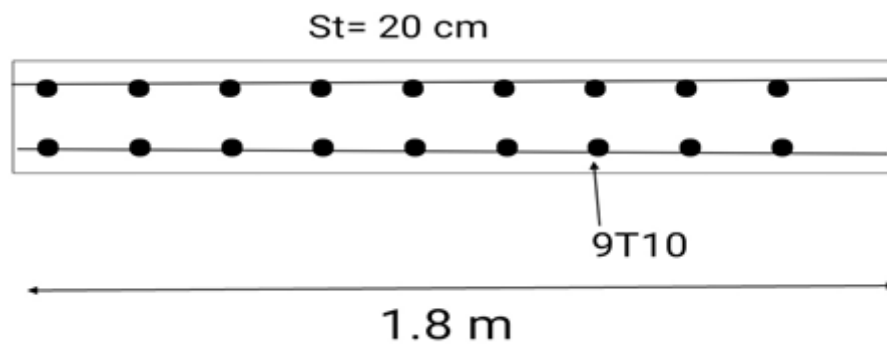


Figure 6. 7: Ferrailage des voiles

Conclusion :

Les éléments principaux jouent un rôle vis-à-vis la résistance et la transmission des sollicitations, la section minimale d'armature exigée par le RPA99/2003 sont importante car il favorise la sécurité avant l'économie.

Chapitre 7
Les fondations

7.1 Introduction :

La transmission des efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles ...) au sol est assurée par les fondations. Ce chapitre est consacré à la détermination de type de fondation et le calcul de ferrailage.

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 Choix de type de fondation :

Étant donné que l'entraxe minimal entre deux poteaux est de 3 mètres, et la surface des semelles dépasse 50% de la surface totale. On a opté pour un radier.

7.4 Etude du radier général :

7.4.1 Pré dimensionnement :

h_n : Hauteur des nervures.

h_d : Hauteur de la dalle.

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ($L_{max} = 5$ m)

$$\left\{ \begin{array}{l} h_d \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{5}{20} = 0,25 \quad \text{on prend } h_d = 0,3 \text{ m} \\ h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{5}{10} = 0,5 \quad \text{on prend } h_n = 0,7 \text{ m} \end{array} \right.$$

• **Condition de rigidité**

Pour qu'un radier soit rigide il faut que :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$L_e \geq 4 \sqrt{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

Avec :

L_e : La longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

E : Module de Young ($E = 3,21 \times 10^7$ KN/m³).

I : Moment d'inertie de l'élément considéré sur 1ml.

K Coefficient de raideur du sol ($K = 4$ Kg/cm³ = 4×10^4 KN/m³).

$$I = \frac{b \cdot h_n^3}{12} \quad \rightarrow \quad h_n \geq 3 \sqrt{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} \geq 0,727 \text{ m}$$

Donc : $h_n \geq 0,727$ m

On prend $h_n = 0,75$ m

$I = 0,0158$ m⁴ , $L_e = 3,181$ m.

•Vérification de condition :

$$\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{max} \rightarrow 4,99 \text{ m} \geq 5 \text{ m} \rightarrow \text{CV}$$

Nous adopterons pour les dimensions suivantes:

Hauteur de la nervure $h_n = 75$ cm ;

Hauteur de la table du radier $h_d = 30$ cm

•Calcul de débordement (D) :

$D \geq \max (h_n/2 ; 30 \text{ cm})$

$D \geq 37,5$ cm on prend $D = 40$ 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 $\sigma_{sol} = 1,5 \text{ bar}$. Pour que la contrainte du sol soit vérifiée, on doit vérifier ces deux conditions :

➤ Condition 1 :

$$\sigma_{b1} \leq \sigma_{sol}$$

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 0,15 cm (ELS, SAP 2000),

$$\sigma_{b1} = 3 \times 0,15 = 0,45 \text{ bar}$$

$$\sigma_{b1} = 0,45 \leq \sigma_{sol} = 1,5 \text{ bar} \rightarrow \text{CV.}$$

➤ Condition 2 :

$$\sigma_{b2} \leq \sigma_{sol}$$

Avec:

$$\sigma_{b2} = F_z / S.$$

$$\sigma_{sol} = \frac{N_s}{S} \rightarrow S = \frac{32260}{150} = 215,06 \text{ m}^2$$

Où :

F_z : Réaction total de la structure à l'ELS obtenu par SAPP2000 ($F_z = 13171,513 \text{ KN}$).

S : Surface du radier, égale à 215,07 m².

$$\sigma_{b2} = F_z / S = \frac{13471,513 \cdot 10^2}{215,07 \cdot 10^4}$$

$$\sigma_{b2} = 0,63 < \sigma_{sol} = 1,5 \text{ bar.} \rightarrow \text{CV}$$

7.4.2.2 Vérification au poinçonnement :

Selon le BAEL99 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 **SAP2000** $N_u = 879,44 \text{ KN}$.

$$u_u = 4 \times (a + h_n)$$

Avec :

u_u : Périmètre du centre cisailé

$$h_n: \text{l'épaisseur de la nervure} \rightarrow h_n = 0,75 \text{ m.}$$

$$a: \text{largeur de la nervure} \rightarrow a = 0,45 \text{ m}$$

$$u_u = 4 \times (0,45 + 0,75) \rightarrow u_u = 4,8 \text{ m}$$

$$N_u \leq 0,045 \times 0,75 \times 4,8 \times \frac{25}{1,5}$$

$$0,879 \leq 2,7 \text{ MN.} \rightarrow \text{Pas de risque de poinçonnement.}$$

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,

$$N_s \geq H \times \gamma_w \times S_r \times F_s \quad \text{Avec:}$$

γ_w : Poids volumique de l'eau $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$

S_r : La surface totale du radier $S_r = 215,07 \text{ m}^2$

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))

$$N_s = 32,26 \text{ MN}$$

$$N_s \geq \gamma_w \times S_r \times H \times F_s = 10 \times 10^{-3} \times 2 \times 215,07 \times 3 = 12,90 \text{ MN.}$$

$$32,26 \text{ MN} \geq 12,9 \text{ MN} \rightarrow \text{CV.}$$

7.4.2.4 Les différentes sollicitations :

Après une modélisation du radier avec « Sap 2000 », on a obtenu les résultats suivant :

- **Sens x-x :**

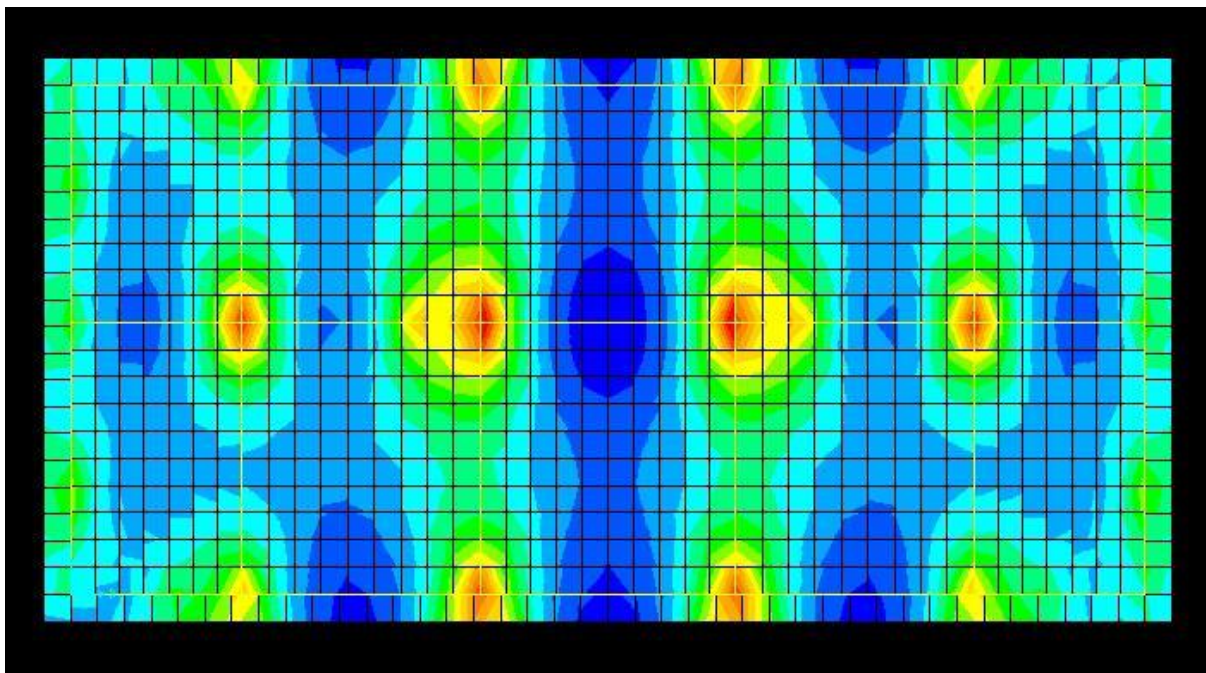


Figure 7. 1: Moment M11 à L'ELU

- **Sens y-y :**

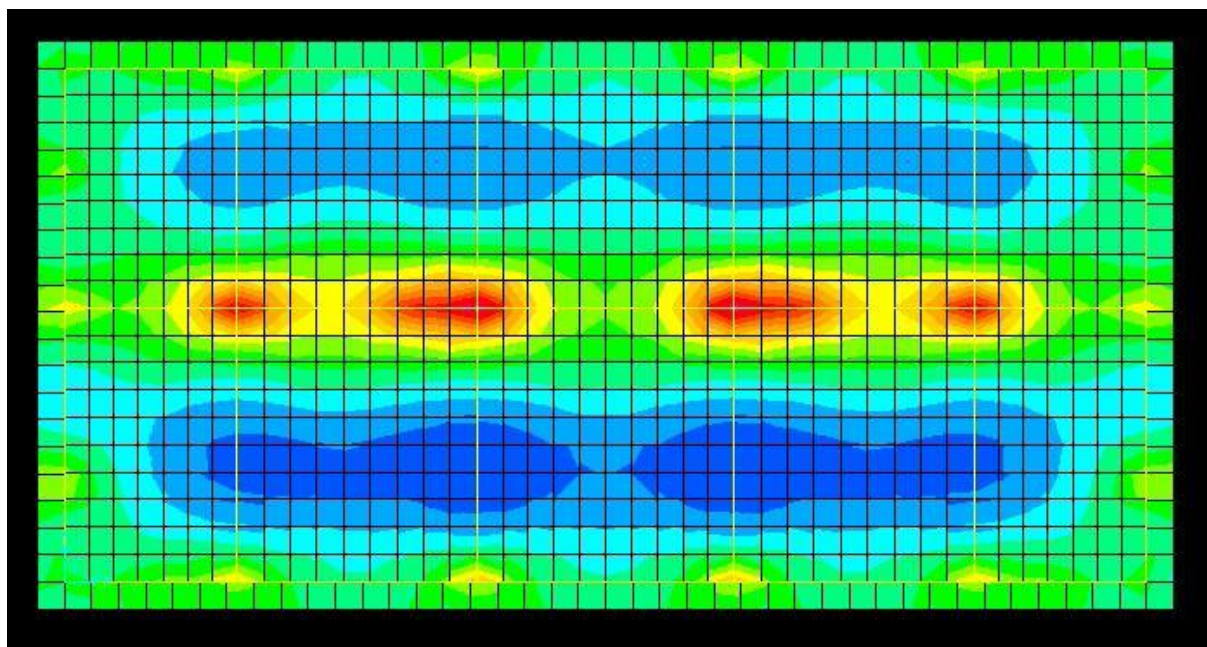


Figure 7. 2: Moment M22 à L'ELU

	ELU	ELU	ELS	ELS	
Sens	M (Travée) (KN.m)/mL	M (Appui) (KN.m)/mL	M (Travée) (KN.m)/mL	M (Appui) (KN.m)/mL	Tu
x-x	135.88	105.01	99.97	77.26	267.66
y-y	158.38	145.66	116.57	107.2	261.8

Tableau 7. 1: Sollicitations maximales au niveau des dalles

Tableau 7. 2: Sollicitation maximales au niveau des nervures

	Combinaison	M [KN.m]	Tu
Appui	ELU	117.7	250.64
Appui	ELS	86.02	250.64
Travée	ELU	101.3	250.64
Travée	ELS	74.55	250.64

Remarque : Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de (1x 1) m² 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 :

1.1.1 Ferrailage de la dalle :

7.5.1.1 Ferrailage a L'ELU :

✓ Sens x-x :

• En travée :

Avec : $b = 1\text{mL}$; $h = 0,30\text{ m}$; $d = 0,27\text{m}$; $f_{c28}=25\text{ MPa}$; $f_e=400\text{ MPa}$; $f_{bc}=14,17\text{ MPa}$

$$\mu = M_U \text{ max} / b d^2 f_{bc} = 0,13588 / 1 \times 0,27^2 \times 14,17 = 0,1315$$

$$\mu u = 0,1315 \leq \mu R = 0,392 \text{ (FeE 400)}$$

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

La section est à simple armature

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,1315)})$$

$$\alpha = 0,176$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,27(1 - 0,4 \times 0,176) = 0,297\text{m}$$

$$\sigma_{st} = 347,82\text{MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_{tu \text{ max}}}{Z \sigma_{st}} = \frac{0,13588}{0,297 \times 347,82} = 13,15\text{cm}^2$$

On choisit 10T14=15,39 cm²

• En appui :

Avec : $b = 1\text{mL}$; $h = 0,30\text{ m}$; $d = 0,27\text{ m}$; $f_{c28}=25\text{ MPa}$; $f_e=400\text{ MPa}$; $f_{bc}=14,17\text{ MPa}$

$$\mu = M_U \text{ max} / b d^2 f_{bc} = 0,10501 / 1 \times 0,27^2 \times 14,17 = 0,101$$

$$\mu u = 0,101 \leq \mu R = 0,392 \text{ (FeE 400)}$$

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

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,101)})$$

$$\alpha = 0,134$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,27(1 - 0,4 \times 0,134) = 0,255\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{tu\ max}}{Z\sigma_{st}} = \frac{0.10501}{0,255*347,82} = 11.33\text{cm}^2$$

On choisit 8T14=12.32cm²

✓ Sens y-y :

• En travée :

Avec : $b = 1\text{mL}$; $h = 0,30\text{ m}$; $d = 0,27\text{ m}$; $f_{c28}=25\text{ MPa}$; $f_e=400\text{ MPa}$; $f_{bc}=14,17\text{ MPa}$

$$\mu = MU\ max / b\ d^2\ f_{bc} = 0.15838 / 1 \times 0,27^2 \times 14,17 = 0,153$$

$$\mu u = 0,153 \leq \mu R = 0.392\ (FeE\ 400)$$

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

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu u}) \rightarrow 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,153)})$$

$$\alpha = 0,220$$

$$z = d(1 - 0,4\ \alpha) = 0,27(1 - 0,4 \times 0,220) = 0,296\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{tu\ max}}{Z\sigma_{st}} = \frac{0.15838}{0,296*347,82} = 14.98\text{m}^2$$

On choisit 10T14= 15.39 cm²

• En appui :

Avec : $b = 1\text{mL}$; $h = 0,30$; $d = 0,27\text{m}$; $f_{c28}=25\text{ MPa}$; $f_e=400\text{ MPa}$; $f_{bc}=14,17\text{ MPa}$

$$\mu = MU\ max / b\ d^2\ f_{bc} = 0.14566 / 1 \times 0,27^2 \times 14,17 = 0,141$$

$$\mu u = 0,141 \leq \mu R = 0.392\ (FeE\ 400)$$

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

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu u}) \rightarrow 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,141)})$$

$$\alpha = 0,190$$

$$z = d(1 - 0,4\ \alpha) = 0,27(1 - 0,4 \times 0,190) = 0,286\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{tu\ max}}{Z\sigma_{st}} = \frac{0.14566}{0,286*347,82} = 14.66\text{cm}^2$$

On choisit 10T14= 15.39cm²

➤ Condition de non fragilité :

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

$$A_{st\ min} \geq 0.23 \times 100 \times 27 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{st\ min} \geq 3.26\text{cm}^2$$

Donc la section minimum égale à $A_{st\ min} = 6,52\text{ cm}^2$

✓ Sens x-x :

• En travée :

$$A_{st} = 15.39\text{cm}^2 > A_{st\ min} = 3.26\text{cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

• En appui :

$$A_{st} = 12.32\text{ cm}^2 > A_{st\ min} = 3.26\text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

✓ Sens y-y :

• En travée :

$$A_{st} = 15.39\text{ cm}^2 > A_{st\ min} = 3.26\text{cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

• En appui :

$$A_{st} = 15.39\text{cm}^2 > A_{st\ min} = 3.26\text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

7.5.1.2 7.5.1.2 Vérification à l'ELS :

D'après (C.B.A.93)[4], Le radier est soumis à des fissurations préjudiciables et par conséquent on vérifie les contraintes dans le béton et dans les aciers.

$$b = 1\text{mL} ; h = 0,30 ; d = 0,27\text{ m} ; n = 15 ; f_e = 400\text{ MPa} ; f_{bc} = 14,17\text{ MPa}$$

➤ Position de l'axe neutre :

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

$$\frac{100x^2}{2} - 15 \times 15.39(27 - x)$$

$$50x^2 - 230.85(27 - x) = 0$$

$$50x^2 + 230.85x - 6232.95 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 1250.12$$

$$x = 12.13 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + nASc(x - d')^2 + nASt(d - x)^2$$

$$I = \frac{100 \cdot 12.13^3}{3} + 15 \times 15.39(27 - 12.13)^2$$

$$I = 109766.97 \text{ cm}^4$$

• **Contrainte maximale dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms \cdot x}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.09997 \cdot 0.1213}{0.0010976697} = 10.95 \text{ MPa}$$

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

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

• **Calcul des contraintes dans l'acier :**

$$\sigma_{st} = \frac{n \times Ms \times (d - x)}{I}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 0.09997 \times (0.27 - 0.1213)}{0.0010976697} = 197.88 \text{ MPa}$$

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266.66; 201.63) = 201.63 \text{ MPa}$$

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

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	99.97	10.95	15	197.88	201,63	CV
x-x	appui	77.26	9.66	15	180.06	201,63	CV
y-y	Travée	116.57	11.14	15	193.66	201,63	CV
y-y	appui	107.2	10.90	15	178.09	201,63	CV

7.5.1.3 Vérification au cisaillement :

✓ **Sens x-x :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{0.26766}{1 \cdot 0.27} \leq \bar{\tau}_u$$

Pour des fissurations très nuisible : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$

$$\tau_u = 0.99 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV.}$$

✓ **Sens y-y :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{0.2618}{1 \cdot 0.27} \leq \bar{\tau}_u$$

Pour des fissurations très nuisible : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$

$$\tau_u = 0.96 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV.}$$

• **Espacement :**

D'après le **BAEL91[1]**, Espacement verticale et horizontale :

$$S \leq \min(0,9 \times d; 40) \text{ cm} \rightarrow S \leq \min(0,9 \times 0,27; 40) \text{ cm}$$

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 : $b = 0.45$; $h = 0.75$; $d = 0.67 \text{ m}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$

$$\mu = MU_{max} / b d^2 f_{bc} = 0.1013 / 0.45 \times 0.67^2 \times 14,17 = 0.038$$

$$\mu u = 0.038 \leq \mu R = 0.392 \text{ (FeE 400)}$$

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

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu u}) \rightarrow 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0.038)})$$

$$\alpha = 0.051$$

$$z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0.67(1 - 0,4 \times 0.051) = 0.582 \text{ m}$$

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

$$A_{st} = \frac{M_{tu \text{ max}}}{Z \sigma_{st}} = \frac{0.1013}{0.582 \times 347,82} = 4.9 \text{ m}^2$$

On choisit 6T12 = 6.79 cm^2

• **En appui :**

Avec : $b = 0.45$; $h = 0.75$; $d = 0.67 \text{ m}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$

$$\mu = MU_{max} / b d^2 f_{bc} = 0.1177 / 0.45 \times 0.67^2 \times 14,17 = 0.044$$

$$\mu u = 0.044 \leq \mu R = 0.392 \text{ (FeE 400)}$$

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

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu u}) \rightarrow 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0.044)})$$

$$\alpha = 0.056$$

$$z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0.67(1 - 0,4 \times 0.056) = 0.654 \text{ m}$$

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

$$A_{st} = \frac{M_{tu \text{ max}}}{Z \sigma_{st}} = \frac{0.1177}{0.654 \times 347,82} = 5.16 \text{ cm}^2$$

On choisit 6T12 = 6.79 cm^2

➤ **Condition de non fragilité :**

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

$$A_{st \text{ min}} \geq 0.23 \times 45 \times 67 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 3.64 \text{ cm}^2 \text{ CV}$$

Donc la section minimum égale à $A_{st \text{ min}} = 6.52 \text{ cm}^2$

• **En travée :**

$$6.79 \text{ cm}^2 > 3.64 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

• **En appui :**

$$6.79 \text{ cm}^2 > 3.64 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

7.5.2.2 Vérification à l'ELS :

D'après (C.B.A.93)[4], 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.

$$b = 0.45$$
; $h = 0.75$; $d = 0.67 \text{ m}$; $n = 15$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$

➤ **Position de l'axe neutre :**

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

$$\frac{45 \cdot x^2}{2} - 15 \times 6.79(67 - x)$$

$$22.5x^2 - 115.5(67 - x) = 0$$

$$22.5x^2 + 115.5x - 7276.5 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 817.45$$

$$x = 15.59$$

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

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + nASC(x - d')^2 + nASt(d - x)^2$$

$$I = \frac{45 \cdot 15.59^3}{3} + 15 \times 6.79(67 - 15.59)^2$$

$$I = 316447.08 \text{ cm}^4$$

• **Contrainte maximale dans le béton :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{0.07455 \cdot 0.1559}{0.0031644708} = 3.67 \text{ MPa}$$

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

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

Calcul des contraintes dans l'acier :

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

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 0.07455 \times (0.67 - 0.1559)}{0.0031644708} = 167.53 \text{ MPa}$$

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

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

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

Tableau 7. 4: Les contraintes dans le béton et dans les aciers.

Position	$M_s(\text{KN.m})$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{b\bar{c}}(\text{MPa})$	$\sigma_{st}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{st}(\text{MPa})$	Condition
Travée	0,07755	3.67	15	167.53	201,63	CV
Appui	0.08602	2.36	15	145.38	201,63	CV

7.5.2.3 Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{0.25064}{0.45 \cdot 0.63} \leq \bar{\tau}_u$$

Pour des fissurations très nuisible : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$

$$\tau_u = 0.88 \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV.}$$

7.5.2.4 Calcul de l'espacement :

Selon RPA 99/V2003 [2]:

$$St \leq \min\left(\frac{h}{2}; 12\phi_{lmin}; 30\right) \text{ cm} \rightarrow \text{En zone nodale}$$

$$St' \leq \frac{h}{2} \rightarrow \text{Dehors de la zone nodale}$$

Avec : ϕ_{lmin} Le diamètre le plus petit de ferrailage longitudinal.

$$St \leq \min\left(\frac{70}{2}; 12 \times 1.6; 30\right) \text{ cm}$$

$$St \leq 19,2 \text{ cm}$$

En prend : $St = 12 \text{ cm}$.

$$St' \leq \frac{h}{2}$$

$$St' \leq \frac{75}{2}$$

En prend : $St' = 20 \text{ cm}$.

7.5.2.5 Ferrailage transversal :

$$\phi_{min} \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{lmin}; \frac{b}{10}\right), \phi_{min} \leq \min(2.14; 1,6; 4.5) \text{ cm}, \text{ On prend : } \phi_{min} = 8 \text{ mm}$$

7.5.2.6 Tableau Récapitulatif :

Tableau 7. 5: Ferrailage de la dalle et la nervure.

		Direction	Ferrailage Calculé(cm ²)	Ferrailage Adoptéé (cm ²)	Ferrailage choisi
Dalle	Travée	x-x	13.15	15.39	10T14
		y-y	14.98	15.39	10T14
	appui	x-x	11.33	12.32	8T14
		y-y	14.66	15.39	10T14
Nervure	Travée		4.9	6.79	6T12
	appui		5.42	6.79	6T12

Selon le BAEL 91 [1], pour les poutres de grande hauteur, il est convient d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau Asp) :

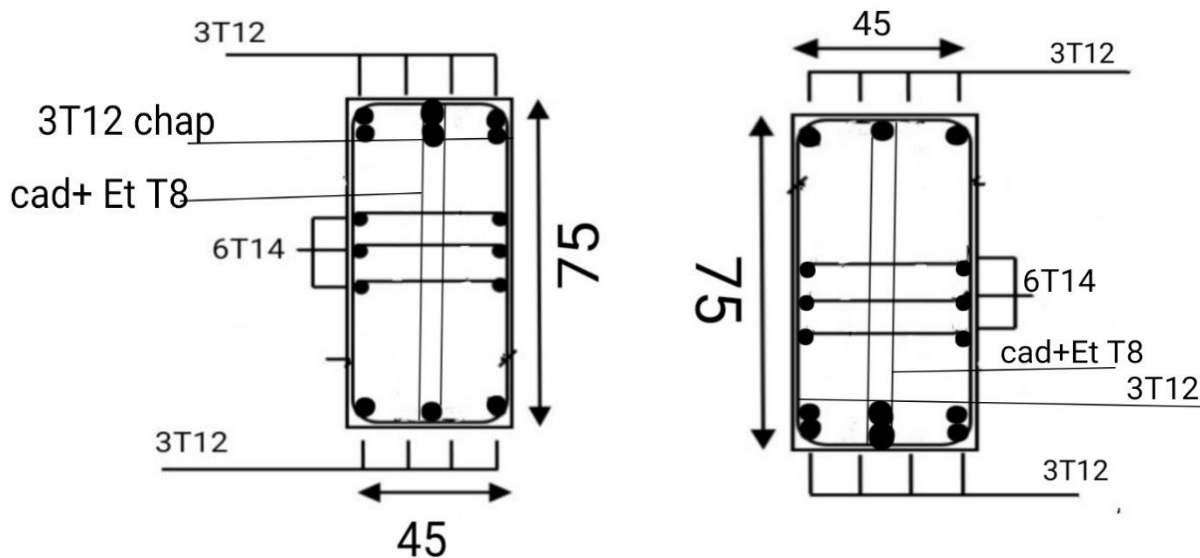
$$Asp=3*2(b_0+h) \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$Asp=3*2(45+75)$$

$$Asp=7.2\text{cm}^2$$

$$\text{Le choix } 6T14=9.24 \text{ cm}^2$$

7.5.2.7 Schéma de ferrailage du nervurer :



En travée

En appui

Figure 7. 3:Schémas de ferrailage de nervure

7.6Schémas de ferrailage du radier :

- En travée :

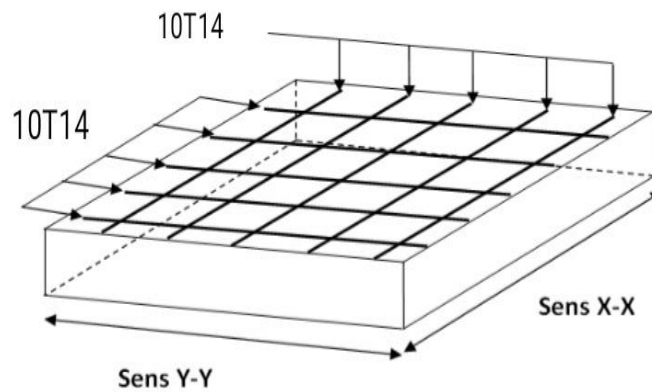


Figure 7. 4:schéma de ferrailage du radier

En appui :

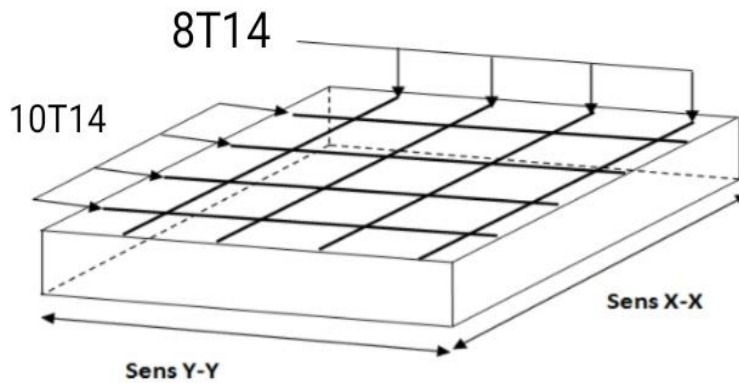


Figure 7. 5:schéma de ferrailage du radier :

Conclusion :

Pour la réalisation de notre construction, L'étude du sol est une étape nécessaire. Elle permet de connaître les caractéristiques du sol, et permet de bien choisir le type de fondation qu'il peut supporter et de ne prendre aucun risque dans notre construction pour notre bâtiment, et vue de la moyenne capacité portante du sol, et les charges peu élevées du bâtiment, nous choisirons radier général croisée pour notre projet.

Chapitre 8
Modélisation par
élément fini des voiles
en béton

8.1 Introduction :

Pendant de nombreuses décennies, les voiles en béton armé ont été largement utilisés pour fournir une rigidité et une stabilité latérale aux bâtiments. Dans l'analyse des charges latérales, les déplacements latéraux des voiles constituent le facteur prédominant pour déterminer les charges supportées par chaque voile.

Dans ce chapitre, la modélisation des voiles par la méthode des éléments finis pour l'étude de l'influence de la résistance du béton à la compression et la taille des ouvertures sur sa rigidité vis-à-vis les forces horizontales a été effectuées. Cette modélisation a été faite par le Logiciel SAP2000.

8.2 Définition :

La méthode des éléments finis consiste à remplacer un système continu par un système discret. Le solide est alors divisé en plusieurs sous-domaines, nommés éléments, qui une fois assemblés reconstituent la forme initiale. Chaque élément est connecté à ces voisins par des nœuds dont les degrés de liberté (DDL) forment les inconnues du problème.

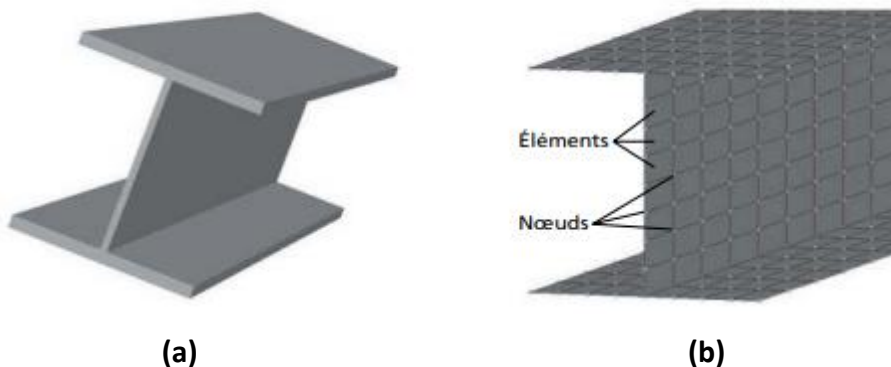


Figure 8. 1 :(a) Solide (Poutre en I), (b) Modèle éléments finis [5]

8.3 Étapes de la résolution d'un problème par la méthode des éléments finis :

Les étapes de la résolution d'un problème par la méthode des éléments finis sont [6]:

1. Définition de la géométrie de la structure étudiée
2. Maillage de la structure (discrétisation en éléments)
3. Définition du modèle associé à la structure
4. Choix des paramètres du modèle (deux pour un matériau élastique isotrope)
5. Construction de la matrice de raideur globale par assemblage des matrices de raideur locales des éléments en fonction de la table de connectivité
6. Construction du vecteur effort global par assemblage des vecteurs d'effort locaux suivant la table de connectivité
7. Prise en compte des conditions aux limites

8. Prise en compte du chargement
9. Résolution du système pour obtenir les déplacements nodaux des éléments
10. Traitement du résultat (calcul des déformations, calcul des contraintes)

8.4 Types des éléments finis :

8.4.1 Éléments de barre

L'élément de barre est un élément à 2 nœuds comportant un seul degré de liberté dans son repère local et deux (2D) ou trois (3D) dans le repère global. Ses caractéristiques géométriques et matérielles se résument à une section constante S et un module d'élasticité longitudinal E [5] :

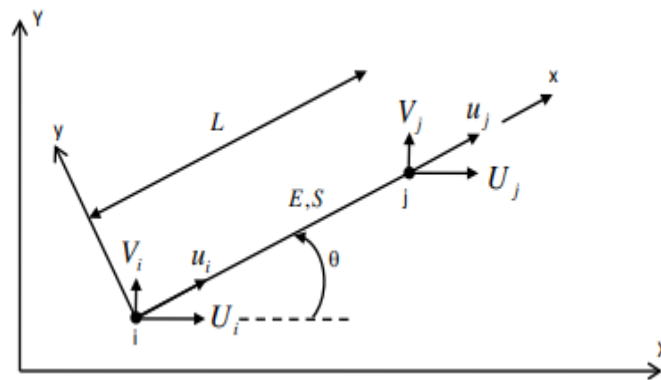


Figure 8. 2: Élément barre 2D [5]

8.4.2 Élément de poutre plane

Cet élément à deux nœuds destiné au calcul des réseaux de poutres chargés dans leur plan fait appel à la théorie des poutres qui permet de ramener le problème tridimensionnel à un problème unidimensionnel en condensant ses caractéristiques au niveau de sa fibre moyenne. Chacun de ses nœuds possède trois degrés de liberté u_i , v_i , et $\frac{\partial v_i}{\partial x}$ qui permettent de reconstituer les fonctions de déplacements axial $u(x)$ et transversal $v(x)$ [5].

Ses caractéristiques sont donc :

L : Longueur

E : Module d'élasticité longitudinal.

S : Section axiale.

I = I_z : Moment d'inertie suivant l'axe z (perpendiculaire au plan xy).

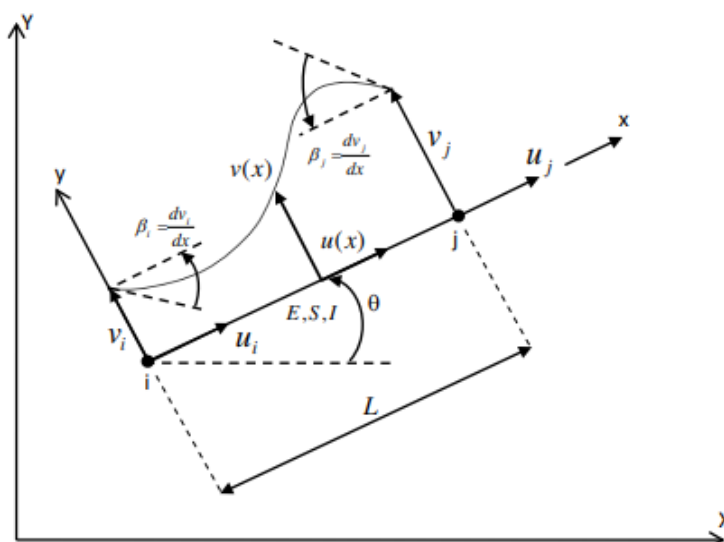


Figure 8. 3: Élément de poutre plane [5]

8.4.3 Éléments finis de membrane :

Les éléments membranes sont destinés à modéliser des structures planes travaillant uniquement dans leur plan. Leurs nœuds possèdent uniquement deux degrés de liberté u et v . Ils ont une épaisseur constante notée e et suivent l'hypothèse de contrainte plane [5].

Ces éléments peuvent être soit triangulaires soit quadrangulaires. Le triangle, défini par trois nœuds (T3), ayant six degrés de liberté. Le quadrangle, défini par quatre nœuds (Q4), ayant huit degrés de liberté.

Les éléments de membrane ne peuvent transmettre que des forces planes (sans moments) et ne possèdent aucune rigidité en flexion.

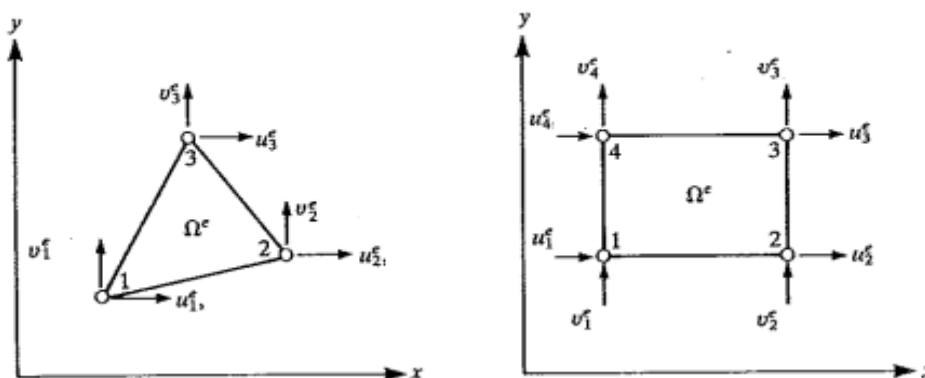


Figure 8. 4: Éléments finis de membrane.

8.4.4 Éléments de plaque

Ces éléments servent à modéliser des composants minces et plats ayant une rigidité en flexion importante, chargés transversalement.

8.4.5 Éléments de coque

Une coque est la superposition d'une membrane (ne travaillant que dans son plan) et d'une plaque (ne travaillant que perpendiculairement à son plan). C'est un élément très général puisqu'il accepte tous les types de chargement [7].

8.5 Relation déplacement-rigidité :

La relation entre le déplacement et la rigidité est défini par :

$$F = k \times \Delta$$

Avec :

F : est la force appliquée

K : rigidité du système

Δ : le déplacement

Pour un voile en béton, on peut estimer sa rigidité latérale par :

$$k = \frac{EI}{h^3}$$

8.6 Modélisation et résultats :

8.6.1 L'influence de la résistance du béton à la compression sur rigidité des voiles :

Afin d'étudier l'influence de la résistance du béton à la compression sur la rigidité des voiles en béton, on considère un mur voile en béton sous chargement latérales d'un bâtiment de six étages, la hauteur de chaque étage est 3m.

- **Géométrie et caractéristiques mécaniques :**

Le voile à considérer ayant une épaisseur de 0.2 m, et une largeur de 3 m.

La résistance du béton à la compression est pris égale à 25MPa, 30MPa, 40 MPa, et 60MPa respectivement. Le module d'élasticité E est calculé par la formule suivante :

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

Valeurs de module d'élasticité E.

Tableau 8. 1 : Valeurs de module d'élasticité E.

fc28 (MPa)	25	30	40	60
Module d'élasticité E	32164,19	34179,55	37619,47	43063,54
(MPa)				

- **Les forces latérales :**

Les charges appliquées à chaque niveau sont respectivement : 20KN, 40KN, 60KN, 80KN, 100KN, 120KN, 140KN.

En raison de la géométrie du voile, il est aisément préférable d'opter pour une modélisation avec un maillage adéquat en quadrilatères.

Les résultats des déplacements latéraux au sommet du voile pour chaque résistance du béton sont donnés par le tableau 8.2.

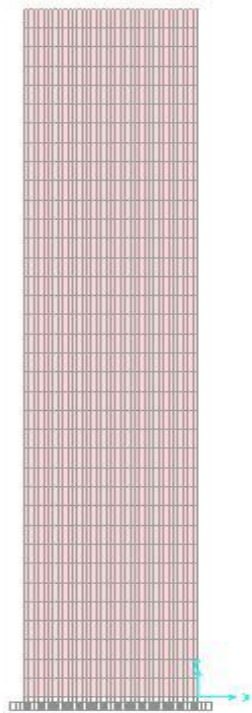


Figure 8. 5: maillage du voile pleine.

Tableau 8. 2: Les déplacements latéraux au sommet du voile pour chaque résistance.

fc28 (MPa)	25	30	40	60
Déplacements (mm)	16.088	15.139	13.755	12.016

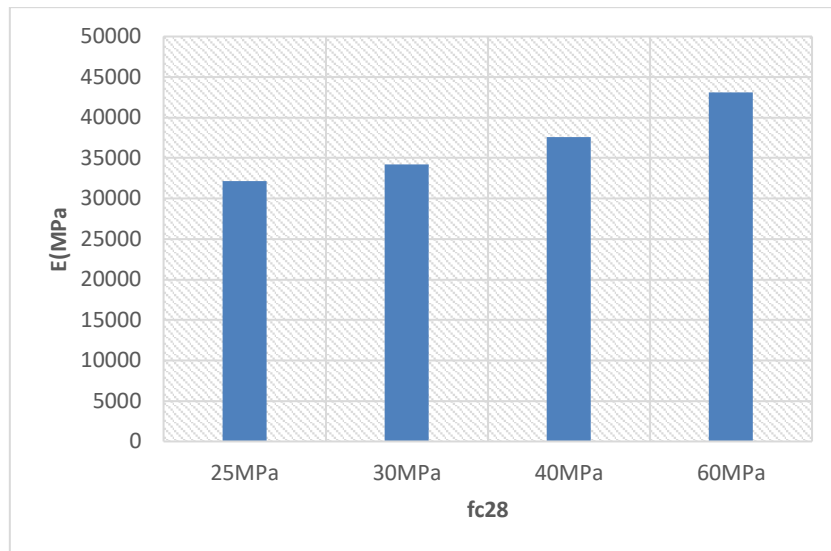


Figure 8. 6: Valeurs de module d'élasticité E en fonction de fc28.

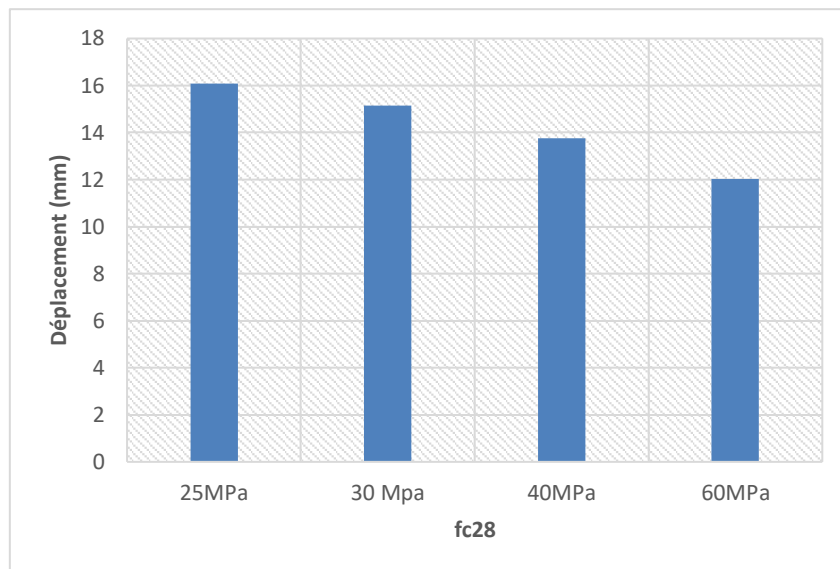


Figure 8. 7: la variation de déplacements latéraux en fonction de fc28

D'après ces figures, on remarque que :

1. La rigidité des voiles augmente une fois la résistance à la compression augmente.
2. Le déplacement latéral au sommet du voile est diminué lorsque la résistance du béton à la compression fc28 augmente ce qui est équivalent à une rigidité forte.

8.6.2 L'influence de la taille des ouvertures sur rigidité des voiles

Les voiles peuvent avoir des ouvertures comme les fenêtres et les portes. Dans cette section, on cherche l'influence de la taille de ces ouvertures sur le déplacement latéral ainsi que la rigidité des voiles. Dans ce contexte, on considère le voile précédent mais avec des différentes tailles d'ouvertures.

8.6.2.1 Voile avec fenêtres centrées :

Les tailles des ouvertures et les déplacements au sommet du voile sont donnés par le tableau

Tableau 8. 3: Les déplacements latéraux au sommet du voile

La taille d'ouverture (m)	0.3x0.3	0.5x0.5	0.7x0.7	0.9x0.9	1.2x1.2
Déplacement (mm)	16.949	17.555	18.371	19.529	22.420

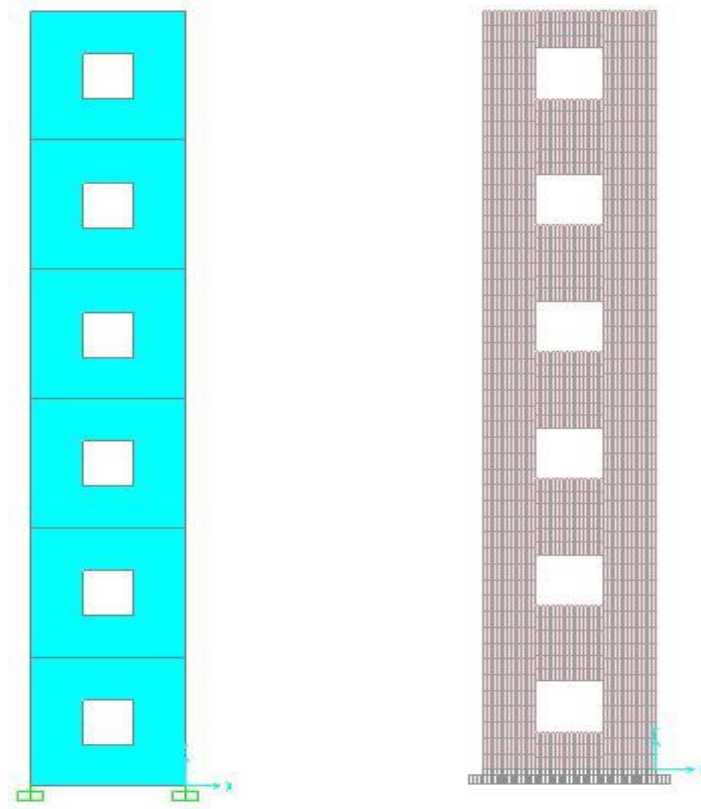


Figure 8. 8: Modélisation du voile avec des fenêtres centrées

8.6.2.2 Voile avec des portes centrées

Les résultats des déplacements latéraux au sommet du voile en fonction de la taille des ouvertures sont donnés par le tableau 8.4.

Tableau 8. 4: Les dimensions des ouvertures et les résultats de déplacement latéral au sommet du voile

La taille d'ouverture (m)	0.6x1.8	1.8x2.4	1.2x2.1	2.1x2.6

Chapitre 8 : Modélisation par élément fini des voiles en béton

Déplacement (mm)	20.59	49.539	26.218	119.195
------------------	-------	--------	--------	---------

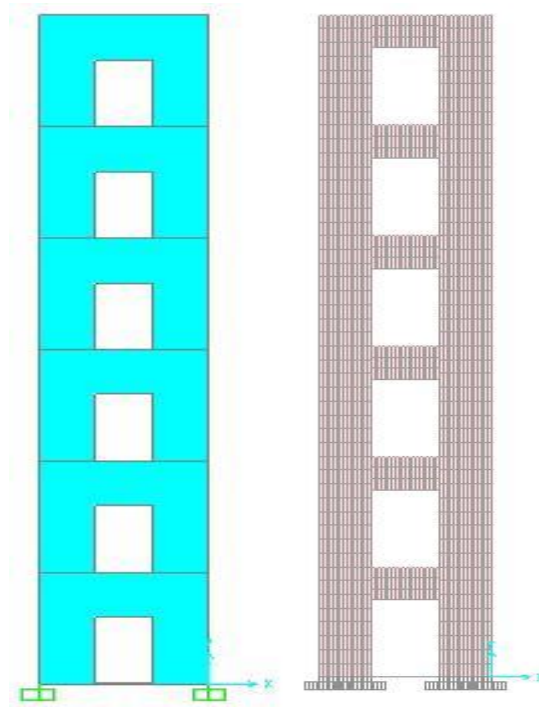


Figure 8. 9: Modélisation du voile avec des portes centrées

Les figures (8.10) et (8.11) présentent la variation des déplacements en fonction de la taille d'ouverture.

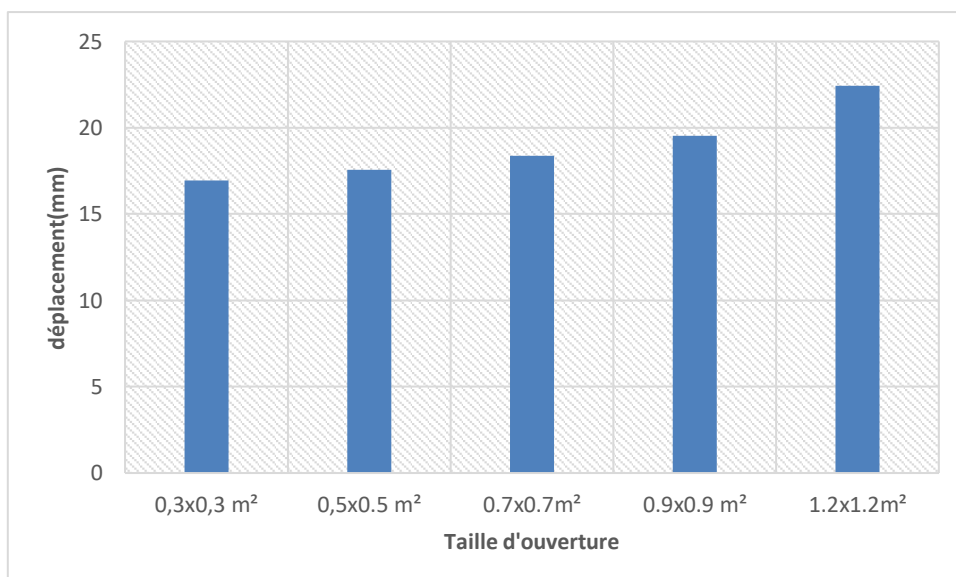


Figure 8. 10: déplacement en fonction de la taille d'ouverture des fenêtres centré

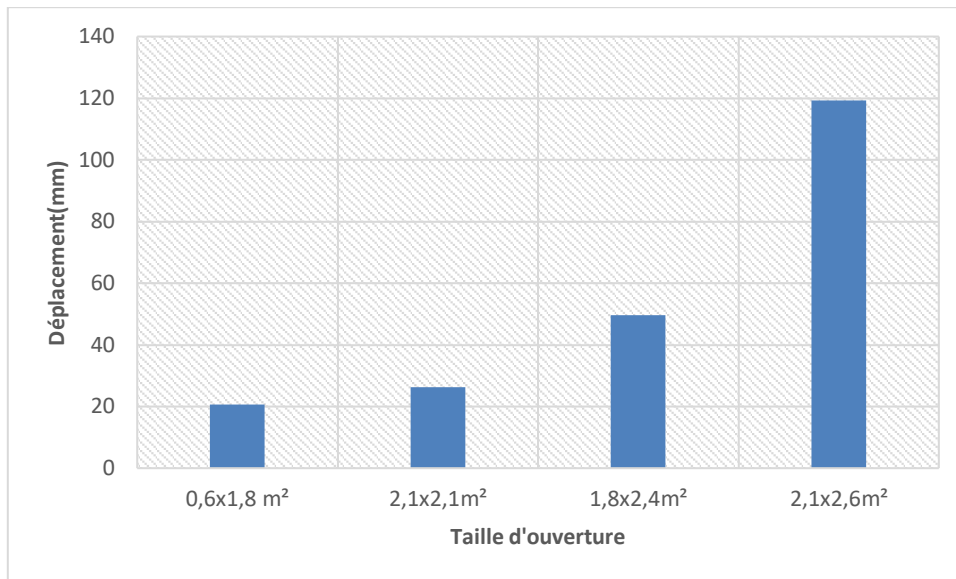


Figure 8. 11: Déplacement en fonction de la taille d'ouverture des portes centré

D'après ces figures, on peut facilement constater que l'augmentation de la taille des ouvertures augmente le déplacement latéral au sommet des voiles et donc diminue la rigidité de celui-ci.

8.7 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons montré l'influence de la résistance du béton à la compression et la taille des ouvertures sur le déplacement latéral des voiles ce qui influe la rigidité de ces voiles.

Il est très important de prendre en considération la taille de ces ouvertures lors de la conception des voiles.

Conclusion générale

Conclusion générale

L'étude de notre projet de fin d'études nous a permis d'exploiter toutes les connaissances acquises durant les années de spécialité en Génie Civil, tout en basant sur les documents techniques et l'utilisation des règlements et de certaines méthodes existées, et qui nous a permis d'avoir des observations et des constatations déduites des différents chapitres de cet étude.

Dans la conception de ce projet, on a utilisé le logiciel SAP2000 grâce à sa rapidité d'exécution, l'exactitude des résultats, qui a permis de mieux connaître les comportements de la structure vis-à-vis les différents actions sismiques.

Dans la partie de ferrailage des éléments résistants nous avons constaté que les sollicitations sont plus importantes sur les combinaisons accidentelles et aussi pour le ferrailage par le minimum R.P.A 99/version 2003 est suffisant dans plusieurs cas (poteau, voiles...).

L'étude de l'infrastructure, est conçue en radier général du fait de la faible portance du sol supportes l'importance de la structure et cela pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.

L'étude des voiles par la méthode des éléments finis nous permis de connaître l'influence de la résistance du béton à la compression et la taille des ouvertures sur le déplacement latérale des voiles et par conséquent sur leur rigidité.

Enfin nous espérons que ce projet soit bien réalisé et d'être une référence pour d'autres études dans les prochaines années.

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

Livres et règlements :

- [1] Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites ultimes (BEAL 91) édition Eyrolles.
- [2] D.T.R. - B.C. 2-48: « Règles parasismiques algériennes 1999 / version 2003 ». [3] D.T.R. - B.C. 2.2: « Charges permanentes et charges d'exploitation »
- [4] D.T.R. - B.C. 2-41: « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé "C.B.A.1993" ».
- [5] Cazenave, M. (2013). Méthode des éléments finis-2e éd.: « Approche pratique en mécanique des structures». Dunod.
- [6] Delaplace, A., Gatuingt, F., and Ragueneau, F.(2008) : « Aide-Mémoire De Mécanique Des Structures». Dunod.
- [7] Craveur, J. C. (2022) :« Modélisation par éléments finis». Dunod

Cours :

- Cours de Béton armé 3ème année et master 1.
- Formulaire de béton armé, fondations

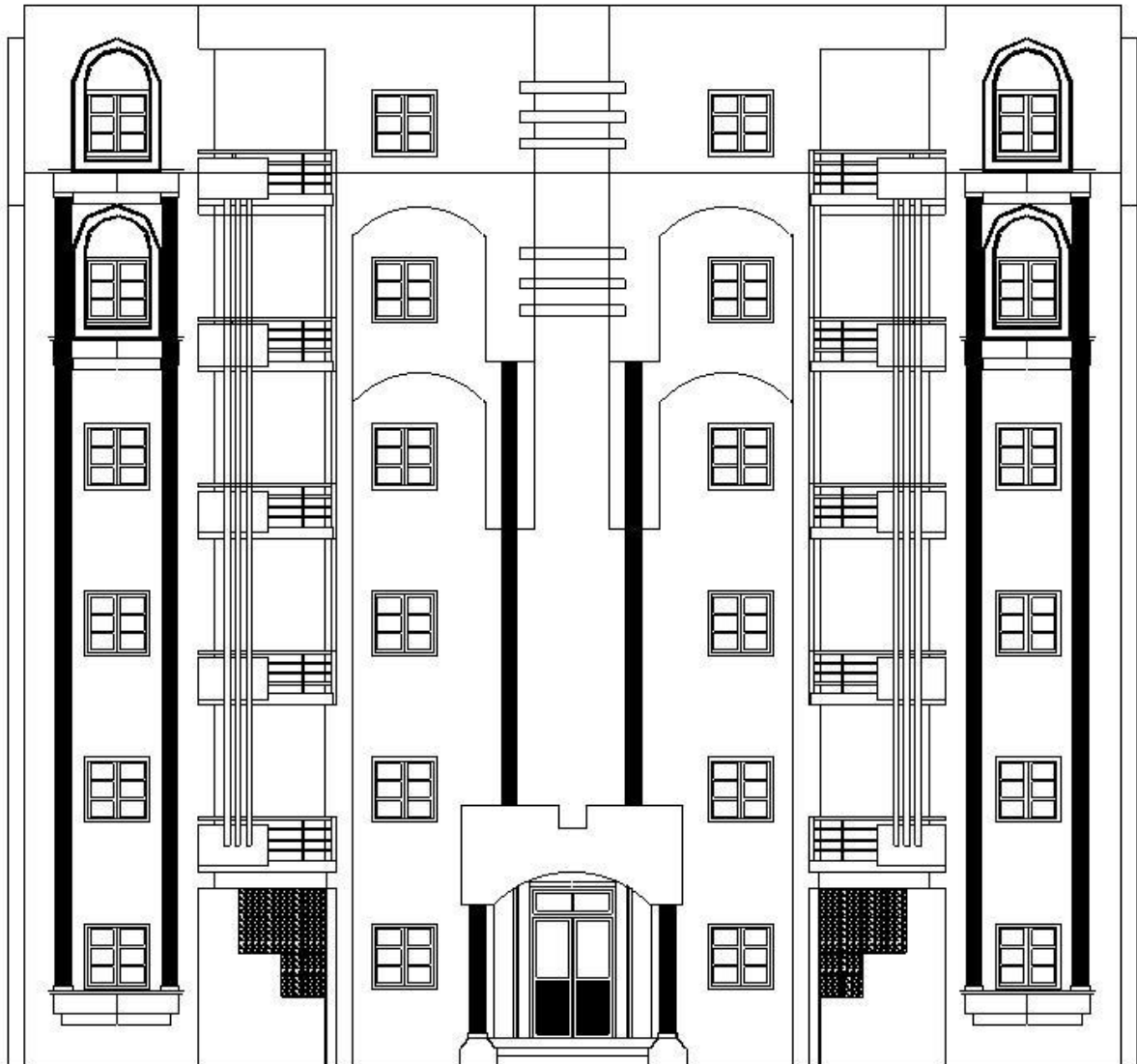
Mémoire de fin d'études :

- 1/ TARFAYA MOHAMED ABDELLAH, KASSER YAHIA : Etude d'un bâtiment R+8 à usage d'habitation en Béton Armé à maghnia, mémoire de master 2023.
- 2/ BENDAHMANE Mohammed Ilyes,BERNAOUI Oussama :Etude d'un bâtiment R+8 en béton armé à usage d'habitation à Tlemcen, mémoire de master 2022.
- 3/ Ghemadi yasser abdennour,: Morsli fouad : Etude d'un bâtiment R+15 , mémoire de master 2022.
- 4/ Benaissa Nedjet : Modélisation par élément fini d'une structure en béton armé. mémoire de master 2020.

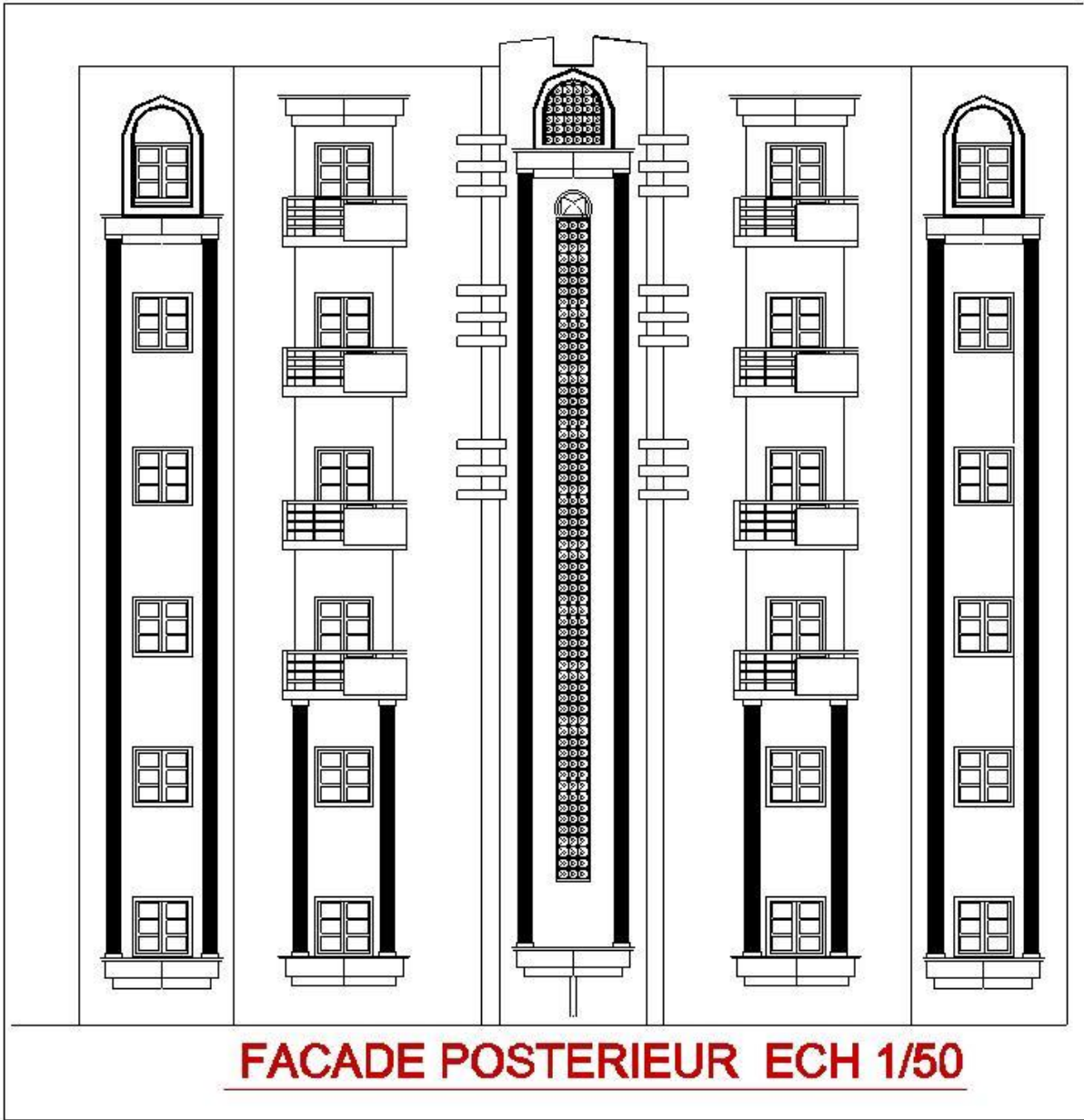
Logiciel :

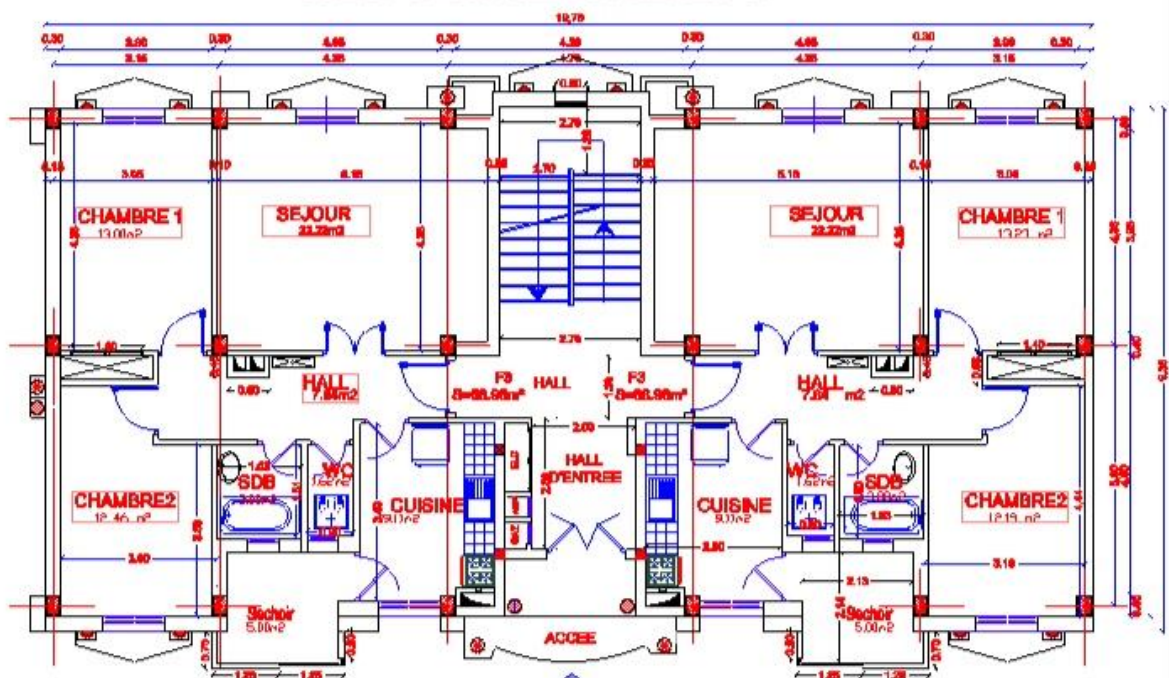
- Word 2016.....(Traitement du texte)
- Sap2000.....(pour La modélisation et l'analyse de la structure)
- Excel(calcul,les graphs)
- Autocad.....(dessin)

Annexe

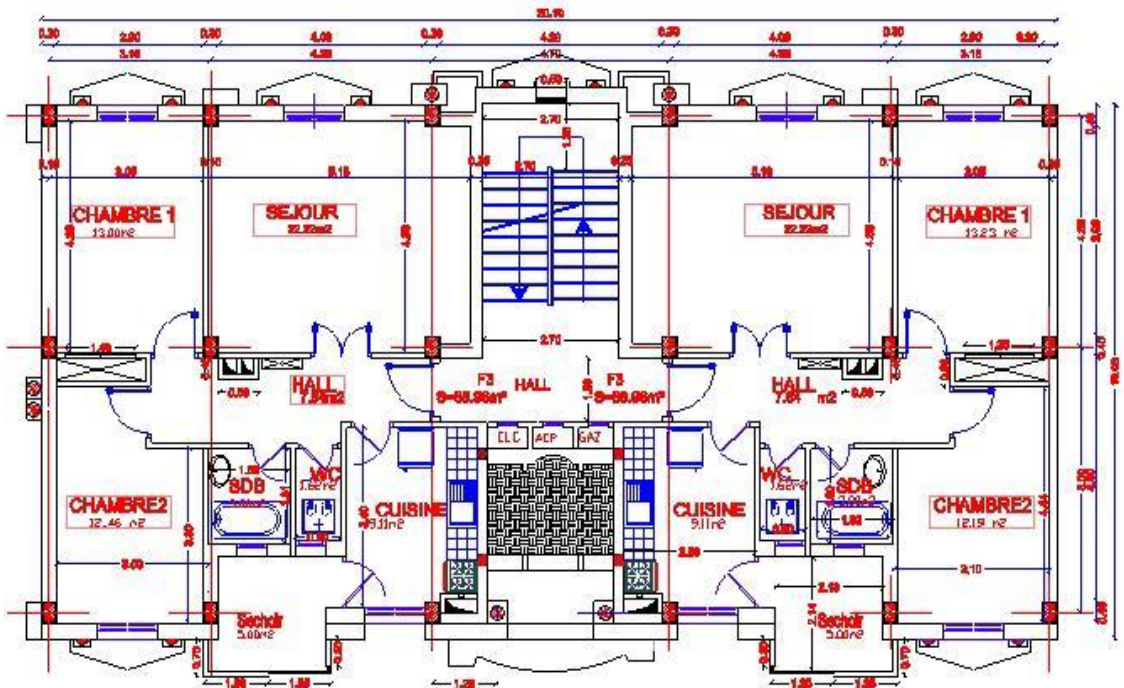


FACADE PRINCIPALE ECH 1/50

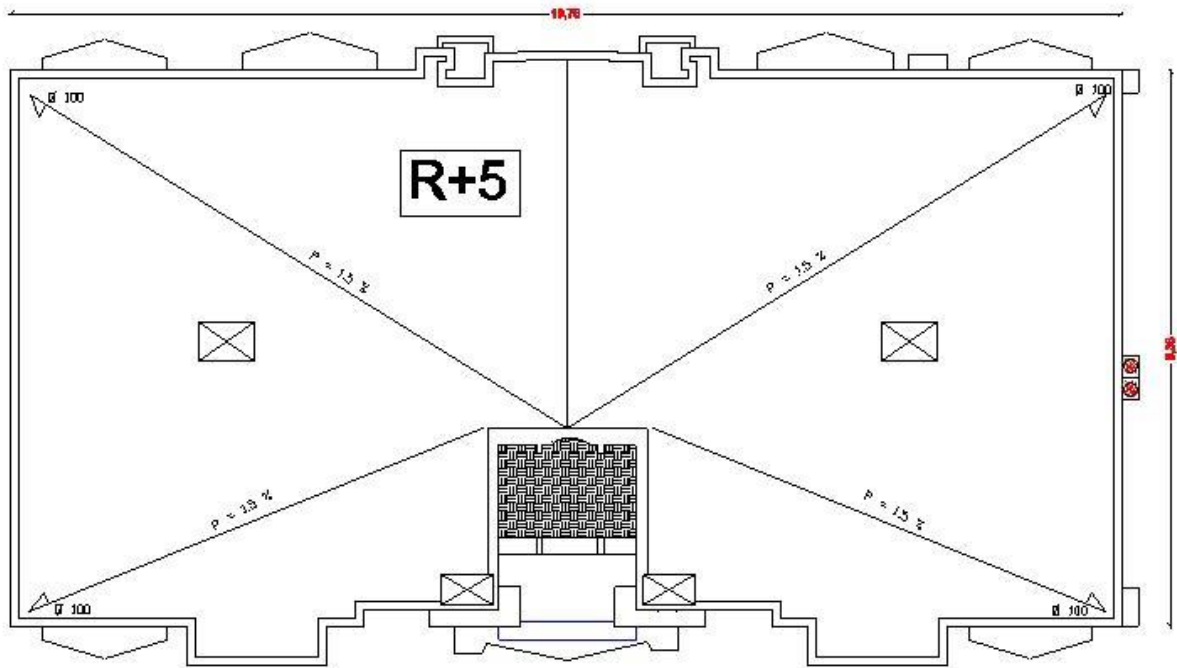




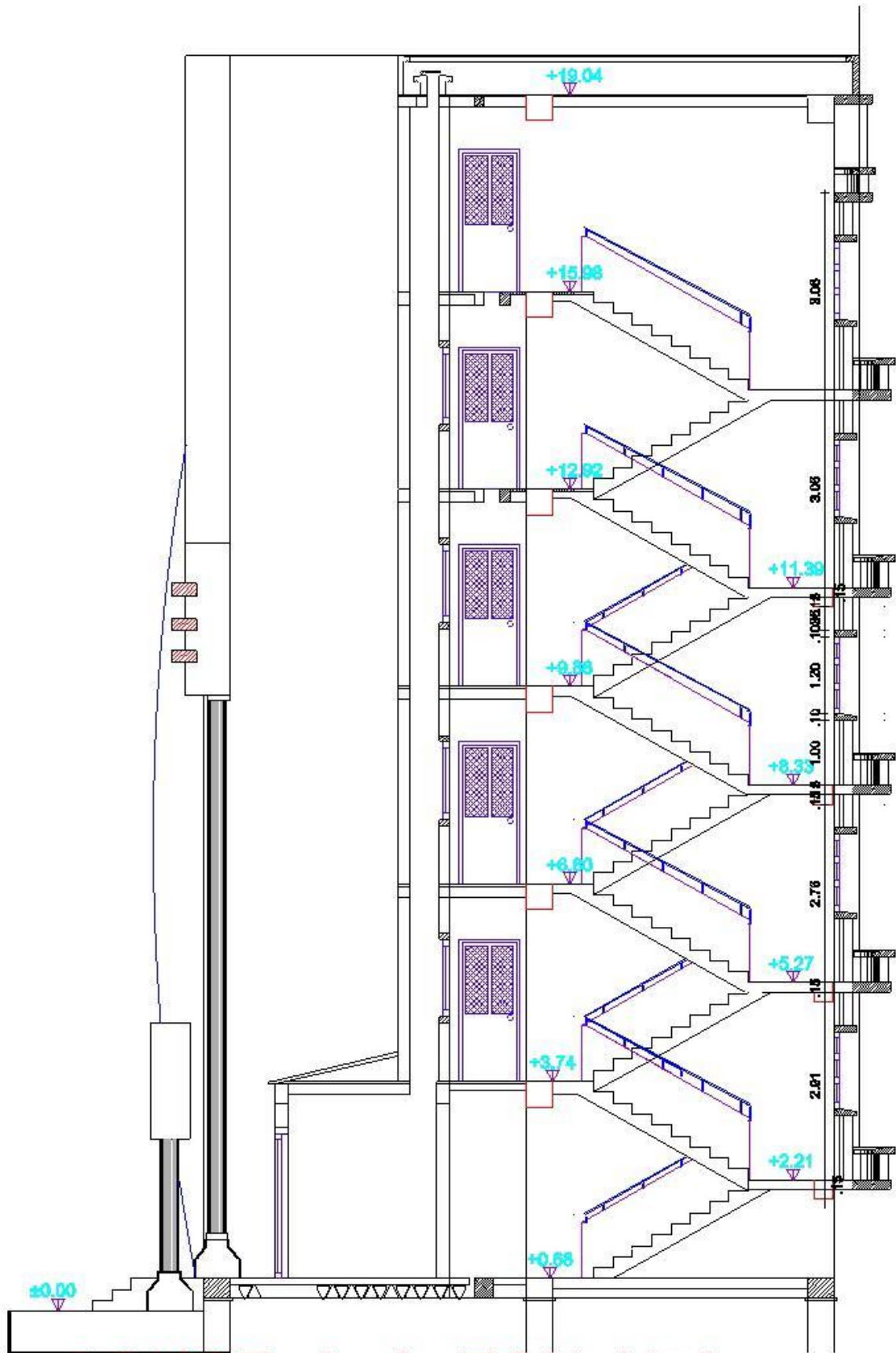
PLAN DU RDC ECH 1/50



PLAN ETAGE COURANT ECH 1/50



PLAN DE TERRASSE ECH 1/50



COUPE A-A ECH 1/50