



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEURE ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE ECHAHID HAMMA LAKHDAR D'EL-OUED

FACULTE DE TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT DE HYDRAULIQUE ET GENIE CIVIL



Mémoire de fin d'étude
Présenté pour l'obtention du diplôme de
MASTER ACADEMIQUE

Domaine: Sciences et Technologies

Filière: Hydraulique et Génie Civil

Spécialité: Génie Civil

Thème:

***CALCUL D'UN BATIMENT R+5 A CONTREVENTEMENT MIXTE
EN BETON ARME***

Encadré par:

* Dr. HACHEM Rafika

Présenté par:

* FOUHMA Ahmed

* KACIMI Abderrahmane

* FETHALLAH Mohammed

* ALOUANE Abdelkader

Le jury:

Dr. LABIOD Bachir	M.CA	Président
Dr. HACHEM Rafika	M.CA	Encadré
Dr. KHALAIFA HAMAD	M.CA	Examineur

2023/2024

Remerciements

D'abord je remercie le Dieu le tout puissant qui nous a donné

La volonté, le Courage et la patience pour bien

Mener ce travail.

Je tiens à exprimer mes plus vifs remerciements à mon

*Encadreur Monsieur **Dr. HACHEM Rafika.***

*Pour son entière disposition, ses judicieux conseils et son
patience, au long de ce mémoire*

*Mes remerciements vont aux membres de jury qui ont pris
Soin d'examiner le travail présenté dans ce mémoire.*

*Enfin, j'exprime mes remerciements
À tous ceux qui ont
Contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.*

Dédicace

*Je dédie ce modeste travail à ma chère mère,
à mon cher père, pour tous ce qui ont fait pour moi,
Et pour leurs sacrifices et leur soutien durant ma vie.*

*A ma chère femme qui m'a soutenu le long de ce
mémoire,*

A mes chers frères,

À toute ma famille

*À monsieur " **Salim NECIB** "*

Résumé:

Le rôle de l'ingénieur en structure de génie civil dans un projet de construction d'un immeuble est fondamental. Il doit concevoir et calculer les éléments de la structure de manière qu'ils puissent résister à toutes les sollicitations prévues et à présenter une durabilité et une sécurité satisfaisante pendant toute la période d'exploitation.

Le Béton Armé aux état limites (B.A.E.L.91) révisé en 1999 et les règles parasismiques algériennes (R.P.A 99) révisées en 2003 sont utilisées dans ce projet, certains calculs sont effectués avec le logiciel ROBOT et les autres calculs ont été faits manuellement, tous les dessins de coffrage et de ferrailage ont été réalisés avec le logiciel AUTOCAD.

Mots de clé: Batiment R+5, Contreventement Mixte, Béton Armé.

Abstract

The role of the structural civil engineer in a building construction project is fundamental. He must design and calculate the elements of the structure so that they can withstand all the anticipated stresses and present satisfactory durability and safety throughout the operating period.

Reinforced concrete at limit states (B.A.E.L.91) revised in 1999 and the Algerian seismic rules (R.P.A 99) revised in 2003 are used in this project, certain calculations are carried out with the ROBOT software and the other calculations were made manually, all Formwork and reinforcement drawings were produced using AUTOCAD software.

Keywords: R+5 Building, Mixed Bracing, Reinforced Concrete.

ملخص:

إن دور المهندس المدني الإنشائي في مشروع تشييد المباني أمر أساسي. ويجب عليه تصميم وحساب عناصر الهيكل بحيث يمكنها تحمل جميع الضغوط المتوقعة وتقديم متانة وأمان مرضيين طوال فترة التشغيل.

يتم استخدام الخرسانة المسلحة في الحالات الحدية (B.A.E.L.91) التي تمت مراجعتها في عام 1999 والقواعد الزلزالية الجزائرية (R.P.A 99) التي تمت مراجعتها في عام 2003 في هذا المشروع، ويتم إجراء بعض الحسابات باستخدام برنامج ROBOT وتم إجراء الحسابات الأخرى يدويًا، وجميع القوالب المؤقتة و تم إنتاج رسومات التسليح باستخدام برنامج AUTOCAD.

الكلمات المفتاحية: مبنى R+5، دعائم مختلطة، خرسانة مسلحة.

Liste des figures

FIGURE I.1 : DIAGRAMME DES DEFORMATION LIMITES DE LA TRACTION...	7
FIGURE I.2. : DIAGRAMME CONTRAINTES-DEFORMATION DU BETON A L'ELU.....	9
FIGURE I.3. : DIAGRAMME CONTRAINTES-DEFORMATIONS DU BETON A L'ELS.....	9
FIGURE I.1.3.2.1 : DIAGRAMME CONTRAINTES DEFORMATIONS.....	11
.....	12
FIGURE II.1. COUPE TRANSVERSALE D'UN PLANCHER A CORPS CREUX.....	15
FIGURE II.2. : COUPE TRANSVERSALE D'UNE POUTRELLE	15
FIGURE II.4. DALLE PLEINE EN BETON ARME.....	17
FIGURE II.5. SECTION D'UNE POUTRE EN BETON ARME	18
FIGURE II.6. SECTION DES POUTRES ADOPTEE	20
FIGURE II.7. COUPE DE VOILES EN ELEVATIONS.....	20
FIGURE II.8. COUPE DE VOILE EN PLAN.....	21
FIGURE II.9. SCHEMA D'ESCALIER.....	22
FIGURE II.10. PLANCHER TERRASSE.....	25
FIGURE II.11. PLANCHER ETAGES COURANTS + RDC.....	26
FIGURE II.12. SCHEMA DE L'ACROTERE.....	28
FIGURE II.13. SURFACE AFFERENTES DU POTEAU.....	30
FIGURE III.1: DIMENSIONS DE L'ACROTERE.....	35
FIGURE III.2. SCHEMA DE CALCUL DE L'ACROTERE.....	36
FIGURE.III.3 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE L'ACROTERE.....	39
FIGURE III.4: BALCONS	40
FIGURE.III.5 : SECTION DE LA DALLE PLEINE A FERRAILLE.....	41
FIGURE III.6 : COUPE DE BALCON.....	43
FIGURE III.7: SCHEMA STATIQUE D'ESCALIER.....	44
FIGURE III.8:SECTION DE CALCUL	45
FIGURE III.9 :SECTION DE CALCUL	46
FIGURE III.10: DIAGRAMMES DES MOMENTS	47
FIGURE III.11: DIAGRAMME DES MOMENTS FLECHISSANT ET DES EFFORTS TRANCHANTS A L'ELU	47
FIGURE III.12 : SECTION A FERRAILLE	48
FIGURE III.14 : FERRAILLAGE D'ESCALIER TYPE 1 ET 2.....	50
III.5-ETUDE DE LA POUTRE PALIERE :	50
FIGURE III.15: SHEMA STATIQUE DE LA POUTRE PALIERE.....	50
FIGURE III.16: DIAGRAMME DE M ET T A L'ELU.....	52
FIGURE III.17: SCHEMA FERRAILLAGE DE POUTRE PALIERE.....	55
FIGURE III.18. SCHEMA DU 1ere TYPE DE POUTRELLE.....	57
FIGURE III.19. SCHEMA DU 2ere TYPE DE POUTRELLE.....	58
FIGURE III.20. SCHEMA DU 3ere TYPE DE POUTRELLE.....	58
FIGURE III.21. SCHEMA STATIQUE DE CALCUL.....	58
FIGURE III.22: FERRAILLAGES DES POUTRELLES	74
FIGURE III.23 : DISPOSITION CONSTRUCTIVE DES ARMATURES DE LA DALLE DE COM	75
FIGURE IV.1 : STRUCTURE AVEC LE VOILE.....	81
FIGURE IV.2 : 1 ^{EME} MODE INDUIT PAR LA DISPOSITION DES VOILES TRANSLATION SUIVANT L'AXES (YY')	83
FIGURE IV.3 : 2 ^{EME} MODE INDUIT PAR LA DISPOSITION DES VOILES TRANSLATION SUIVANT L'AXES (XX')	83
FIGURE IV.4 : MODE 3 INDUIT PAR LA DISPOSITION DES VOILES.....	84

Liste de figures

FIGURE V.1: SCHEMA DU FERRAILLAGE DES POUTRES	99
FIGURE V.2: FERRAILLAGE DU POTEAU.....	107
FIGURE.V.3 : VOILE SOUMIS A LA FLEXION COMPOSEE.	108
FIGURE V.4 : SECTION PARTIELLEMENT COMPRIMEE.....	109
FIGURE.V.5 : SECTION ENTIEREMENT TENDUE.....	109
FIGURE V.6 : SECTION ENTIEREMENT COMPRIMEE.....	110
FIGURE V.7: DISPOSITION DES ARMATURES VERTICALES DANS LES VOILES	111
FIGURE.V.8 : SCHEMA STATIQUE DES CONTRAINTES.	113
FIGURE.V.10 : FERRAILLAGE DE VOILE 20CM.....	115
FIGURE VI.1 : DISPOSITION DES ARMATURES D'UNE SEMELLE ISOLEE	119
FIGUREVI.2 : FERRAILLAGE DE LA SEMELLE FILANTE	121
FIGUREVI.3 : FERRAILLAGE DE LONGRINE	122

Liste des tableaux

TABLEAU I.1.3.2.1 : CARACTERISTIQUE MECANIQUE DES ACIERS	10
TABLEAU II.1. EVALUATION DES CHARGE PERMANENTES DU PLANCHER TERRASSE.....	25
TABLEAU II.2. EVALUATION DES CHARGE PERMANENTES DU PLANCHER ETAGES COURANTS + RDC.....	26
TABLEAU II.3. EVALUATION DES CHARGE PERMANENTES DU BALCON.....	27
TABLEAU II.4. EVALUATION DES CHARGES PERMANENTE DE MURS EXTERIEURS.....	27
TABLEAU II.5. EVALUATION DES CHARGES PERMANENTE DE PALIER DE REPOS	28
TABLEAU II.6. EVALUATION DES CHARGES PERMANENTE DE PAILLASSE DE VOLEE I ET II.	29
TABLEAU II.7. LES CHARGES D'EXPLOITATION DES ELEMENTS.	29
TABLEAU II.8. DESCENTE DES CHARGES SUR LE POTEAU CENTRAL	30
TABLEAU III .1 : TABLEAU DES CHARGES ET SOLLICITATION DE LA POUTRELLE.	67
TABLEAU IV.1:VALEURS DU COEFFICIENT D'ACCELERATION A.....	78
TABLEAU IV.2:VALEURS DE P_Q	80
TABLEAU IV.3:PERIODES ET FACTEURS DE PARTICIPATION MASSIQUE DU MODELE DE LA 2 ^{EME} DISPOSITION.....	82
TABLEAU IV.4:DISTRIBUTION HORIZONTALE DES FORCES SISMIQUES DANS LE SENS LONGITUDINAL	85
TABLEAU IV.5:DISTRIBUTION HORIZONTALE DES FORCES SISMIQUES DANS LE SENS TRANSVERSAL:.....	85
TABLEAU IV.6:DISTRIBUTION DES DEPLACEMENTS DANS LE SENS LONGITUDINAL.....	86
TABLEAU IV.7:DISTRIBUTION DES DEPLACEMENTS DANS LE SENS TRANSVERSAL	86
TABLEAU IV.10:DISTRIBUTION DES DEPLACEMENTS DANS LE SENS LONGITUDINAL	87
TABLEAU IV.11:DISTRIBUTION DES DEPLACEMENTS DANS LE SENS LONGITUDINAL	87
TABLEAU IV.12:DISTRIBUTION DES DEPLACEMENTS DANS LE SENS LONGITUDINAL	88
TABLEAU IV.13: DISTRIBUTION DES DEPLACEMENTS DANS LE SENS LONGITUDINAL.....	89
TABLEAU IV.14:DISTRIBUTION DES DEPLACEMENTS DANS LE SENS LONGITUDINAL	89
TABLEAU.V.1: : COMBINAISON DE CALCUL DE LA POUTRES	92
TABLEAU.V.2: CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX.	92
TABLEAU.V.3: PREDIMENSIONNEMENT DES VOILES	110

Liste des symboles

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

As : Aire d'une section d'acier.

At : Section d'armatures transversales.

B: Aire d'une section de béton.

Ø : Diamètre des armatures, mode propre **C** : Cohésion

η: facteur de correction d'amortissement.

ξ: amortissement critique

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

q : Capacité portante admissible

Q : Charge d'exploitation ; facteur de qualité

Ffr : Force de frottement.

R : Force résultante ; Réaction ; coefficient de comportement.

σs : Coefficient de sécurité dans l'acier.

σb : Coefficient de sécurité dans le béton

Ss : Contrainte de traction de l'acier.

σbc : Contrainte de compression du béton.

Tu : Contrainte ultime de cisaillement.

τ: Contrainte tangentielle.

b : Coefficient de pondération

σsol: Contrainte du sol.

ρ: Masse volumique.

v: Coefficient de poisson de béton.

σm : Contrainte moyenne.

G : Charge permanente **X** : Déformation relative.

E.L.S : Etat limite service.

Nser : Effort normal pondéré aux états limites de service.

Nu : Effort normal pondéré aux états limites ultime.

Tu : Effort tranchant ultime.

St : Espacement.

l : Elancement.

e : Epaisseur ; excentricité

Nq, Ng, Nc : Facteur de portance.

F : Force concentrée.

Liste des symboles

f : Flèche.

f : Flèche admissible.

D : Fiche d'ancrage.

L : Longueur ou portée.

Lf : Longueur de flambement.

Ip : Indice de plasticité.

Ic : Indice de consistance.

W : Poids total de la structure.

d : Hauteur utile.

Fe : Limite d'élasticité de l'acier.

Mu : Moment à l'état limite ultime.

Mser : Moment à l'état limite de service. **Mt** : Moment en travée.

Ma : Moment sur appuis.

M0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres

I : Moment d'inertie.

fi : Flèche due aux charges instantanées.

fv : Flèche due aux charges de longue durée.

Ifi : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.

Eij : Module d'élasticité instantané.

Es : Module d'élasticité de l'acier.

I : Rayons moyen

Fc28 : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28jours **Ft28** : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours

d : rapport de l'aire d'acier à l'aire du béton

Y : positions de l'axe neutre

I0 : Moment d'inertie de la section total homogène.

Ifv : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.

Sommaire

RESUME:	III
LISTE DES FIGURES	IV
LISTE DES TABLEAUX	VI
LISTE DES SYMBOLES	VII
SOMMAIRE	IX
INTRODUCTION GENERALE	1
INTRODUCTION GENERALE	2
Chapitre I: Présentation De L'ouvrage Et Caractéristique Des Matériaux	
1. Introduction:	5
2. Présentation de l'ouvrages :.....	5
2.1. Caractéristique géométrique :.....	5
2.2. Description de l'ossature :.....	5
Planchers :	5
3. Règles et Hypothèses de calcul :	6
3.1. Le règlement [BAEL91]	6
3.2 [RPA99] /version2003 :.....	7
3.3 Caractéristique des matériaux :.....	8
Chapitre II: Pré-Dimensionnement Des Éléments Et Descente Des Charges	
II.1-Introduction :	14
II.1.1.2 Plancher dalle pleine :.....	16
II.1.2- Les poutres :	18
II.1.2.a- Pré dimension de la poutre principale :	19
II.1.2.b- Pré dimension de la poutre secondaire :	19
II.1.4- Des escaliers :	21
II.1.5- Les Poteaux :	23
I.2-La descente des charges :	24
II.2.1-Evaluation des charges :	24
II.2.2-Les Surcharges d'exploitation :	29
II.2.3- Calcul l'effort ultime Nu :	29
Chapitre III: Etude des éléments secondaire (Non structuraux)	
III.1-Introduction:	35
III.2- Etude de L'acrotère:.....	35
III.2.1-Définition :	35
III.2.2-Hypothèse de calcul :	35
III.2.3-Action sismique:.....	35
III.2.4-Détermination des sollicitations :.....	36
III.2.5-Ferraillage de l'acrotère :	36
III.2.6-Vérification:	37
III.3- Etude de Balcons :	40
III.3.1-Définition :	40
III.3.2-Détermination des charges et surcharges :	40
III.3.3-Calcul des sollicitations.....	41
III.3.5-Vérification à l'ELU :	42
III.3.6-Vérification à l'ELS :	43
III- 3.7-Etat limite d'ouverture des fissures :	43
III.4-Etude d'escalier :	44
III.4.1-Principe de calcul :	44
III.4.2-Efforts internes	44

III.4.3-Calcul du ferrailage :	47
III.4.5-Vérification de l'effort tranchant :	48
III.4.6- Vérification à l'ELS :	49
III.5.1- Prédimensionnement de la poutre palière :	50
III.5.2- Evaluation des charges :	51
III.5.3- Calcul à l'ELU:	51
III.5.4- Le ferrailage :	52
III.5.5- Vérification à l'ELU:	53
III.5.6- Vérification à l'ELS :	54
III.5.7- Vérification de la flèche :	54
III.5.8-Calcul de la poutre palière à la torsion :	54
III.5.9- Calcul de la contrainte de cisaillement:	54
III.5.10-Calcul des armatures équilibrées à la torsion :	55
III.6-Etude du plancher.....	55
III.6.1-Introduction :	55
III.6.2-Etude des poutrelles :	56
III.6.3-Détermination des sollicitations des poutrelles :	56
III.6.4-Dimensionnement des poutrelles:	57
III.6.5-Application de la méthode :	58
III.6.5.1-Plancher terrasse:	58
III.6.5.1.1-Calcul des moments et effort tranchant à ELU :	58
1.b Calcul des moments en travées :	59
III.6.5.1.2-Calcul des moments et effort tranchant à ELS :	60
III.6.5.2-Plancher Etage :	62
III.6.5.2.1-Calcul des moments et effort tranchant à ELU :	62
III.6.5.2.2-Calcul des moments et effort tranchant à ELS :	64
III.6.6-Calcul du ferrailage :	67
III.6.7-Vérification à l'ELU :	69
III.6.8-Vérification à l'ELS :	70
III.6.9-Evaluation de la flèche :	71
III.7.Dalle de compression.....	74
Chapitre IV: Etude dynamique et sismique	
IV.1-Introduction :	77
IV.4.2.2-Les schémas des trois premiers modes de vibration.	82
IV.4.2.3-L'effort sismique à la base	84
IV.4.3-Justification de Système de contreventement constitué par des voiles porteurs.....	86
IV.4.3.1-Vérification des déplacements:	86
IV.5-Caractéristique géométrique et massique.....	88
IV.5.1-Introduction :	88
IV.5.2-Centre de masse:	88
IV.5.3-Centre de torsion :	89
IV.5.4-Excentricité :	89
IV.5.5-L'excentricité accidentelle :	90
IV.6-Conclusion :	90
Chapitre V: Etude des éléments structuraux	
V.1-Introduction :	92
V.1.1- Etude des poutres :	92
V.1.2-Ferrailage des poutres :	92
V.1.3-Ferrailage de la poutre principale :	93
V.1.3-Vérification à ELS :	94
V.1.4- Vérification de la flèche :	95
V.1.5-Ferrailage de la poutre secondaires :	95

Sommaire

V.1.6-Vérification à ELS :.....	97
V.1.7-Vérification de la flèche :	98
V.2. Etude des poteaux :	99
V.2.1-Calcul le ferrailage poteau :	102
V.3.-Etude des voiles:.....	107
V- 3.1-Introduction :.....	107
V- 3.2-Etude de la section soumise à la flexion composée :	108
V- 3.3-Prédimensionnement des voiles :	110
V- 3.4-Calcul le ferrailage des voiles :	112
V- 3.4.1-Calcul des armatures verticales :	112
V- 3.4.2-Vérification au cisaillement :	114
V- 3.5. Calcul de ferrailage horizontal :	115
Chapitre VI: Etude des fondations	
VI.1-Introduction :	117
VI.2-Dimensionnement de la semelle	118
VI.2.1-Vérification de type de la semelle :	118
VI.3-Semelle isolée :	118
VI.4.-La semelle filante sous voiles	119
VI.4.1-Prédimensionnement de la semelle filante sous voile VT1	119
VI.4.2- Calcul le ferrailage	120
VI.5-Etude de longrine :	121
VI.5.1-Définition	121
VI.5.2-Dimensionnement de la longrine	121
CONCLUSION GENERALE	123
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	126
ANNEXES	127

Introduction Générale

Introduction Générale

Le domaine du génie civil englobe l'ensemble des techniques de construction. Les ingénieurs civils, également connus sous le nom d'ingénieurs en génie civil, sont responsables de la planification, de la construction, de l'entretien et de la rénovation d'infrastructures et de bâtiments, tout en garantissant la sécurité du public et la protection de l'environnement. Leurs réalisations sont très variées et se concentrent principalement sur les domaines des structures, de l'hydraulique, des transports et de l'environnement.

Les erreurs dans les constructions sont souvent dues à une conception inadéquate. Des études basées sur des modèles physiques et mathématiques sont menées pour limiter les risques et établir des règles strictes pour les concepteurs, afin d'assurer la sécurité. Cependant, pour atteindre cet objectif, les ingénieurs ne doivent pas se contenter d'appliquer simplement les règlements, mais doivent comprendre les facteurs qui déterminent le comportement dynamique des structures.

Le choix d'un système de contreventement dépend de plusieurs facteurs, tels que la hauteur du bâtiment, son usage et la capacité portante du sol. Les éléments constitutifs de la construction sont calculés en fonction de règles et de méthodes bien connues (CBA93, BAEL91, RPA99, v2003), qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferraillage des éléments résistants de la structure.

Les ingénieurs ont aujourd'hui accès à une variété d'outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis qui leur permettent de maîtriser la technique des éléments finis adoptée en génie civil, ainsi que de calculer diverses structures en un temps record.

Le travail qui nous a été assigné concerne une étude d'un bâtiment résidentiel de 4 étages. Notre objectif est de produire une mémoire comprenant une introduction, 06 chapitres et une conclusion générale pour atteindre cet objectif.

Chapitre 1 : Présentation De L'ouvrage Et Caractéristique Des Matériaux

Le projet que nous avons en train d'étudier consiste à un bâtiment à usage d'habitation, composé d'un Rez de chaussée plus quatre étages (R+4), en béton armé composé de portiques et de voiles, implanté à Alger, qui est une Zone de forte sismicité zone III d'après les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003).

Chapitre 2 : Pre-Dimensionnement Des Éléments Et Descente Descharges

Le pré dimensionnement a pour but le calcul préliminaire des différents éléments résistants.

En respectant les prescriptions des RPA99/Version 2003, CBA93 et du BAEL 91. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérification dans la phase de dimensionnement.

Chapitre 3 : Etude Des Éléments Secondaire

Ainsi l'escalier, l'acrotère, les planchers et enfin le balcon sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisque'ils ne

contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

Chapitre 4 : Etude Sismique Et Dynamique

On entame dans ce chapitre la conception et le calcul dynamique du bâtiment. Ce travail peut être effectué d'une façon simple et rationnelle en utilisant l'un des logiciels d'élément finis existants actuellement. Pour cela nous nous servirons du logiciel ROBOOT.

Chapitre 5 : Etude Des Éléments Structuraux

Une construction en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (poteaux, voile ,poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armés (ferrailler) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre toutes genres de sollicitations.

Chapitre 6 : Etude de l'infrastructure

Dans ce chapitre, on va étudier la partie de la structure qui se trouve au-dessous du niveau du sol qui s'appelle l'infrastructure, son objet est de transmettre les charges verticales et les charges sismiques horizontales, et limiter les tassements différentiels et empêcher les déplacements

horizontaux relatifs des points d'appuis par solidarisation au moyen de longrine ou autre dispositif équivalent.

Chapitre I:
Présentation De
L'ouvrage Et
Caractéristique Des
Matériaux

1. Introduction:

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtiment cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les années de notre formation de Master en Matériaux de Génie Civil

L'ouvrage en question est un bâtiment mixte (portique + voile) en R+5

Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par la (BAEL91) révisé en 1999 et le (RPA) révisé en 2003.

2. Présentation de l'ouvrages :

Le présent projet consiste à étudier un bâtiment (R+5) à usage d'habitation qui contient 20 logements.

L'ouvrage est implanté à Alger, ville située en **zone III**, de forte sismicité, selon le règlement parasismique algérien [RPA99/version2003].

2.1. Caractéristique géométrique :

Le bâtiment à étudier est constitué d'un seul bloc de forme régulière en plan, de dimensions suivantes :

- Hauteur des étages courants..... 3.20m
- Hauteur du rez-de-chaussée..... 3.20m
- Hauteur totale du bâtiment sans acrotère..... 19.20 m
- Longueur totale du bâtiment en plan..... 25.30m
- Largeur totale du bâtiment en plan..... 20.53m

2.2. Description de l'ossature :

Planchers :

Nous avons opté pour des dalles en corps creux, pour les raisons suivantes:

- a) Facilité de réalisation.
- b) Les portées de notre projet ne sont pas grandes
- c) Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- d) Raison économique

Conception structurale :

L'ouvrage considéré est en ossature mixte constituée de portiques auto-stable en béton armé et de voiles de contreventement dans les deux directions

Escaliers :

Le bâtiment comporte un seul type d'escalier à deux volées et un palier. Les escaliers sont coulés sur place

Maçonnerie:

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en brique creuse

- a) Les murs extérieurs sont constitués en double parois de brique (10cm et 15cm) d'épaisseur séparés par une l'âme d'air de 5cm épaisseur.
- b) Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de brique d'épaisseur 10cm

L'acrotère:

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

Terrasse:

La terrasse du bâtiment est inaccessible sauf pour entretien.

3. Règles et Hypothèses de calcul :

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément aux règlements ci-après :

3.1. Le règlement [BAEL91]

Basé sur la théorie des états limites.

a) Etats limites ultimes (ELU) : correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- Equilibre statique (renversement du bâtiment)
- Résistance de l'un des matériaux de la structure (non rupture).
- Stabilité de forme (non flambement des poteaux et des voiles).
- La combinaison d'action à l'état limite ultime est $q = 1.35G + 1.5Q$

➤ **Hypothèses :**

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droite et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10 ‰ et le raccourcissement unitaire du béton

est limité à 3.5 ‰ dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le cas de la compression simple, par conséquent, le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots (A, B, C).

- **Pivot A :** Les pièces soumises à la flexion simple ou composée, la traction simple.
- **Pivot B :** les pièces soumises à la flexion simple ou composée.
- **Pivot C :** Les pièces soumises à la flexion composée ou à la compression simple.

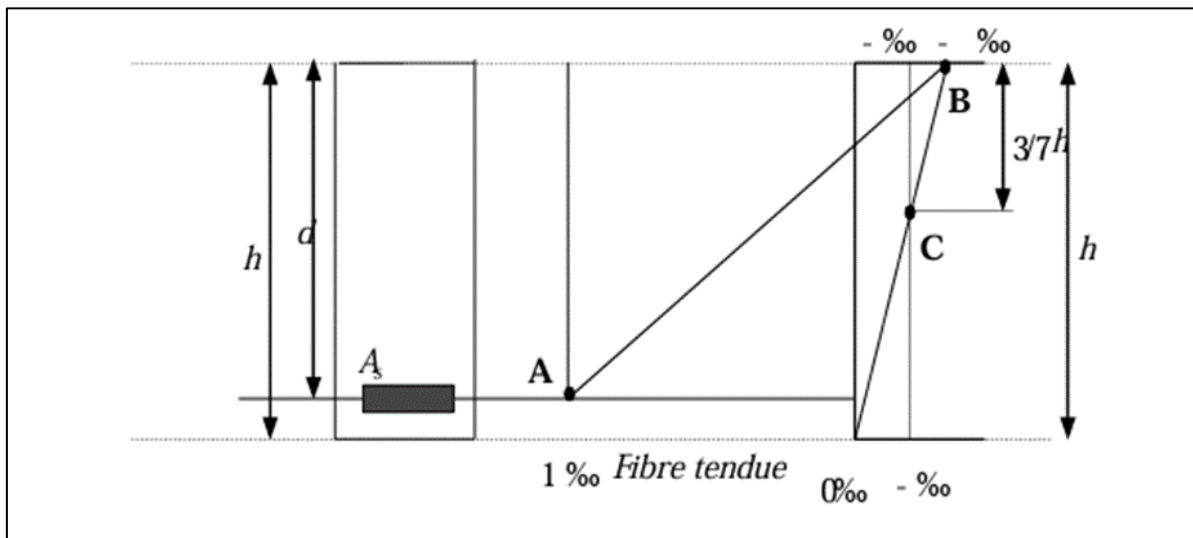


Figure I.1 : Diagramme des déformations limites de la traction

b) Etat limites de service (ELS) : constituent les frontières au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

Ouverture des fissures (limité la contrainte de la traction des aciers pour limiter l'ouverture des fissures)

Déformation des éléments porteurs (la flèche maximale ne devrait pas dépasser la flèche limite).

Résistance à la compression du béton

La combinaison d'action à l'état limite de service est $q = G + Q$

Hypothèses :

Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.

Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.

Le béton tendu est négligé dans les calculs.

Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s = 15E_b$; $n = 15$)

3.2 [RPA99] /version2003 :

Elles sont applicables à toutes les catégories de construction courantes de configuration simple et régulière.

Le but du règlement est de prévoir les mesures à la conception et à l'exécution des constructions, il prévoit :

Une classification selon les zones sismiques et le groupe d'usage d'une construction, les caractéristiques et les conditions du sol de fondation.

Une conception sur la catégorie d'ouvrage pour prévoir un système convenable de contreventement.

Des dimensionnements en vigueur des éléments structuraux.

3.3 Caractéristique des matériaux :

Le matériau essentiel utilisé pour la construction de cet ouvrage est le béton armé, constitué de béton et d'acier.

3.3.1-Béton: Le béton est un matériau utilisé pour construire de nombreux type d'ouvrage dans les domaines du bâtiment des travaux publics et de l'hydraulique, il est constitué par le mélange du ciment, de granulats (sable et gravier) et d'eau, et dans certains cas d'adjuvants.

• Matières constitutives du béton :

La méthode adoptée dans beaucoup de chantier en Algérie

- 350 Kg de ciment de 42.5R
- 787 L de sable $D_s < 5 \text{ mm}$
- 474 L de gravillon $5\text{mm} < D_s < 25\text{mm}$
- 162 L d'eau de gâchage.
- Masse Adjuvant= $V_{app}=1.85\text{L}$

caractéristique physique et mécanique du béton

- **Masse volumique :** Elle varie entre 2200 à 2500 Kg/m³ suivant la qualité d'acier mise Dans le béton, elle est généralement dans les calculs prise pour béton ordinaire égale à 2500Kg/m³

Résistance caractéristique : compte tenu de la durée des réactions chimique qui est de 28 jours (réaction achevée à 90 %), on détermine à cet âge la résistance caractéristique à la traction dite f_{t28} et à la compression notée f_{c28} par des essais ; on à été amené à se fixer une valeur de 25 Mpa pour f_{c28} et par conséquent $f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa}$

Un contrôle régulier sur chantier est exigé.

Contrainte limite :

1). A l'ELU : est notée f_{bu} tel que : $f_{bu} = \frac{0.85}{\gamma_b} \cdot f_{c28}$

Avec : γ_b : coefficient de sécurité du béton, il vaut 1.5 pour les combinaisons et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

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

1 : lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieur à 24h,

0.9 : lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h

0.85 : lorsqu'elle est inférieure à 1h

Le coefficient de la minoration 0.85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligent le fluage du béton.

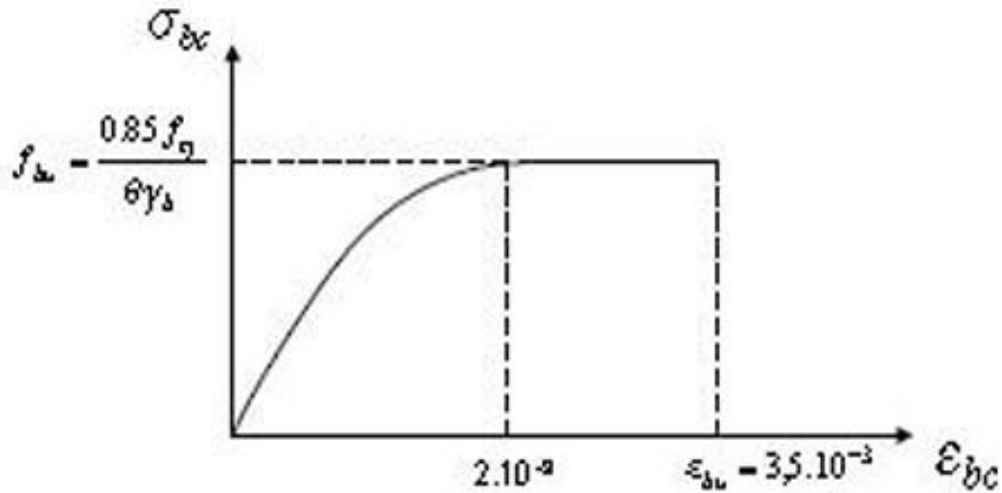


Figure I.2. : Diagramme contraintes-déformation du béton à l'ELU

à l'ELS : est donné par $\sigma_{bc} = 0.6f_{c28}$

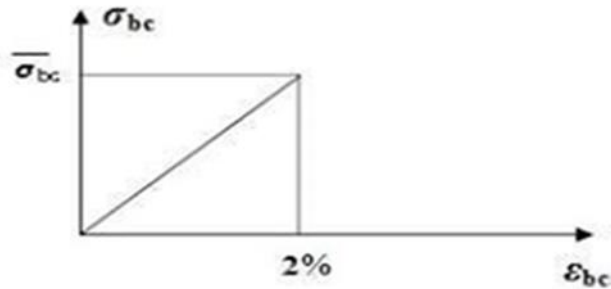


Figure I.3. : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS

Contrainte ultime de cisaillement de béton :

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau_u \leq \tau_u$ Sachant que :

La contrainte ultime du cisaillement du béton est définie par : $\tau_u = \frac{V_u}{bd}$

V_u : effort tranchant

b, d Dimensions de la pièce.

Les armatures transversales perpendiculaire à la ligne moyenne sont autorisées si τ_u ne dépasse pas

$\tau_u = \text{Min}(0.13.f_{c28} ; 4\text{Mpa}) = 3.25\text{Mpa}$ fissuration peu préjudiciable.

$\tau_u = \text{Min}(0.1. f_{c28} ; 3\text{Mpa}) = 2.5\text{Mpa}$ Fissuration préjudiciable (ou très préjudiciable).

Module de déformation longitudinal du béton :

Ils existent deux modules de déformation déterminés d'après [BAEL.91].

1. Le module de déformation instantanée : pour des charges d'une durée d'application inférieur à 24 heures on a :

$$E_{ij} = 1100 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ D'où : } E_{i28} = 32164.2 \text{ Mpa}$$

2. Le module de déformation différée : Pour des charges de longue durée d'application on a :

$$E_{ij} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ D'où : } E_{v28} = 10721.4 \text{ Mpa}$$

- Coefficient de poisson**

Ce coefficient étant le rapport des déformation transversales et des déformation longitudinal Noté. ν . Conformément au règlement [BAEL.91] :

à l'ELU : $\nu = 0$ □ calcul des sollicitations (béton fissuré).

A l'ELS : $\nu = 0.2$ □ Calcul des déformations (béton non fissuré)

3.3.2 Acier :

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

- Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25% de carbone,
- Aciers durs pour 0.25 à 40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200000 \text{ Mpa}$

- Caractéristique mécanique :**

La caractéristique mécanique la plus importe des aciers est la limite élastique **fe**. Le tableau suivant nous donne quelque exemple d'aciers.

Tableau I.1: Caractéristique mécanique des aciers

Type	Nuance	Limit elastique fe (Mpa)	$\varepsilon_{es} \%$	Emploi
Barre HA	FeE40	400	1.74	Emploi courant
Rond lisse	FeE22	215	0.935	Emploi courant
	FeE24	235	1.02	Epingles de levage des Pieces prefabrique
Treillis	$\varnothing \leq 6mm$	520	2.261	Treillis Soudes uniquement Emploi courant
	$\varnothing > 6mm$	441	1.917	

Treillis soudé : pour le voile périphérique et hourdis (dalle de compression), on utilise le treillis soudé.

- **Contraintes limite de l'acier :**
- **Contrainte à ELU :**

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant, avec :

f_e : Contrainte limite élastique

ε_s : déformation (allongement) relatives de l'acier.

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

σ_s : contrainte de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier.

$\gamma_s = 1.15$ en cas de situation durables ou transitoires.

$\gamma_s = 1.00$ en cas de situation accidentelles.

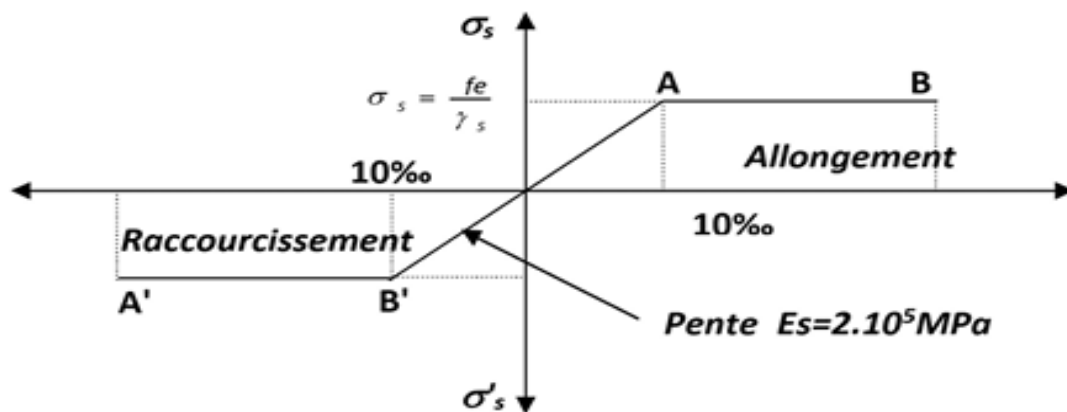


Figure I.1: Diagramme contraintes déformations.

- **Contrainte à ELS :**

Cette contrainte dépend de la nature des fissures dans le béton, on détermine :

- 1. Fissuration peu nuisible** : pas de vérification.
- 2. Fissuration préjudiciable** $\sigma_s = \text{Min} (2/3f_e ; 150\eta)$ (Mpa)
- 3. Fissuration très préjudiciable** : $\sigma_s = \text{Min} (1/2f_e ; 110\eta)$ (Mpa)

Avec :

η : coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les acier ronds lisse

$\eta = 1.6$ pour les aciers à haute adhérence (HA)

- **Coefficient d'équivalence :**

Le coefficient d'équivalence noté η est le rapport suivant : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

Avec :

n : coefficient d'équivalence.

E_s : module de déformation de l'acier.

E_b : module de déformation du béton.

.

Chapitre II:
Pré-Dimensionnement
Des Éléments Et
Descente Des Charges

II.1-Introduction :

Le pré-dimensionnement des éléments d'une structure est une étape essentielle dans un projet de génie civil. Il est basé sur le principe de la descente de charges, pour déterminer l'effort revenant des sections des différents éléments résistants. Il sera fait selon les règles du **CBA93** et du **RPA99/Version 2003** pour arriver à déterminer une épaisseur économique.

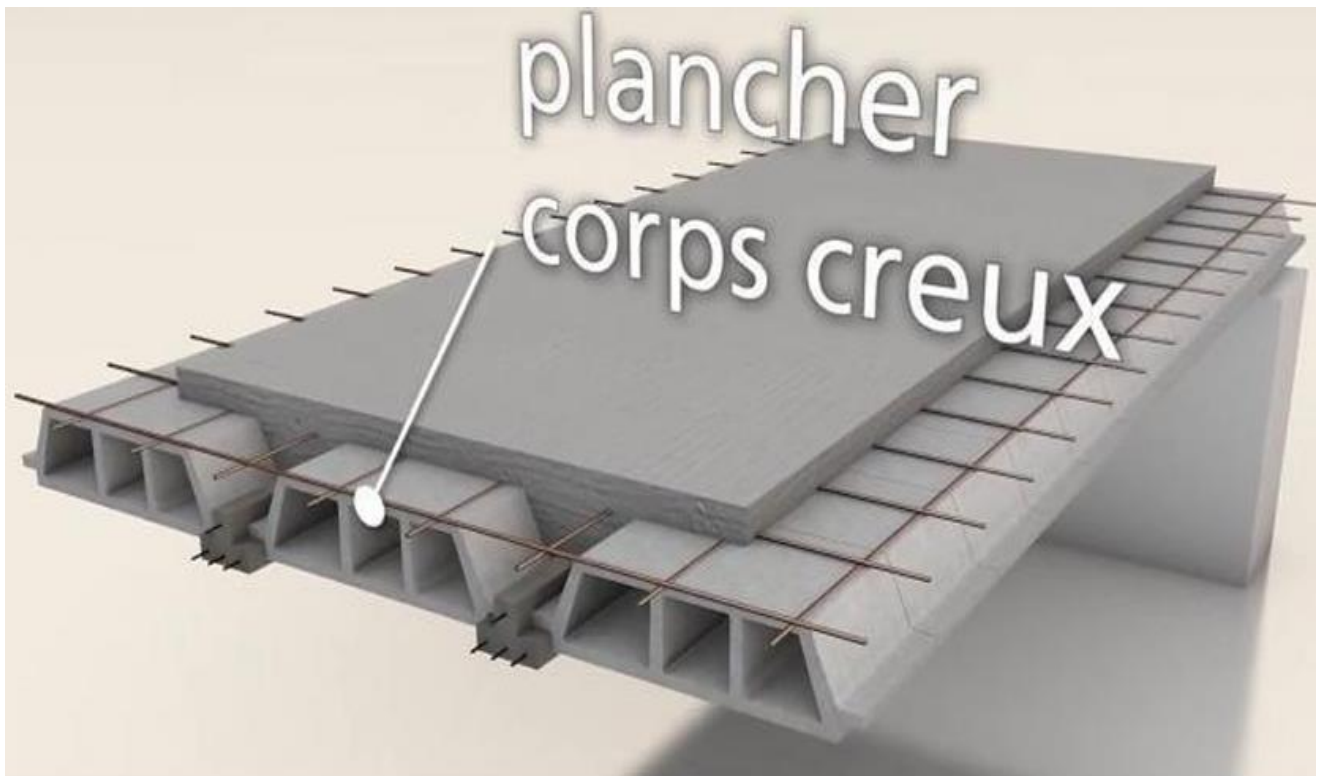
II.1.1- Les plancher :

II.1.1.1- Planchers à corps creux :

Les planchers à corps creux sont composés de 3 éléments principaux :

- Les corps creux ou « **entrevous** » qui servent de coffrage perdu (ressemblent à des parpaings);
- Les poutrelles en béton armé ou précontraint qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures.
- Une dalle de compression armée coulée sur les entrevous.

Les plancher est entouré par un chaînage horizontal.



a. Dimensionnement des planchers :

Selon les règles du **CBA93 (Art : 6.8.4.2.1)**, Le pré-dimensionnement d'un plancher à corps creux se fait par satisfaction de la condition de la flèche suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5}$$

Ou,

- h_t : Hauteur total du plancher.

- L_{max} : Longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelle adoptées

Nous avons longueur maximale de poutrelle entre nus d'appuis : $L_{max} = 529\text{cm}$

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \text{ donc, } h_t \geq \frac{529}{22.5} = 23.51\text{cm} \dots\dots$$

Alors, on adopte $h_t = 25\text{cm}$ soit un plancher (20+5)

$$L_{max} = 529\text{cm}$$

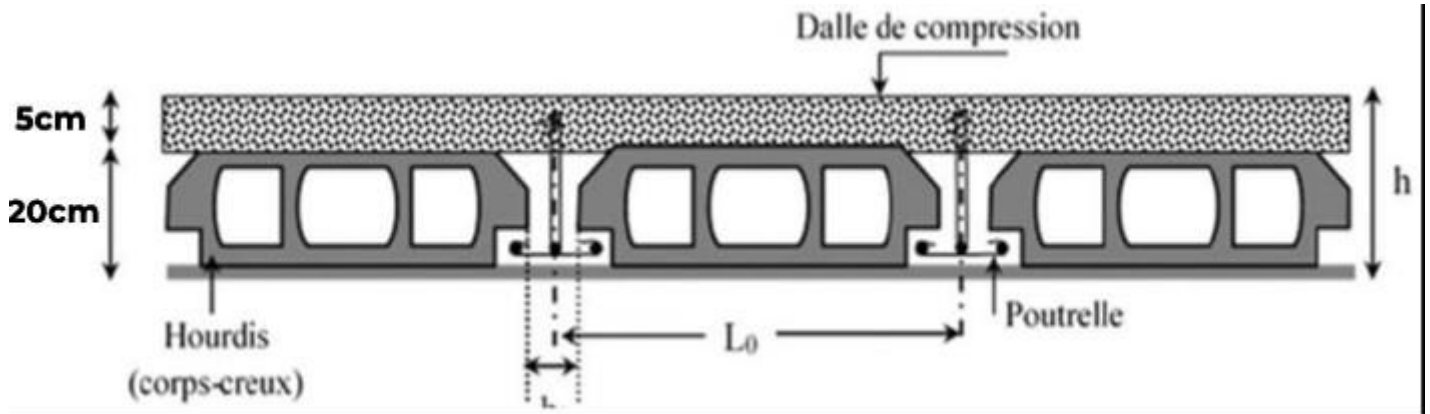


Figure II.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

○ -Poutrelle :

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

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

h_0 : Hauteur de la dalle de compression.

b_0 : Largeur de nervure, $b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) \cdot h$.

b : Largeur efficace.

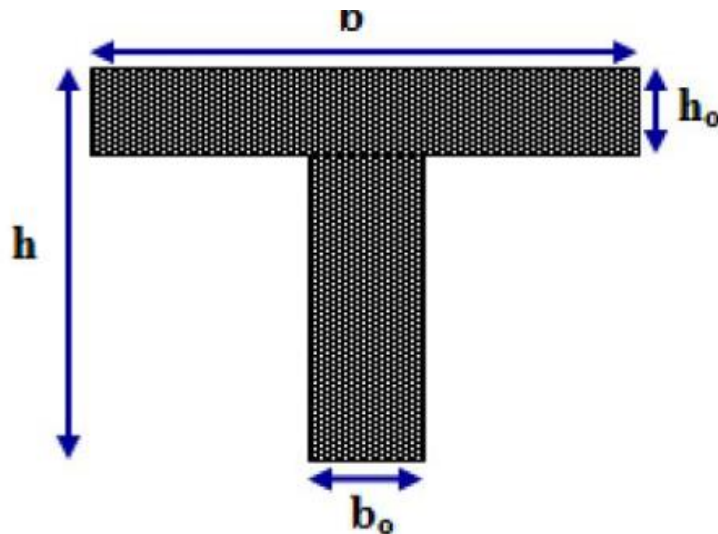


Figure II.2. : Coupe transversale d'une poutrelle

D'après le **CBA93** (Art 4.1.3), la largeur efficace b est déterminée comme suit

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y^{min}}{10}\right)$$

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{2L_x}{3}, \frac{L_y^{min}}{10}\right)$$

Avec :

- L_x : Distance entre nus de deux poutrelles....voir planlx=2.80m ly=2.80m
- L_y^{min} : Longueur min entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.
...voir plan

Dans notre projet nous avons :

- b_0 est pris égal à 12cm pour des raisons pratiques
- h_0 (épaisseur de la dalle de compression) = 4cm
- L_l : distance entre-axes de deux poutrelles successives. $L_l = 67\text{cm}$
- $L_x = L_l - b_0 \rightarrow L_x = 67 - 12 = 55\text{cm}$
- $L_y^{min} = 280\text{cm}$

On remplace ces valeurs dans la formule précédente on trouve :

$$\frac{b-12}{2} \leq \min\left(\frac{55}{2}, \frac{280}{10}\right) \rightarrow \frac{b-12}{2} \leq 27.5 \rightarrow \mathbf{b = 67\text{cm}}$$

II.1.1.2 Plancher dalle pleine :

C'est une plaque en béton armé à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutre, voile ou murs maçonné) ou ponctuels (poteaux)

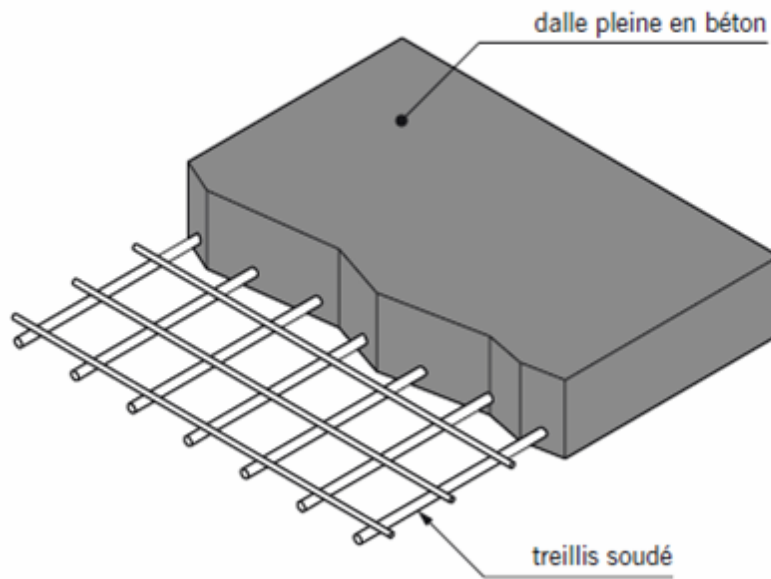


Figure II.4. Dalle pleine en béton armé.

a. Dimensionnement d'une dalle pleine :

Le dimensionnement d'une dalle pleine (selon BAEL A.5.2,1) revient à déterminer son épaisseur (e) qui dépend du nombre d'appuis sur lesquelles repose la dalle.

Avec :

L_x : le plus petit côté de la dalle.

L_y : Le plus grand côté de la dalle

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$$

L'épaisseur de la dalle résulte des conditions :

- **De résistance à la flexion :**

Si $\alpha < 0.4$ Dalle portant uniquement dans le sens de la petite portée. On adopte :

- $e \geq \frac{L_x}{30}$ pour un panneau isolé ;
- $e \geq \frac{L_x}{40}$ pour une dalle continue ;

Si $0.4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1$ dalle portant uniquement dans deux directions, on adopte

- $e \geq \frac{L_x}{20}$ pour un panneau isolé ;
- $e \geq \frac{L_x}{25}$ pour une dalle continue ;

- **De sécurité vis-à-vis de l'incendie**

- $e \geq 7\text{cm}$ pour 1 heure de coupe-feu ;
- $e \geq 7\text{cm}$ pour 2 heure de coupe-feu ;

1ère condition :

Nous avons

- Dalles sur deux coté (Balcon)

Alors on adopte :

$$e \geq \frac{L_x}{30} = \frac{238}{30} = 7.9\text{cm}$$

2ème condition :

- On voit bien que les dimensions de tous les panneaux sont petites, c'est le critère de coupe de feu qui est déterminant.

On opte : **16cm** d'épaisseur pour tous les balcons.

II.1.2- Les poutres :

Les poutres sont des éléments horizontaux, dont la section peut avoir différentes formes (rectangulaire, en I ou en Té.....) leur rôle est transmettre les charges aux poteaux. Les poutres sont dimensionnées par rapport aux conditions de la flèche admissible et sont vérifiées par rapport aux prescriptions du **RPA99/V2003** et **CBA93**.

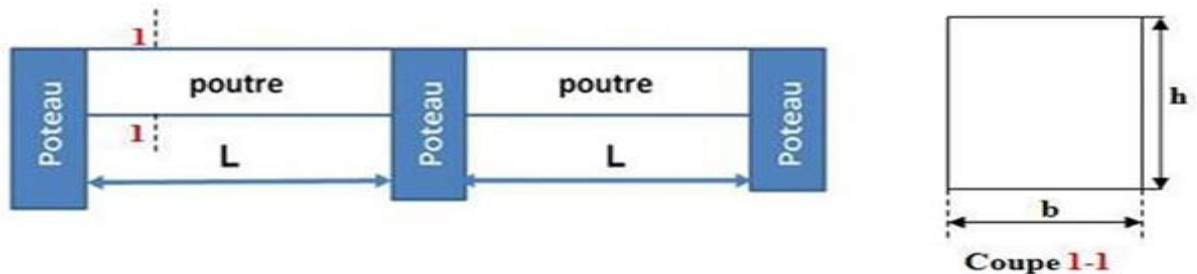


Figure II.5. Section d'une poutre en béton armé

a. Dimensionnement des poutres :

La hauteur de la poutre est déterminée par l'expression suivante

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Où

- L_{max} : Longueur de portée maximale de poutre entre nus d'appuis
- h : Hauteur de la poutre.

La largeur de la poutre est en fonction de sa hauteur est donnée comme suit :

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

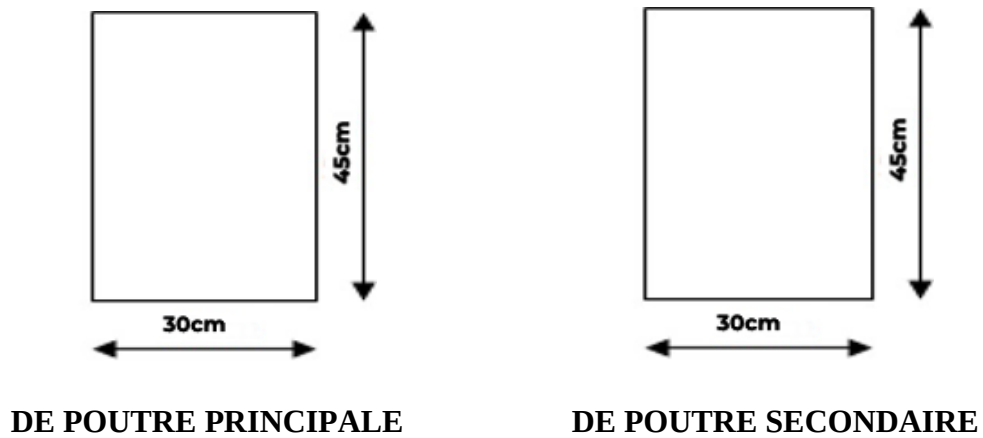


Figure II.6. Section des poutres adoptée

II.1.3- Les voiles :

Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

a. Prédimensionnement des voiles :

D'après le RPA99/Version2003 les éléments satisfaisants la condition $L \geq 4a$ sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires.

Avec :

- L : portée des voiles ;
- a : Epaisseur du voile ;

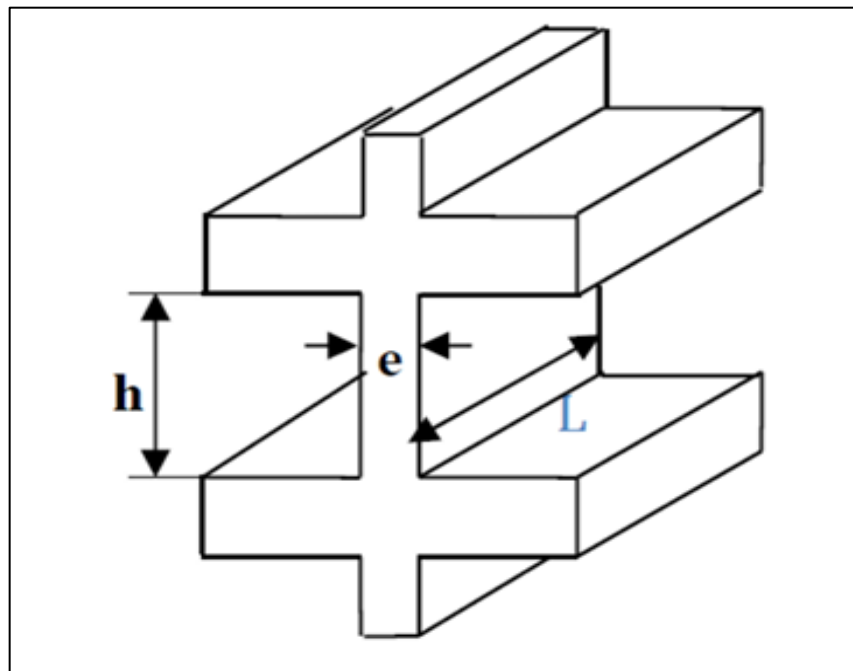


Figure II.7. Coupe de voiles en élévations.

L'épaisseur minimale du voile est de 15cm selon le RPA99/V2003. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique sur la figure :

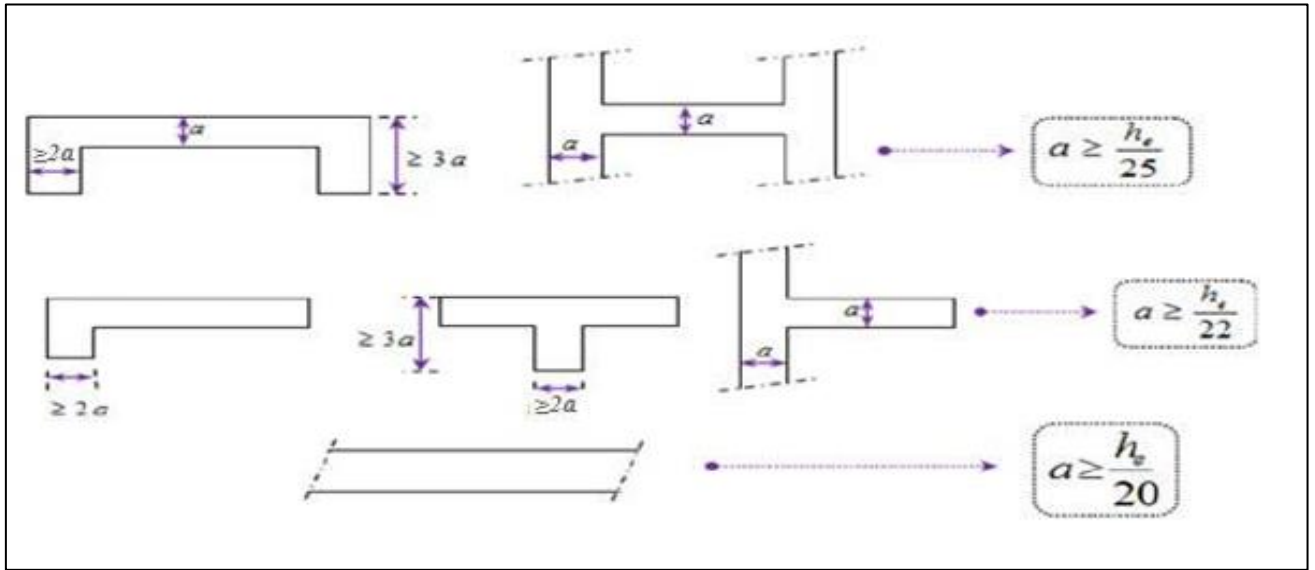


Figure II.8. Coupe de voile en plan.

- Au niveau du RDCa revoir

$$h_e = (320 - 40) = 280\text{cm. (40cm hauteur de la poutre).}$$

$$e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{280}{20} = 14\text{cm. On opte pour une épaisseur } e = 20$$

$e_{min} \geq 15\text{cm} \rightarrow 30\text{cm} > 15\text{cm}$ Condition vérifiées.

$$L \geq 4. a \rightarrow 180\text{cm} > 8 \times 30 = 80\text{cm} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiées.}$$

Au niveau d'étage courant :

$$h_e = (320 - 40) = 280\text{cm. (40cm hauteur de la poutre).}$$

$$e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{280}{20} = 14\text{cm. On opte pour une épaisseur } e = 20\text{cm.}$$

$$e_{min} \geq 15\text{cm} \rightarrow 20\text{cm} > 15\text{cm} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiées.}$$

L : portée des voiles ; a : Epaisseur du voile ;

II.1.4- Des escaliers :

Les escaliers sont constitués de volées classiques en béton armé reposent sur des paliers coulés sur place. Pour le dimensionnement des marches (g) et les contre marche (h), on utilise la formule **BLONDEL**.

$$0.59 \leq g + 2h \leq 0.66$$

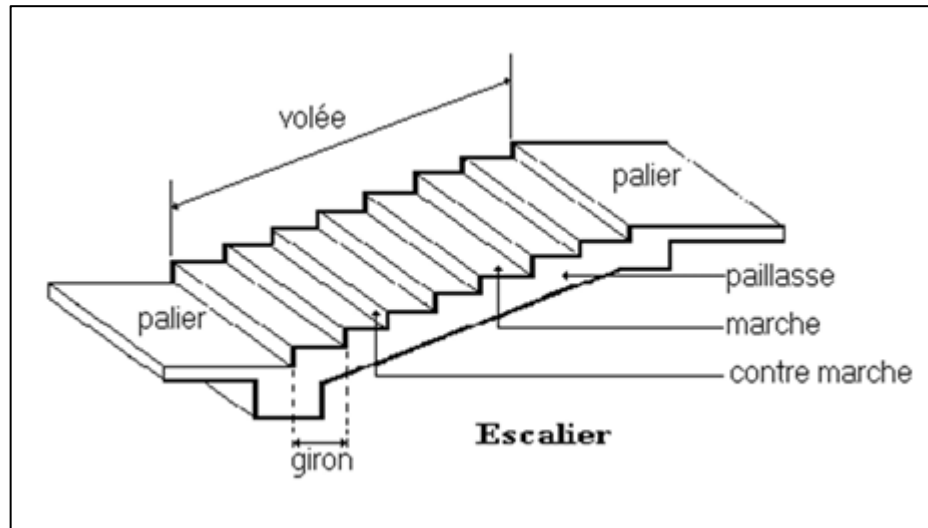


Figure II.9. Schéma d'escalier.

Soit :

- H : Hauteur de la volée.
- L : Longueur de la volée
- n' : Nombre de contre marche.
- n : Nombre de marche
- g : Giron
- h : Hauteur de la contre marche

a. Dimension des escaliers : - Pour la volée (I)

- Les contres marche « h » : $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$

Nous avons

- $h_e = 285\text{cm}$?...voir plan.... Théorie de pitagor
- Nombre de contre marche $n' = 10$

$$H = \frac{h_e}{2} = \frac{285}{2} = 142.5\text{cm}$$

$$h = \frac{H}{n'} = \frac{142.5}{10} = 14.25\text{cm} \rightarrow \mathbf{h = 15}$$

- Les marches « g » : $22\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm}$

On utilise la méthode de **BLONDEL** :

$$0.59 \leq g + 2h \leq 66 \rightarrow 59 \leq g + 2(16) \leq 66 \rightarrow \mathbf{29 \leq g = 30 \text{ cm} \leq 36}$$

$$\mathbf{g = \frac{L}{(n - 1)} \rightarrow L = g(n - 1) = 30(9 - 1) \rightarrow L = 270\text{cm}}$$

- **Prédimensionnement de la paillasse et du palier :**

Le prédimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur ces deux cotés et l'épaisseur doit vérifier :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad (\text{Selon BAEL A.5.2,1})$$

$$L_1 = \sqrt{H^2 + L^2} + m = L_1 = \sqrt{160^2 + 262.5^2} + 140 = 425 \text{ cm}$$

$$\frac{425}{30} \leq e \leq \frac{425}{20} \rightarrow 14.17 \text{ cm} \leq e \leq 21.25 \text{ cm}$$

On prend $e = 18 \text{ cm}$.

Angle d'inclinaison de la volée :

$$\text{Arctan}(\alpha) = \frac{H}{L} = \frac{142.5}{210} = 0.678 \rightarrow \alpha = 33.69^\circ$$

II.1.5- Les Poteaux :

Le prédimensionnement des poteaux se fait par la vérification de la capacité portante d'une section choisie, en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU (1,35G+1,5Q)

Ces dimensions sont déterminées par la descente des charges du poteau le plus sollicité. D'après le CBA93, l'effort normal ultime N_u agissant sur un poteau doit être égale à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha \left(B_r \cdot \frac{f_{c28}}{0,9 \cdot \theta \cdot \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

Avec :

- B_r : section réduite du poteau (en cm^2) ;
- $B_r = (a - 2\text{cm})(b - 2\text{cm})$ Pour une section carrée
- A : section d'aciers comprimés prise en compte dans le calcul ;
- f_{c28} : Résistance à la compression du béton ;
- f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé ;
- $\gamma_b = 1.5$: Coefficient de sécurité du béton (cas durable) ;
- $\gamma_s = 1.15$: Coefficient de sécurité d'acier ;
- α : Coefficient réducteur, fonction de l'élancement mécanique (λ) qui prend la valeur :

$$\text{pour } \lambda \leq 50 \rightarrow \alpha = \frac{0.85}{[1 + 0.2(\frac{\lambda^2}{35})]}$$

$$\text{pour } 50 < \lambda \leq 70 \rightarrow \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$$

On fixe l'élancement mécanique λ à la valeur 35 pour être toujours dans la compression centrée suivants l'article **B.8.4.1** de **CBA93** d'où :

$$\alpha = \frac{0.85}{(1 + 0.2(1))} = 0.708$$

Il faut mettre les calculs

$$\text{Donc: } N_u \leq \alpha(B_r \cdot \frac{f_{c28}}{0.9 \cdot \theta \cdot \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s}) \rightarrow B_r \geq 0.066 N_u$$

Selon les règles parasismique **RPA99/v2003**. Les dimensions des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Pour la zone III on a

$$\text{Min}(b_1 ; h_1) \geq 30\text{cm}$$

- $\text{Min}(b_1 ; h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} < 4$

On choisit un poteau carré (40 x 40)

I.2-La descente des charges :

II.2.1-Evaluation des charges :

Les charges réglementaires :

Les charges réglementaires sont en général de :

Les charge permanentes qui présentent le poids mort.

- Les charges d'exploitation ou surcharges.

- **Les charges permanentes :**

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur fourni des listes de poids volumique en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le DTR des charges permanentes et charges d'exploitation.

- **Les charges d'exploitation :**

D'après le document technique réglementaire **DTR B.C.2.2**. Les charges d'exploitation sont définies comme celle qui résultent de l'usage des locaux par opposition au poids des ouvrages qui constituent ces locaux des équipements fixe.

Les valeurs des charges d'exploitation sont en fonction : - Des surfaces auxquelles elles sont appliquées.

- Des dégressions horizontal ou verticales retenues liées aux type et caractères des charges en cause.

- De leur mode de prise en compte etc....

- **Plancher terrasse :**

La terrasse est inaccessible et réalisée en plancher à corps creux surmontée de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évaluation des eaux pluviales

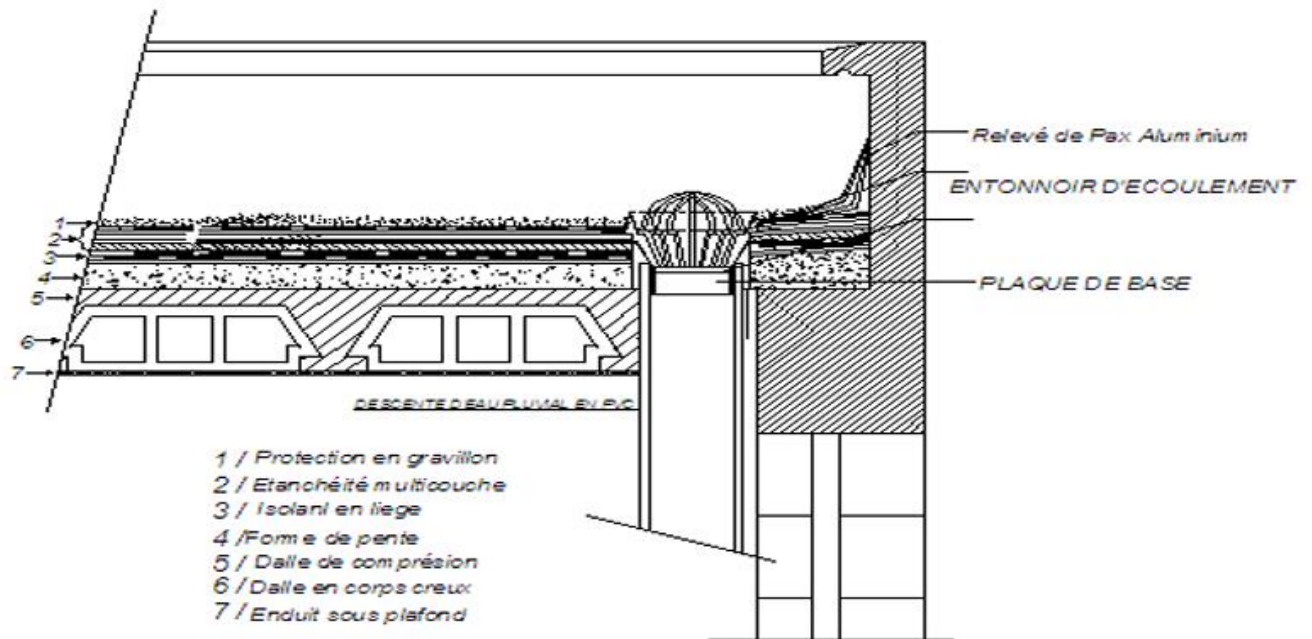


Figure II.10. Plancher terrasse.

Tableau II.1. Evaluation des charge permanentes du plancher terrasse.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1- Forme en gravillon	5	17	0.85
2- Etanchéité multicouche	2	6	0.12
3- Forme de pont	10	22	2.2
4- Dalle en corps creux	20+4	/	3.2
5- Enduit plâtre	/	10	0.2
G (total)			6.57

- Plancher étages courants + RDC :

Les plancher on étages courants sont en corps creux :

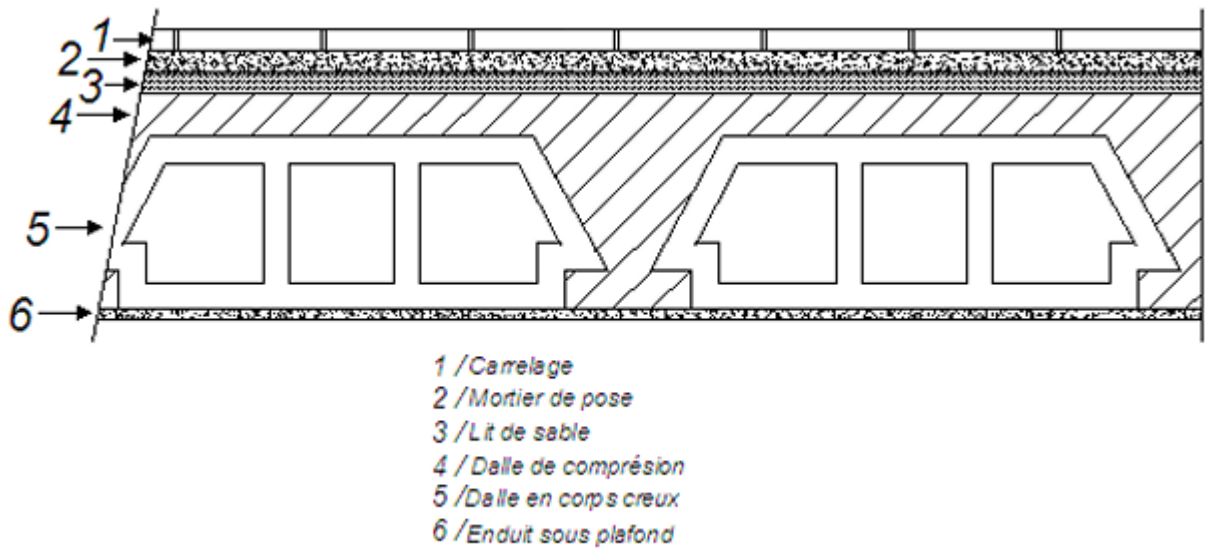


Figure II.11. Plancher étages courants + RDC.

Tableau II.2. Evaluation des charge permanentes du plancher étages courants + RDC

-Matériaux	Epaisseur (cm)	D (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1- Carrelage	2	22	0.8
2- Mortier de pose	2	20	0.4
3- Lit de sable	2	17	0.34
4- Dalle en corps creux	20+4	/	3.20
5- Enduit plâtre	2	10	0.2
6- Cloison de séparation	/	/	0.75
G (total)			5.69

- **Balcon :** Les balcons sont une dalle pleine :

Tableau II.3. Evaluation des charge permanentes du balcon

-Matériaux	Epaisseur (cm)	D (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1- Carrelage	2	22	0.8
2- Mortier de pose	2	20	0.4
3- Lit de sable	2	17	0.34
4- Dalle en BA	16	25	4
5- Enduit ciment	2	20	0.4
G (Total)			5.94

- **Les maçonneries**
- **Murs extérieurs:**

Figure II.2.1.3 : Coupe transversales d'un murs extérieu

Tableau II.4. Evaluation des charges permanente de murs extérieurs.

Matériaux	Epaisseur (cm)	ρ (Kn/m ²)	G (Kn/m ²)
1- Brique creux	15	/	1.3
2- Brique creux	10	/	0.9
3- Enduit plâtre	2	10	0.2
4- Enduit ciment	2	18	0.36
G(total)			2.76

- **L'acrotère :**

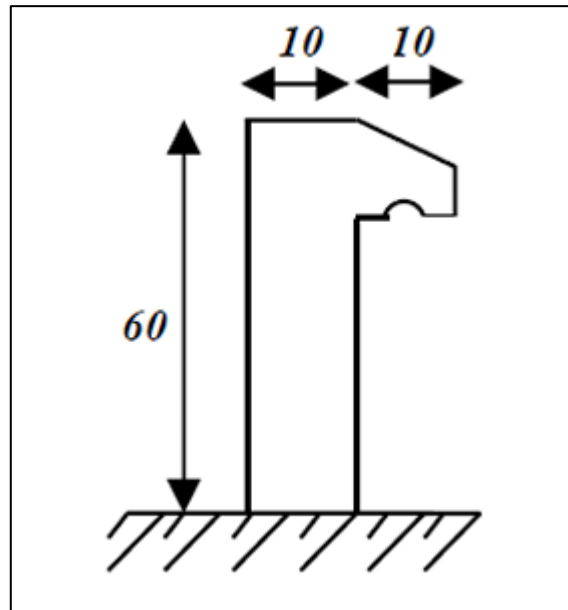


Figure II.12. Schéma de l'acrotère.

$$S = \left(\frac{0.1 * 0.07}{2} \right) + (0.6 * 0.1) + (0.05 * 0.1)$$

$$S = 0.0685 m^2$$

Charge permanentes:

$$P(\text{propre}) = (0.0685 \times 25) = 1.7125 \text{ kN/ml}$$

- L'escalier:
- Palier:

Tableau II.5. Evaluation des charges permanente de palier de repos

-Matériaux	Epaisseur (m)	D (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1- Carrelage	0.02	22	0.8
2- Mortier de pose	0.02	20	0.4
3- Lit de sable	0.02	17	0.34
4- Palier	0.18	25	4.50
5- Enduit de ciment	0.02	14	0.28
G (total)		6.32	

- Paillasse de volée (I):

Tableau II.6. Evaluation des charges permanente de paillasse de volée I et II.

Désignation des matériaux	Epaisseur (cm)	D (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1- Carrelage	0.02	22	0.80
2- Mortier de pose	0.02	20	0.40
3- Lit de sable	0.02	17	0.34
4- Marche	0.30	25	$(0.30 \times 0.15 / 2) \times 25 = 0.56$
5- Paillasse	0.18	25	$(25 \times 0.18) / \cos 29 = 3.93$
6- Enduit	0.02	14	0.28
7- Gardes corps	/	/	0.10
G (total)		6.41	

II.2.2-Les Surcharges d'exploitation :

Tableau II.7. Les charges d'exploitation des éléments.

- Plancher terrasse	Q = 1.00 KN/m ²
- Planchers étages courants + RDC	Q = 1.5 KN/m ²
- Escalier (Paillasse + Palier)	Q = 2.5 KN/m ²
- Balcons	Q = 3.5 KN/m ²

II.2.3- Calcul l'effort ultime Nu :

..... quel est le poteau considéré?...plan

- ❖ Détermination N_G

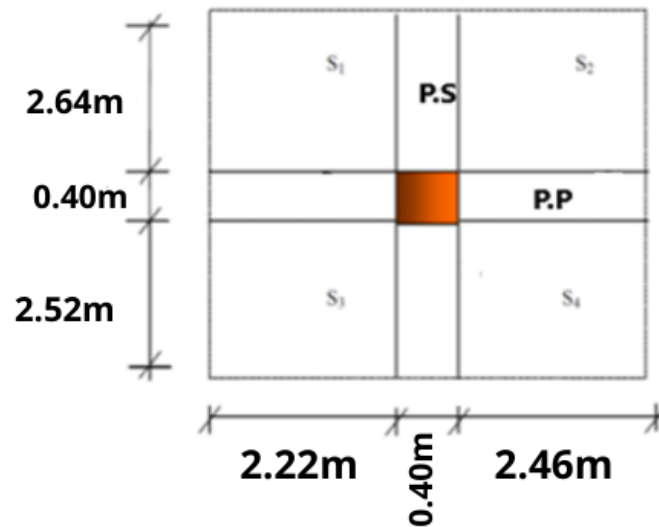


Figure II.13. Surface afférentes du poteau.

a) Surface afférentes :

$$S_{(plancher)} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

Section nette :

$$S_{(plancher)} = (2.46 \times 2.64) + (2.64 \times 2.22) + (2.22 \times 2.525) + (2.525 \times 2.46)$$

$$S_{(plancher)} = 24.172 m^2$$

- **Section brute:**

$$S_{((plancher))} = (2.75 \times 2.67) + (2.67 \times 2.85) + (2.85 \times 2.45) + (2.45 \times 2.75)$$

$$S_{((plancher))} = 28.672 m^2.$$

Tableau II.8. Descente des charges sur le poteau central

Niveau	Eléments	h (m)	b (m)	H (m)	L (m)	Poids (Kn/m)	G (Kn)
+19.60	Poteau	/	/	/	/	/	/
	Plancher Terrasse	5.05	4.60	/	/	6.57	152.6211
	Poutre principale	0.45	0.30	/	5.05	25	17.04375
	Poutre secondaire	0.45	0.30	/	4.60	25	15.525
Total	$N_Q = Q_{terrasse} \times S_{brut} = 1.00 \times 28.672 = 28.672 \text{ kN}$						185.18985
+ 4.08	Poteau	0.4	0.4	3.20	/	25	12.8
	Plancher Courants	5.05	4.6	/	/	4.95	114.9885
	Poutre Principale	0.45	0.3	/	5.05	25	17.04375

	Poutre Secondaire	0.45	0.3	/	4.6	25	15.525
Total	$N_Q = Q_{Courants} \times S_{nette} = 1.5 \times 24.172 = 36.258 \text{Kn}$						160.35725
+ 0.00	Poteau	0.4	0.4	3.2	/	25	12.8
	Plancher RDC	5.05	4.6	/	/	4.95	114.9885
	Poutre Principale	0.45	0.3	/	4.95	25	16.70625
	Poutre Secondaire	0.45	0.3	/	4.35	25	14.68125
Total	$N_Q = Q_{RDC} \times S_{nette} = 1.5 \times 24.172 = 36.258 \text{Kn}$						159.176

❖ **Determination N_Q**

• **Loi de dégression :**

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, ou les

occupations des divers niveaux, peuvent être considérées comme indépendantes, les niveaux

occupés par des locaux industriels ou commerciaux, ne sont pas comptés dans le nombre d'étages

intervenant dans la loi de dégression, les charges sur ces planchers sont prises sans abattement.

• **Coefficient de dégression des charges :**

$$\Sigma 0 = Q_0$$

$$\Sigma 1 = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma 2 = Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$$

$$\Sigma 3 = Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\Sigma 4 = Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

Pour $n \geq 5$

$$\Sigma 5 =$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant:

Niveau	G	ΣG	Q	ΣQ	Nu
Terrasse	185.18985	185.18985	28.672	28.672	293.01429
Etage 5	160.35725	345.547	36.258	64.93	563.88345

Etage 4	160.35725	505.9043	36.258	97.5622	829.323705
Etage 3	160.35725	666.26155	36.258	126.5686	1089.3059
Etage 2	160.35725	826.6188	36.258	151.922	1343.8183
Etage 1	160.35725	986.97605	36.258	173.704	1592.9736
RDC	159.176	1146.15205	36.258	191.833	1835.0547

Le poteau le plus sollicité ...le quel?... supporte la charge suivante:

$$\left\{ \begin{array}{l} G_{total} = 1146.15205 \text{ kN} \\ Q_{total} = 191.833 \text{ kN} \end{array} \right. \rightarrow Nu = 1835.0547 \text{ kN}$$

Selon le CBA93 on doit majorer l'effort normal de compression ultime Nu de 10%, pour tenir en

compte la continuité des portiques.....?

$$Nu^* = Nu \times 1.1 \rightarrow Nu^* = 1835.0547 \times 1.1 = 2018.5601 \text{ kN}$$

$$\text{On prend } (b \times h) = (400 \times 400) = 16000 \text{ (2018.5601} \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$B_r \geq 0.066Nu \rightarrow B_r \geq 0.066 \times 2018.5601 = 133224.9666 \text{ mm}^2$$

$$B_r = 122500 \geq 133224.9666 \rightarrow \text{CV}$$

Vérification :

- Critère de résistance:

$$\sigma_s = \frac{Nu}{S} < 14.2 \text{ Mpa} \rightarrow \sigma_s = 9.676 < 14.2 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Conditions vérifiées}$$

- Critère de stabilité :

$$-\lambda = \frac{L_f \sqrt{12}}{h} \leq 50$$

$$h_{(\text{étage courants})} = 3.20 \text{ m} \rightarrow L_f = 0.7 \times 3.2 = 2.24$$

$$-\lambda = \frac{2.24 \sqrt{12}}{0.35} = 22.17 \leq 50 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiés}$$

$$h_{(RDC)} = 3.2 \text{ m} \rightarrow L_f = 0.7 \times 3.2 = 2.24$$

$$-\lambda = \frac{2.24 \sqrt{12}}{0.35} = 22.17 \leq 50 \dots\dots\dots \text{Conditions vérifiées}$$

- Condition du [RPA99/Version2003 - zone III] :
- $\text{Min}(b_1; h_1) \geq 30 \text{ cm} \rightarrow 40\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots$ Conditions vérifiées
- $\text{Min}(b_1; h_1) \rightarrow 40 \geq \frac{320}{20} = 16 ; \frac{320}{20} = 16 \dots\dots\dots$ Conditions vérifiées
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \rightarrow \frac{1}{4} < 1 < 4 \dots\dots\dots$ Conditions vérifiées
- Donc un poteau de $(40 \times 40) \text{ cm}^2$ est bien convenable.

Chapitre III:
Etude des éléments
secondaire (Non
structuraux)

III.1-Introduction:

Dans ce chapitre on s'intéressera uniquement à l'étude des éléments non structuraux (différents planchers, escalier, acrotère et balcons). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation considérée, calcul des sollicitations les plus défavorable puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes en respectant la réglementation en vigueur

III.2- Etude de L'acrotère:

III.2.1-Définition :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé qui est exposé aux intempéries. Sa construction est essentielle pour des raisons de sécurité et d'étanchéité. L'acrotère est similaire à une console encastrée au niveau du plancher terrasse.

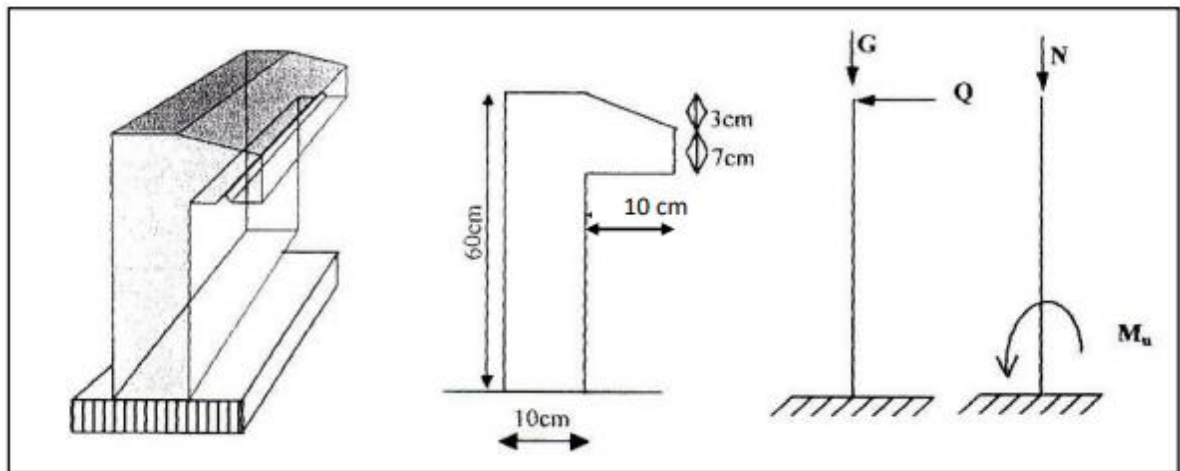


Figure III.1: Dimensions de l'acrotère.

III.2.2-Hypothèse de calcul :

- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande d'un mètre linéaire.
- Le calcul se fait à la flexion composée.

III.2.3-Action sismique:

Selon l'article 6.2.3 du RPA99, l'acrotère est considéré comme étant un élément non structural sur lequel agit une force horizontale F_p due au séisme, calculé comme suit :

$$F_p = 4C_p A W_p$$

Avec :

A: coefficient d'accélération, $A = 0,25$ (groupe d'usage2 ; Zone III).....Tu as dit que en zone III il n'y a pas de groupes

C_p : facteur de force horizontale, $C_p = 0,3$

W_p : poids de l'acrotère, $W_p = 1.71 \text{ Kn/ml}$

$$F_p = 4 \times 0,3 \times 0,25 \times 1.71$$

$$F_p = 0.513 \text{ Kn/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

Selon le DTR B.C.2.2 : $Q = 1 \text{ KN/ml} > F_p$

On remarque que la charge exploitation Q est plus importante que la force due au séisme.

III.2.4-Détermination des sollicitations :

Nous avons :

- Poids propre de l'acrotère :
- Surcharge d'exploitation : $Q = 1$
- Effort normal dus au poids propre G : $N = G \times 1 = 1.7125 \text{ kN}$
- Effort tranchant : $T = Q \times 1 = 1.00 \text{ KN}$
- Moment fléchissant max dû à la surcharge Q : $M = Q.H.1 = 0.60 \text{ kN.m}$

Combinaison des charges :

A l'ELU :

- $N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 1.7125 = 2.311 \text{ kN}$
- $M_u = 1.5 \times M = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ kN.m}$

A l'ELS :

- $N_s = G = 1.7125 \text{ kN}$
- $M_s = M = 0.6 \text{ kN.m}$

III.2.5-Ferraillage de l'acrotère :

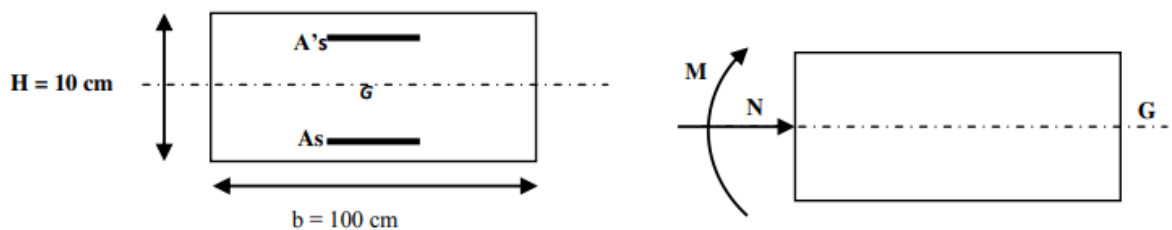


Figure III.2. Schéma de calcul de l'acrotère

- Position de centre de pression

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.90 \times 10^2}{2.31} = 38.96 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - C = \frac{10}{2} - 2 = 3.00 \text{ cm}$$

$e_1 > \frac{h}{2} - C$: Le center de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.



Calcul en flexion simple :

- Moment fictive

$$M_f = N_u \times g; \text{ Avec } g = e_u + \frac{h}{2} - C$$

g : distance entre le centre de pression et le centre de gravité de la section des armatures tendues

$$M_f = 2.31 \times \left(0.3896 + \frac{0.1}{2} - 0.02 \right) = 0.967 \text{ Kn.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0.967 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14.2} = 0.0106$$

$\mu_b < \mu_e$ La section est simplement armée donc $A'_s = 0$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.0106)}) = 0.0133$$

Armatures fictive

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

donc:

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot \sigma_{st}} = \frac{0.967 \times 10^3}{7.95 \cdot 348} = 0.349 \text{ cm}^2$$

- Armatures réelles (flexion composée)

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.349 - \frac{2.31 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.282 \text{ cm}^2$$

III.2.6-Vérification:

❖ Condition de non fragilité:

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF : $A_s > A_{\min}$

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} = 0.966$$

$$A_{\min} = 0.904 \text{ cm}^2 > A_s = 0.282 \text{ cm}^2$$

Conclusion:

Les armatures calculées à la condition de non fragilité son supérieur à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera :

Soit avec un espacement de 25cm.....comment?....suivant quelle condition?

- Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.83 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 4\text{HA}8$

Avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$ comment?....suivant quelle condition?

🚦 Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \tau = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{ct28}; 4 \right\} \text{ Mpa; Avec } \gamma_b = 1.5$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}; \text{ Avec } \tau_u: \text{ contrainte de cisaillement}$$

$$V_u = 1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ Kn}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10}{8 \times 100} = 0.018 \text{ Mpa}$$

$$\tau = \min \left\{ \frac{0.15}{1.5} \times 25; 4 \right\} = \min \{2.5; 4\} = 2.5 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \tau \rightarrow$ La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement

🚦 Vérification de l'adhérence dans les barres

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

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

$$\sum U_i: 4 \cdot \Phi \cdot 8 = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1500}{0.9 \times 80 \cdot 10.05} = 0.207 \text{ Mpa}$$

$$\underline{\tau} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa} (\psi_s = 1.5: \text{ barres de haute adhérence})$$

• Conclusion

$$\tau_{se} < \underline{\tau}$$

$\rightarrow$ La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

🚦 Vérification à l'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable, On doit donc vérifier que :

$$\sigma_s < \underline{\sigma} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \text{ revoir les symboles}$$

On a des aciers $\left(\begin{smallmatrix} HA: \phi \geq 6 \text{ mm} \\ FeE400 \end{smallmatrix} \right) \rightarrow \eta = 1.6$ donc :

$$\underline{\sigma} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \{226.67; 201.63\}$$

$$\underline{\sigma} = 201.63 \text{ Mpa; avec}$$

$$f_e = 400 \text{ Mpa}$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_s}$$

$$\rho = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 8} = 0.251 \rightarrow \beta = 0.920$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.6 \times 10^6}{0.920 \times 80 \times 2.51} = 40.56 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiées.}$$

- **Contrainte limite dans le béton comprimé**

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

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st}$$

On a $\rho_1 = 0.251$; et d'après le tableau : $\beta_1 = 0.920$ et $\alpha = 3(1 - \beta_1) = 0.240$

$$\text{Donc : } K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)} = 0.021$$

$$\sigma_{bc} = 0.021 \times 40.56 = 0.852 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiées.}$$

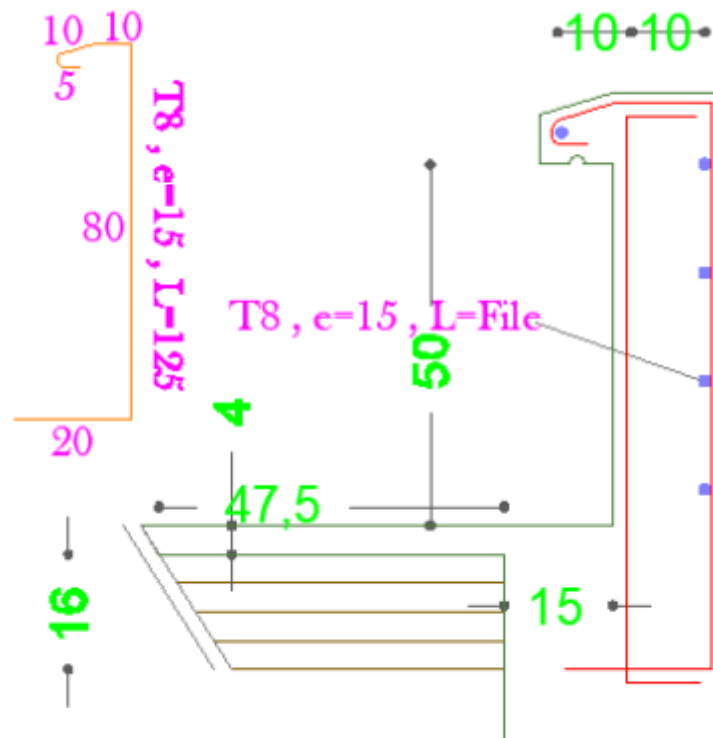


Figure.III.3 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.3- Etude de Balcons :

III.3.1-Définition :

Dans notre cas les balcons sont des dalles pleines en béton armé, encastree en deux cotées et libre des deux autres, pour l'étude des balcons en utilise la méthode des lignes des ruptures.

Figure

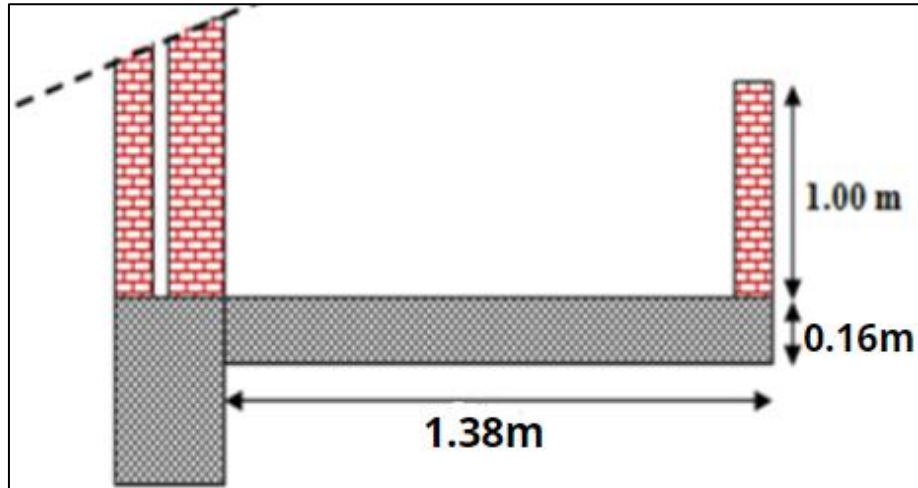


Figure III.4: Balcons

III.3.2-Détermination des charges et surcharges :

✚ Epaisseur de balcon :

$$e = 16\text{cm}$$

$$L_x = 138\text{ cm}$$

$$L_y = 238\text{cm}$$

✚ Charges et surcharges :

D'après la descente de charge :

$$G = 5.94\text{ KN/m}^2$$

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

✚ Calcul des sollicitations :

$$q_{uls} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5.94 + 1,5 \times 3,5 = 13.269\text{KN/m}^2$$

$$q_{ser} = G + Q = 5.94 + 3,5 = 9.44\text{ KN/m}^2$$

✚ Charge concentrée de garde-corps (Kn)

- Poids du mur (Briques creuses $e = 10\text{cm}$) $\rightarrow 9 \times 0.1 = 0.9\text{KN/m}^2$
- Enduit de ciment ($e = 2 \times 2\text{cm}$) $\rightarrow 0.04 \times 18 = 0.72\text{KN/m}^2$

$$P_u = 1.35G = 1.35(1.62) = 2.19\text{KN/ml}$$

$$P_s = 1.62 \text{ kN/ml}$$

III.3.3-Calcul des sollicitations

Le calcul du moment isostatique est donné par la formule suivante :

- **ELU :**

$$M_u = \frac{q_u L_x^2}{2} + (p_u \times L) = \frac{13.269 \times 1,38^2}{2} + (2.19 \times 1.38) = 15.66 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- **ELS :**

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} L_x^2}{2} + (p_s \times L) = \frac{9.44 \times 1,38^2}{2} + (1.62 \times 1.38) = 11.22 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

III.3.4-Ferraillage à l'ELU :

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

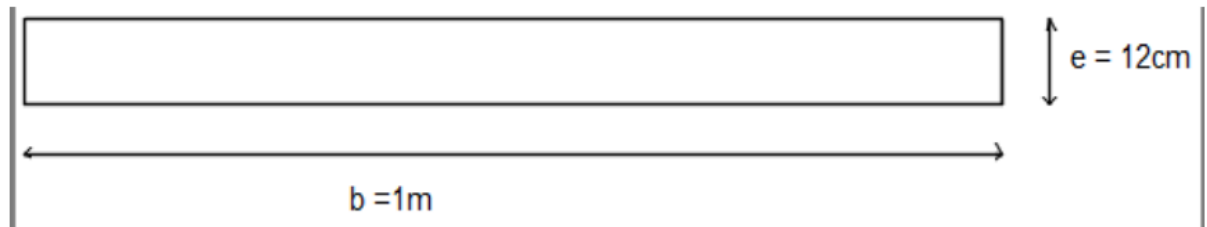


Figure.III.5 : Section de la dalle pleine a ferraillé.

a) Armatures principales :

Le calcul des armatures se fait en flexion simple.

Avec :

$$b = 100 \text{ cm}; h = 16 \text{ cm}; d = 0,9h = 14,4 \text{ cm}; \sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa}; f_e = 400 \text{ MPa}; f_{c25} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^u}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{15.66 \times 10^{-3}}{1 \times 0,144^2 \times 14,2} = 0.053 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,053} \right) = 0,068$$

$$\beta = d(1 - 0,4(\alpha)) = 0,144(1 - 0,4(0,068)) = 14,01$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \sigma_s} = \frac{15.66 \times 10^3}{14,01 \times 348} = 3,21 \text{ cm}^2$$

Soit **5HA10 = 3.92 cm²** Avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$

b) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,92}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

Soit $4HA8 = 2.01\text{cm}^2$ Avec un espacement $St = 25\text{cm}$

III.3.5-Vérification à l'ELU :

a) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23bd \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 14.4 \times \frac{2.1}{400} = 1.74\text{cm}^2$$

$$A = 3.63\text{cm}^2 > A_{\min} = 1.74\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \tau$$

$$T_u = q_u \times L + q_{u.1} = 15.66 \times 1.38 + 2.19 = 23.33\text{Kn}$$

$$\tau_u = \frac{23.33 \times 10^3}{1000 \times 144} = 0.162\text{Mpa}$$

$$\tau = \min\{0.1 \cdot f_{c28}; 4\text{Mpa}\} = 2.5\text{Mpa}$$

$$\tau_u < \tau \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification de l'adhérence des barres :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \cdot d \Sigma U_i} < \tau$$

$$\Sigma U_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset = 5 \times 3.14 \times 10 = 157\text{mm}$$

$$\tau_{sc} = \frac{23.33 \times 10^3}{0.9 \times 144 \times 157} = 1.15\text{Mpa}$$

$$\tau = \psi \cdot f_{c28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{Mpa}$$

$$\tau_{sc} < \tau \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

d) Largueur de scellement

La longueur de scellement est donnée par la loi

$$L_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \cdot \tau_s}$$

$$\tau_s = 0.6 \cdot (\psi)^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835$$

$$L_s = \frac{10 \times 400}{5 \times 2.835} = 282\text{mm} \rightarrow \text{Soit } L_s = 28\text{cm}$$

$$\text{Soit des crochets de longueur } L_a = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 28 = 12\text{cm}$$

$$(\text{Art A.6.1.253 BAEL91}) \text{ Soit } L_a = 12\text{cm}$$

b) Ecartement des barres :

❖ Armatures principales :

$$e \leq \min(2h, 25\text{cm}) = (24\text{cm}; 25\text{cm}) = 24\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ Armatures de répartition :

$$e \leq \min(2h, 25\text{cm}) = (24\text{cm}; 25\text{cm}) = 24\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

III.3.6-Vérification à l'ELS :

a) Dans le béton :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} < \sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{Mpa}$

$$b. \frac{y_1^2}{2} - 15. A_s (d - y_1) = 0 \rightarrow 50y_1^2 - 15 \times 3.92(14.4 - y_1) = 0$$

$$50y_1^2 + 58.8y_1 - 635 = 0$$

$$y_1 = 3.02\text{cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15A_s(d - y_1)^2 = \frac{100 \times 3.02^3}{3} + 58.8(10.8 - 3.02)^2 = 4475.4\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \cdot y_1 = \frac{8.70 \times 10^6}{4475.4 \times 10^4} \times 30.2 = 5.87 < 15\text{Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

III- 3.7-Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\text{Fissuration préjudiciable} \rightarrow \sigma_{st} \leq \sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3}f_e; \max(0.5f_e, 110\sqrt{\eta \cdot f_{cj}}) \right\}$$

$$y = 1.2 \rightarrow \Phi \text{ des armatures} > 12\text{mm}$$

$$\sigma_s \max(0.5f_e, 110\sqrt{\eta \cdot f_{cj}}) = \max(0.5 \times 400, 110\sqrt{1.2 \times 2.1}) = \max(200; 174.61) = 200\text{Mpa}$$

$$\sigma_s = 200\text{Mpa}$$

$$\sigma_{st} = n \cdot \frac{M_s}{I} (d - y_1) = 10 \times \frac{8.70 \times 10^6}{4475.4 \times 10^4} \times (108 - 30.2) = 151\text{Mpa}$$

$$\sigma_{st} \leq \sigma_s \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Ferrailage des dalles pleines (ep=16 cm)

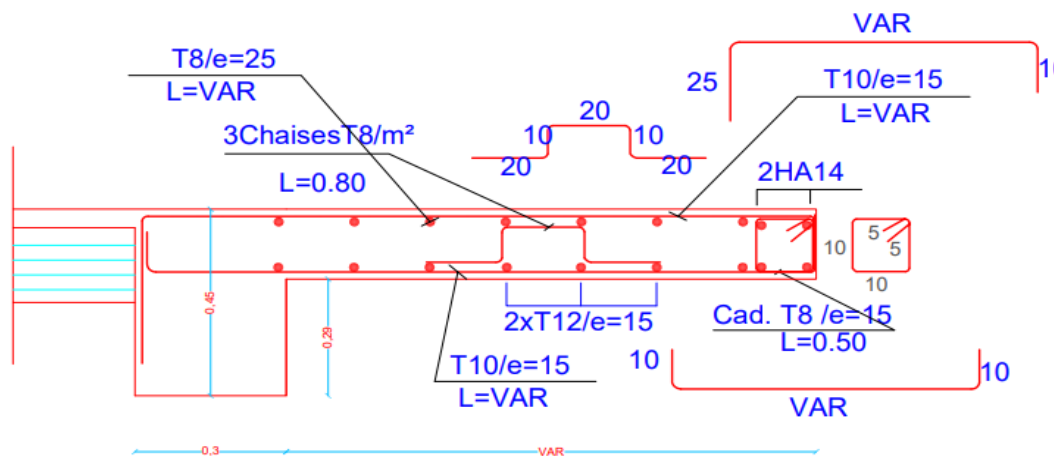


Figure III.6 : Coupe de balcon

III.4-Etude d'escalier :

Les escaliers sont une série de marches qui permettent de passer d'un niveau à un autre. Dans votre cas, ils sont réalisés en coulant du béton sur place

III.4.1-Principe de calcul :

Il faut déterminer les moments de flexion en fonction du type d'escalier et des conditions d'appuis.

a) Première partie**Charges et surcharges**

Palier :

Volée :

Combinaison des charges :

$$\text{ELU} : 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

❖ Palier

$$\text{ELU} \rightarrow q_{ul} = 1.35G_p + 1.5Q \cdot es = 1.35 \times 6.32 + 1.5 \times 2.5 = 12.282 \text{KN}$$

$$\text{ELS} \rightarrow q_{sl} = G_p + Q \cdot es = 6.32 + 2.50 = 8.82 \text{KN}$$

❖ Paillasse

$$\text{ELU} \rightarrow q_{ul} = 1.35G_p + 1.5Q \cdot es = 1.35 \times 6.41 + 1.5 \times 2.5 = 12.40 \text{KN}$$

$$\text{ELS} \rightarrow q_{sl} = G_p + Q \cdot es = 6.41 + 2.50 = 8.91 \text{KN}$$

III.4.2-Efforts internes

Détermination des réactions des appuis :

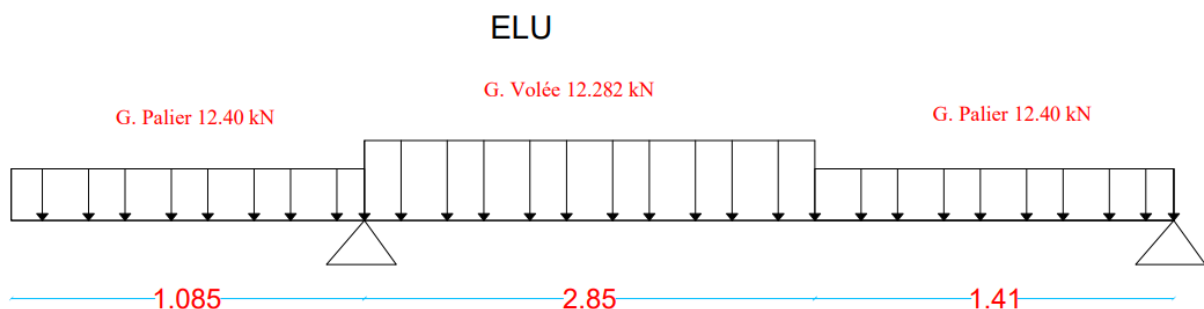


Figure III.7: Schéma statique d'escalier

$$\Sigma F_v = 0 \rightarrow R_A + R_B = (q_{u \text{ palier}} \times 1.085 + q_{u \text{ volée}} \times 2.85 + q_{u \text{ palier}} \times 1.41) = 45.9417 \text{KN}$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 45.9417 \text{KN}$$

$$\sum F/B = 0 \rightarrow R_A = \frac{(q_1 \cdot x) \cdot \left(\frac{x}{2} + y + z\right) + (q_2 \cdot y) \cdot \left(\frac{y}{2} + z\right) + (q_3 \cdot z) \cdot \left(\frac{z}{2}\right)}{y + z} = 19.35$$

$$\sum F/A = 0 \rightarrow R_B + R_A = 65.941 \rightarrow R_B = 45.941 - 19.35 = 26.591$$

Finalement :

$$R_A = 19.35 \text{ KN}$$

$$R_B = 26.591 \text{ KN}$$

Moment fléchissant et efforts tranchants :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.41 \text{ m}$

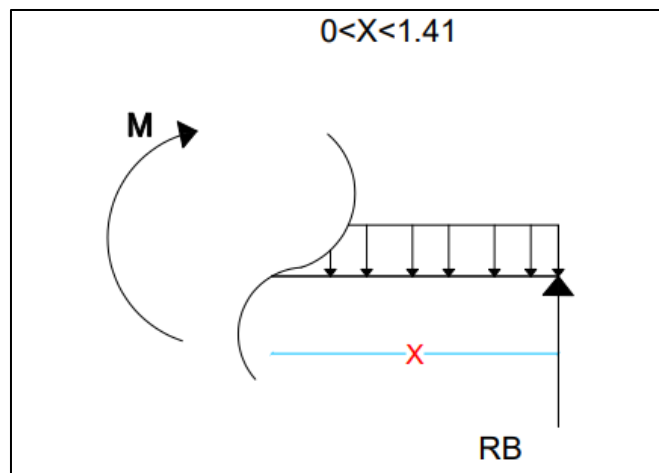


Figure III.8: section de calcul

$$T(x) = q_u \text{ palier} \times x - R_B$$

$$M = R_B \times x - q_u \text{ palier} \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \Rightarrow T = -7.107 \text{ KN}$$

{

$$x = 1.41 \Rightarrow T = -24.591 \text{ KN}$$

$$x = 0 \Rightarrow M = 0 \text{ KN}$$

{

$$x = 1.41 \Rightarrow M = 15.35 \text{ KN}$$

2^{er} tronçon : $2.85 \leq x \leq 3.1 \text{ m}$

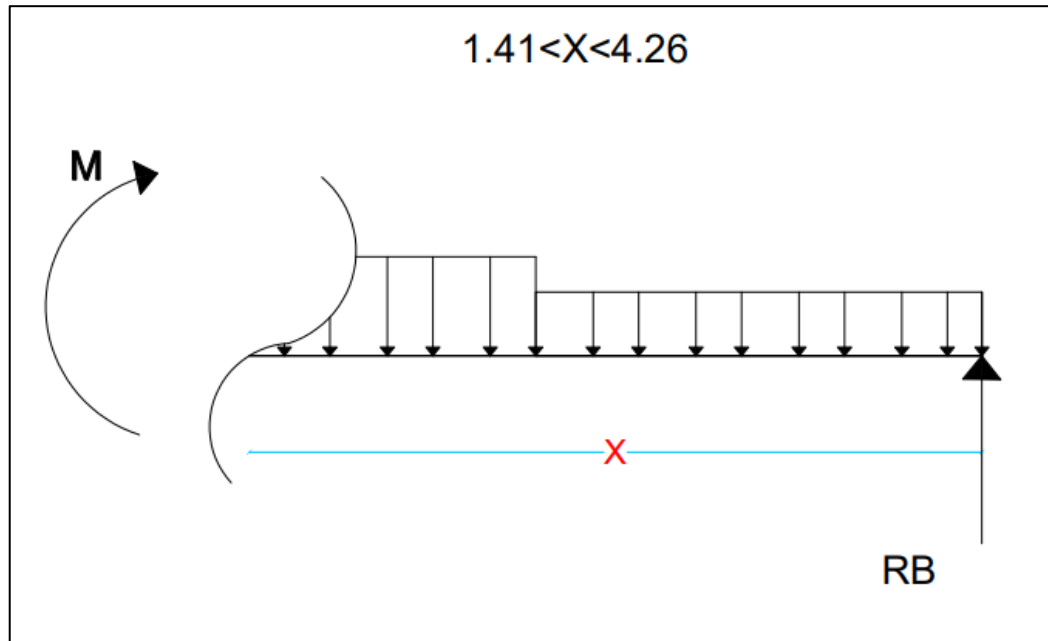


Figure III.9 :section de calcul

$$T(x) = q_{\text{palier}} \cdot 1.41 + q_{\text{vol}} (x - 1.41) - R_B$$

$$M = R_B \times x - q_{\text{vol}} \cdot \left(\frac{(x - 1.41)^2}{2} \right) - q_{\text{palier}}(1.41) \cdot \left(x - \frac{1.41}{2} \right)$$

$$x = 1.41 \Rightarrow T = -7.107 \text{ KN}$$

{

$$x = 4.26 \Rightarrow T = -27.90 \text{ KN}$$

$$x = 1.41 \Rightarrow M = 15.34 \text{ KN}$$

{

$$x = 1.41 \Rightarrow M = -13.65 \text{ KN}$$

Calcul du moment fléchissant maximum :

$$T = 0 \rightarrow R_A - (q_{\text{uvol}} \times x) = 0 \rightarrow x = 1.57 \text{ m}$$

$$M_{\text{max}} = R_A X - \left(q_{\text{uvol}} \frac{X^2}{2} \right) = 20.73 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{max}} = 20.73 \text{ KN.m}$$

- Remarque**

Pour tenir compte de l'encastrement partiel, on multiplie le moment en travée et aux appuis par des coefficient réducteur :

- Aux appuis : $M_a = -0,2M_{\max}$
- En travée : $M_t = 0,8M_{\max}$

Moment en appuis :

$$M_a = -0,2M_{\max} = -4.146 \text{ kN.m}$$

Moment en travée :

$$M_t = 0,8M_{\max} = 16.584 \text{ kN.m}$$

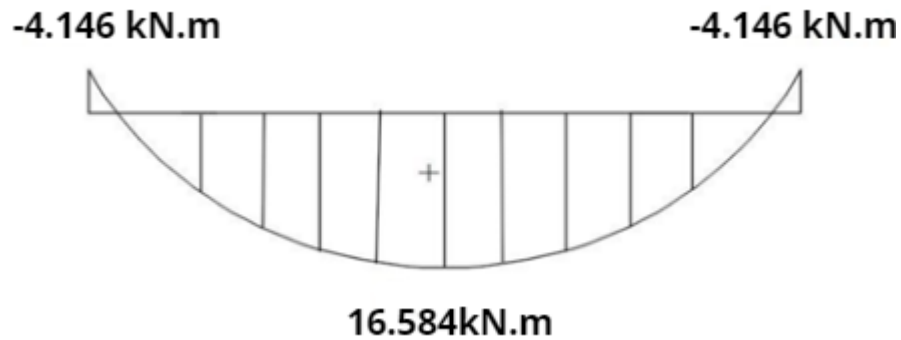


Figure III.10: Diagrammes des moments

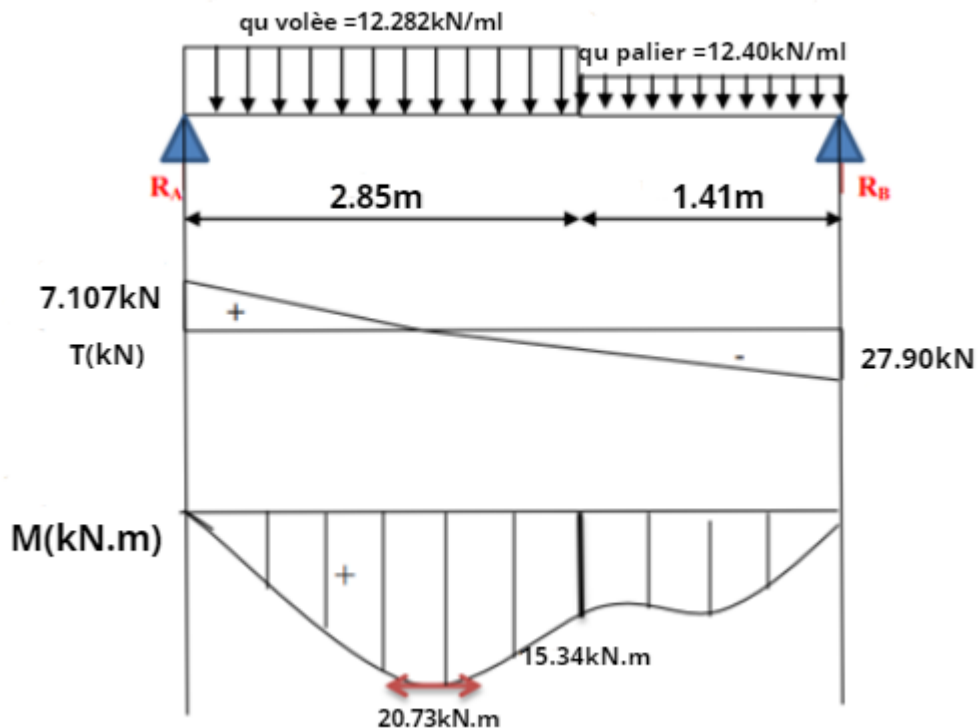


Figure III.11: Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU

III.4.3-Calcul du ferrailage :

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple, le calcul des armatures se fait sur une bande de 1m

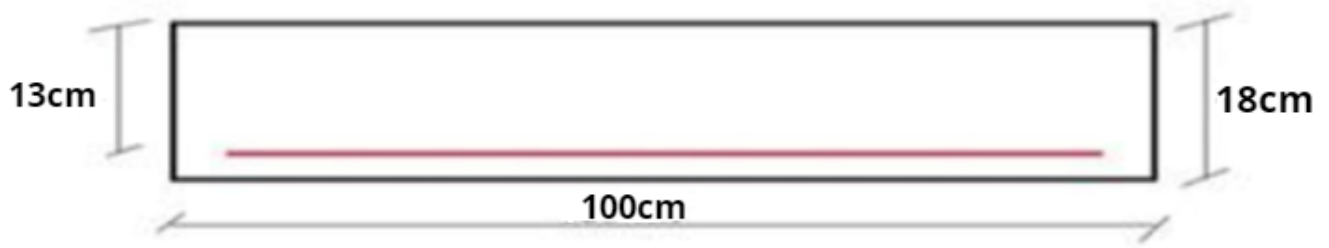


Figure III.12 : Section a ferrailé

➤ Pour la première partie :

$B = 100\text{cm}$; $h = 18\text{cm}$; $d = 0.9h = 16.2\text{cm}$; $f_c = 400\text{Mpa}$; $f_{c25} = 25\text{Mpa}$; $f_{t28} = 2.1\text{Mpa}$;
 $\sigma_s = 348\text{Mpa}$

✚ En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2\sigma_b} = \frac{16.584 \times 10^3}{100 \times 16.2^2 \times 14.2} = 0.0445 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.0445)}) = 0.057$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 16.2(1 - 0.4 \times 0.057) = 15.83\text{cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{16.584 \times 10^3}{15.83 \times 348} = 3.01\text{cm}^2$$

On adopte $A_s = 4.52\text{cm}^2$ Le Choix 4HA12

✚ En appuis

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2\sigma_b} = \frac{4.146 \times 10^3}{100 \times 16.2^2 \times 14.2} = 0.011 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.011)}) = 0.0138$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 16.2(1 - 0.4 \times 0.0138) = 16.1\text{cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{4.146 \times 10^3}{16.2 \times 348} = 0.74\text{cm}^2$$

On adopte $A_s = 3.14\text{cm}^2$ Le Choix 4HA10

III.4.5-Vérification de l'effort tranchant :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u < \tau$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{14.13 \times 10^{-3}}{1 \times 0.162} = 0.087\text{Mpa}$$

$$\tau = \min\left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa}\right) = 3.33\text{Mpa} \dots\dots\dots \text{Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\tau_u = 0.134\text{Mpa} < \tau = 3.33\text{Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

III.4.6- Vérification a l'ELS :

➤ **Vérification la contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \underline{\sigma_{bc}}; \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$y = \frac{15A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s)}{7,5(As)^2}} - 1 \right] = \frac{18 \times 4.52}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{100(16.2 \times 4.52)}{7,5(4.52)^2}} - 1 \right] = 6.91 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2] = \frac{100 \times 3.1^3}{3} + 15[4.52(16.2 - 3.1)^2] = 1262.818 \text{ cm}^4$$

➤ **Vérification la contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s \leq \underline{\sigma_s}$$

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

$$\sigma_s \leq f_e \dots \dots \dots \text{car la fissuration peu préjudiciable, Donc : } \sigma_s = 400 \text{ MPa.}$$

III.4.7- Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} = \frac{0,15}{3.1} = 0,048 < \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{As}{bd} = \frac{4.52 \times 10^{-4}}{1 \times 0,162} = 0,00279 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{0,15}{3.1} = 0,048 < \frac{M_t}{10M_0} = 0,0849 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire pour tenir compte de l'existence éventuelle de fissuration dans les zones tendues.

Les 3^{eme} condition est vérifiée donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

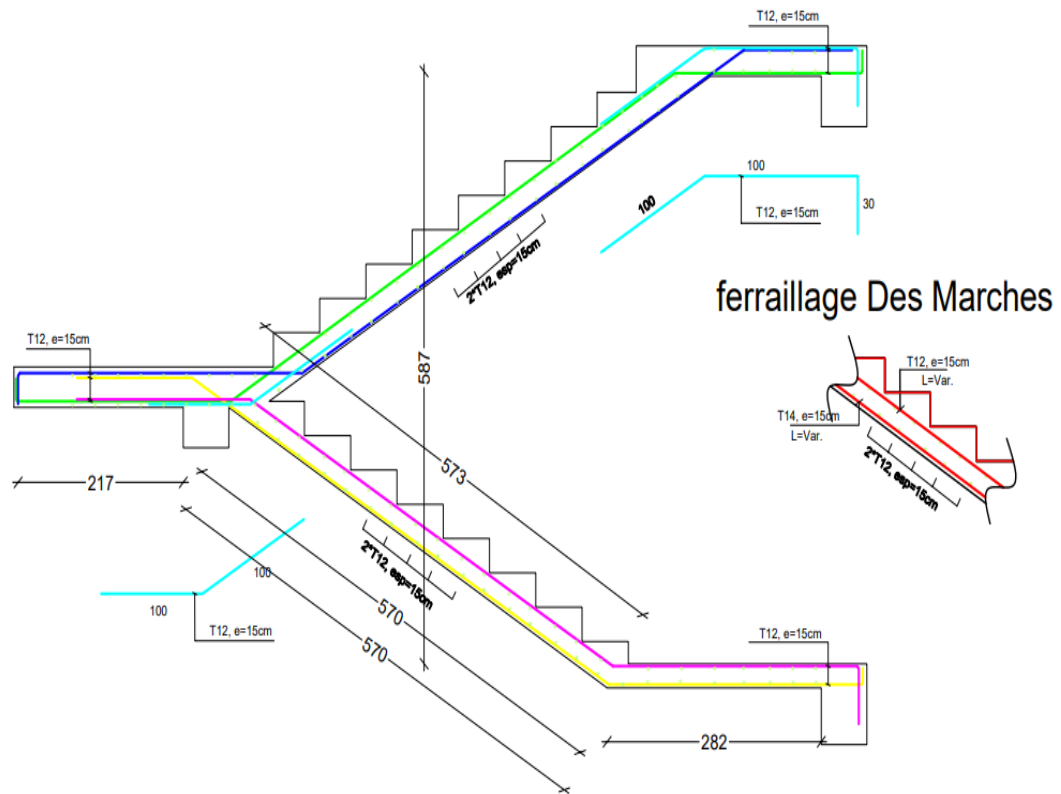


Figure III.14 : Ferrailage d'escalier type 1 et 2

III.5-Etude de la poutre palière :

La poutre palière est une poutre horizontale qui est appuyée sur les poteaux et est soumise aux charges provenant des volées d'escalier, des paliers de repos et des marches porteuses.

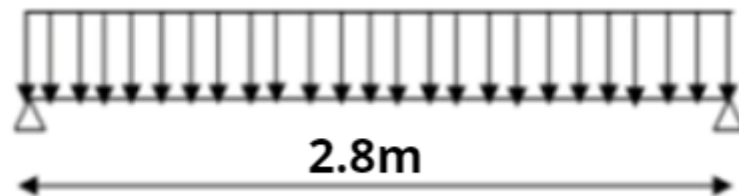


Figure III.15: Schéma statique de la poutre palière

III.5.1- Prédimensionnement de la poutre palière :

Selon le **BAEL91 modifié 99** les dimensions de poutre sont

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

$$\frac{280}{15} = 18.67\text{cm} \leq h \leq \frac{280}{10} = 28\text{cm}$$

On prend **h = 30cm**

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

$$0.3 \times 25 = 7.5\text{cm} \leq b \leq 0.7 \times 25 = 17.5\text{cm}$$

On prend **b = 25cm**

Vérification selon le **RPA99/Version2003** (Zone sismique III) : Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après

- $h \geq 30\text{cm}$; $h = 30\text{cm} \geq 30\text{cm}$ **CV**
- $b \geq 20\text{cm}$; $b = 25\text{cm} > 20\text{cm}$ **CV**
- $h/b \leq 4$; $h/b = 30/25 = 1.2 < 4$ **CV**

Nous prenons : $h = 30\text{cm}$; $b = 25\text{cm}$

III.5.2- Evaluation des charges :

$$q_{eq} = \frac{q_2 \times L_2 + 2 \times q_1 \times L_1}{L_2 + 2L_1} + (g_p + g_{mur})$$

g_p et g_{mur} : poids propre de la poutre brisée et du mur respectivement.

q_1 : Charge uniformément répartie due aux réactions du palier et de la volée.

q_2 : Charge uniformément répartie due aux réactions du marches porteuses.

q_{eq} : charge équivalente sollicitant la poutre brisée.

➤ Calcul du poids propre g_p de la poutre brisée :

Poids propre de la poutre : $g_p = 0.30 \times 0.25 \times 25 = 1.875 \text{Kn/m}$

➤ Calcul de la charge due au poids du mur

➤ Combinaisons fondamentales :

$$q_{u1} = 11.869 \text{KN/ml}$$

$$g_p = 1.35 \times 1.875 = 2.53 \text{ KN/ml}$$

$$g_{mur} = 1.35 \times 2.80 = 3.78 \text{ KN/ml}$$

$$q_{2u} = \frac{n \times q_u \times l}{L} = 13.40 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ep} = \frac{(13.40 \times 0.9 + 2 \times 11.869 \times 1.3)}{2.8} + (2.53 + 3.78) = 21.64 \text{ KN/ml}$$

III.5.3- Calcul à l'ELU:

1) Moment isostatique:

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{21.64 \times 2.8^2}{8} = 21.21 \text{ Kn. m}$$

2) Effort tranchant:

$$T_u = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{21.64 \times 2.8}{2} = 30.30 \text{Kn. m}$$

En tenant compte du semi encastrement :

- Moment en appuis $M_a = -0.2M_0 = -0.2 \times 21.21 = -4.242 \text{ Kn.m}$

- Moment en travée $M_t = 0.8M_0 = 0.8 \times 21.21 = 16.96 \text{ kN.m}$

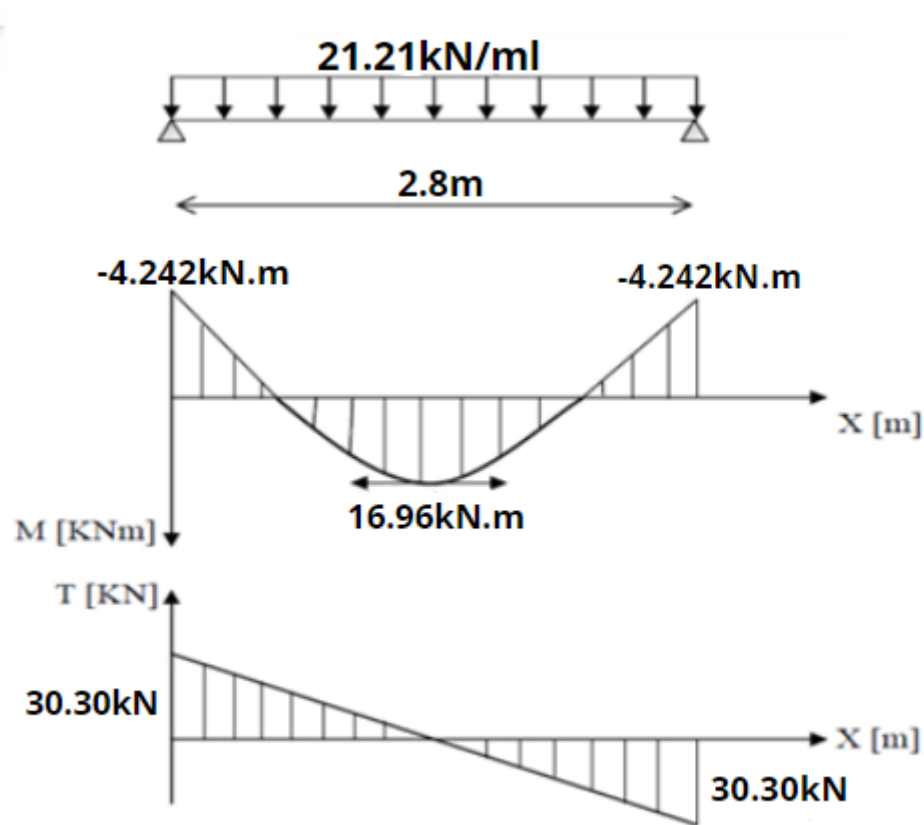


Figure III.16: Diagramme de M et T à l'ELU

III.5.4- Le ferrailage :

a) En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2\sigma_b} = \frac{16.96 \times 10^3}{25 \times 22^2 \times 14.2} = 0.098 < \mu_1 = 0.392$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.098)}) = 0.129$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 22(1 - 0.4 \times 0.129) = 20.86 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{16.96 \times 10^3}{20.86 \times 348} = 2.34 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_s^t = 3\text{HA12} = 3.39 \text{ cm}^2$$

b) En appuis

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2\sigma_b} = \frac{4.242 \times 10^3}{25 \times 22^2 \times 14.2} = 0.024 < \mu_1 = 0.392$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.024)}) = 0.03$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 22(1 - 0.4 \times 0.03) = 21.736 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{4.242 \times 10^3}{21.736 \times 348} = 0.56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_s^a = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

III.5.5- Vérification à l'ELU:

a) Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 31 \times \frac{2.1}{400} = 0.93 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_s^t > A_{\min} \\ A_s^a > A_{\min} \end{cases} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

b) Condition de l'effort tranchant :

$$\tau_u \leq (\tau_u = \min(0.13f_{c28}, 5 \text{ Mpa}) = 3.25 \text{ Mpa})$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{30.30 \times 10^3}{250 \times 310} = 0.390 < 3.25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

🌈 Diamètre des armatures transversales : d'après la BAEL91 modifie 99

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{l\min}\right) \rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{300}{35}; \frac{250}{10}; 10\right)$$

$$\phi_t \leq \min(10 \text{ mm}; 30 \text{ mm}; 10 \text{ mm})$$

On adopte un cadre de $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

$$A_t = \frac{A_s}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.8475 \text{ cm}^2; \text{ soit : } A_t = 3\phi 8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

🌈 Espacement des cours de cadres :

➤ Selon BAEL 91 modifie 99 :

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(0.9 \times 31; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(27.9 \text{ cm}; 40 \text{ cm})$$

On adopte un espacement minimal $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ Selon RPA99 version 2003 :

Pour zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = \min\left(\frac{30}{4}; 12\phi_{l\min}\right) = 10 \text{ cm}$$

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

Pour zone courant :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

$$S_t = 15\text{cm}$$

III.5.6- Vérification à l'ELS :

➤ Vérification la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}; \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$y = \frac{15A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s)}{7,5(A_s)^2}} - 1 \right] = \frac{15 \times 3,39}{25} \left[\sqrt{1 + \frac{25(31 \times 3,39)}{7,5(3,39)^2}} - 1 \right] = 10.41\text{cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2] = \frac{30 \times 10.41^3}{3} + 15[3,39(31 - 10.41)^2] = 21661.86\text{cm}^4$$

➤ Vérification la contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

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

$$\sigma_s \leq f_e \dots\dots\dots \text{cas la fissuration peu préjudiciable, Donc : } \bar{\sigma}_s = 400\text{MPa.}$$

III.5.7- Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} = \frac{0.3}{3.5} = 0,085 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{bd} = \frac{3,39 \times 10^{-4}}{0,25 \times 0,31} = 0,0044 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche est inutile.

III.5.8- Calcul de la poutre palière à la torsion :

Le moment fléchissant à l'intérieur de la poutre au niveau du palier et paillasse provoque un moment de la torsion au niveau de la poutre palière.

$$M_t = \frac{T_{max} \times b}{2} = \frac{30.30 \times 0,25}{2} = 3.79\text{KN} \cdot \text{m}$$

III.5.9- Calcul de la contrainte de cisaillement:

$$\tau_{uT} = \frac{M_t}{2b_0\Omega}$$

Avec :

M_t : Moment de torsion.

Ω : Air du contour à mi portée.

b_0 : Epaisseur de la paroi considéré.

$$b_0 = \frac{b}{6} = \frac{25}{6} = 4\text{cm}$$

$$\Omega = (b - b_0) \times (h - b_0) = (25 - 4) \times (30 - 4) = 21 \times 26 = 546\text{cm}^2$$

$$\tau_{uT} = \frac{M_t}{2\Omega b_0} = \frac{3.79 \times 10^{-3}}{2 \times 0,0546 \times 0,04} = 0,87 \text{ MPa}$$

D'après le **BEAL91 modifié99** ; on doit avoir :

$$\tau_{uT}^2 + \tau_u^2 \leq \tau$$

$$(0,87)^2 + (0,342)^2 \leq (3,33)^2 \rightarrow 0,874 < 11,08 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

III.5.10-Calcul des armatures équilibrées à la torsion :

$$A_T = \frac{\mu M_t}{2\Omega \sigma_s}$$

Avec:

$$\mu = [(b - b_0) + (h - b_0)] \times 2 = [(25 - 4) + (30 - 4)] \times 2 = (21 + 26) \times 2 = 94 \text{ cm}$$

$$A_T = \frac{\mu M_t}{2\Omega \sigma_s} = \frac{94 \times 10^{-2} \times 3.79 \times 10^{-3}}{2 \times 546 \times 10^{-4} \times 348} = 0.95 \text{ cm}^2$$

On adopter: $A_T = 2\emptyset 10 = 1,57 \text{ cm}^2$.

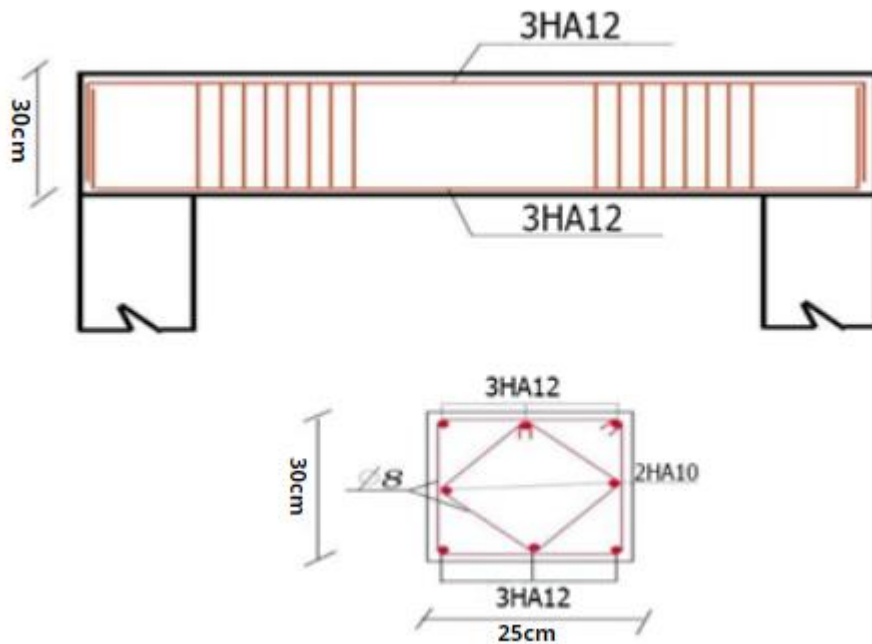


Figure III.17: Schéma ferrailage de poutre palière.

III.6-Etude du plancher

III.6.1-Introduction :

Les planchers sont des éléments horizontaux plats qui servent à séparer et à délimiter les différents niveaux d'un bâtiment. Ils constituent les surfaces sur lesquelles les occupants du bâtiment se déplacent et sur lesquelles les activités se déroulent

III.6.2-Etude des poutrelles :

Les poutrelles supportent les charges suivantes :

- Plancher terrasse $G = 6.57 \text{ Kn/m}^2$; $Q = 1 \text{ Kn/m}^2$
- Etage courants $G = 5.69 \text{ m}^2$; $Q = 1.5 \text{ Kn/m}^2$

- **Combinaisons fondamentales**

- **Plancher terrasse :**

$$\begin{aligned} \text{ELU: } P_u &= (1.35G + 1.5Q) \times 0.67 \\ P_u &= (1.35 \times 6.57 + 1.5 \times 1) \times 0.67 = 6.79 \text{ Kn/ml} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{ELS : } P_s &= (G + Q) \times 0.67 \\ P_s &= (6.57 + 1) \times 0.67 = 5.07 \text{ Kn/m} \end{aligned}$$

- **Etage courants :**

$$\begin{aligned} \text{ELU: } P_u &= (1.35G + 1.5Q) \times 0.67 \\ P_u &= (1.35 \times 5.69 + 1.5 \times 1.5) \times 0.67 = 6.65 \text{ Kn/ml} \\ \text{ELS : } P_s &= (G + Q) \times 0.67 \\ P_s &= (5.69 + 1.5) \times 0.67 = 4.81 \text{ Kn/ml} \end{aligned}$$

III.6.3-Détermination des sollicitations des poutrelles :

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

- Méthode forfaitaire
- Méthode de caquot
- Méthode des trois moments

 Condition d'application de la :

La méthode de calcul proposée par Albert Caquot en (1781 – 1976) par du postulat que les moments sur appuis sont provoquées par les charges se trouvant sur les travées adjacentes à l'appui considérée.

 La méthode de Caquot :

Cette méthode s'applique essentiellement à des éléments constitués de nervures et de poutres associées à des hourdis. Elle convient notamment aux éléments des planchers à surcharges relativement élevées et c'est justement là, la méthode la mieux adoptée pour notre cas. Pour le calcul de notre plancher, on a utilisé la méthode de Caquot

 Formulaire:

➤ **Moment aux travées:**

Le moment en travée est donné par la relation suivante :

$$M_t = -\frac{p}{2}x^2 + \frac{pl}{2}x + M_w\left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_e\left(\frac{x}{l}\right)$$

➤ **Moment sur appuis :**

Le moment sur l'appui central est donné par la relation suivante :

$$M_a = -\frac{P_w l_w^3 + P_e l_e^3}{8.5(l_w + l_e)}$$

➤ **Effort tranchant :**

$$T(x) = \frac{dM}{dx}$$

T est max au niveau des appuis ($x = 0$, $x = 1$)

III.6.4-Dimensionnement des poutrelles:

Détermination des efforts internes : Nous avons un seul type de poutrelle, on va déterminer les efforts internes pour ce type par la méthode de Caquot.

- Condition d'application de méthode forfaitaire

Choix de la méthode de calcul Condition de l'application de la méthode Forfaitaire :

- $Q = 1\text{Kn/m}^2 \leq \text{Max} (2 \times 6.79 = 13.58 \text{ Kn/m}^2 ; 5 \text{ Kn/m}^2) = 13.58 > 1\text{Kn/m}^2 \dots\dots\dots$
CV.

- Le moment d'inertie est constant sur toutes les travées
CV.

- Le rapport entre deux travées successives est compris entre

$$0.8 \leq \frac{5}{4.70} = 1.06; \quad \frac{4.70}{2.80} = 1.67; \quad \frac{4.60}{5.15} = 1.45; \leq 0.89 \dots\dots\dots \text{CNV.}$$

- La fissuration est considérée comme peu préjudiciable
CV

- Donc la méthode de calcul sera celle de Caquot

Dans notre projet on a trois types de poutrelles a étudiées :

- **Type 1 :** Poutrelles isostatique sur cinq appuis pour les plancher terrasse.

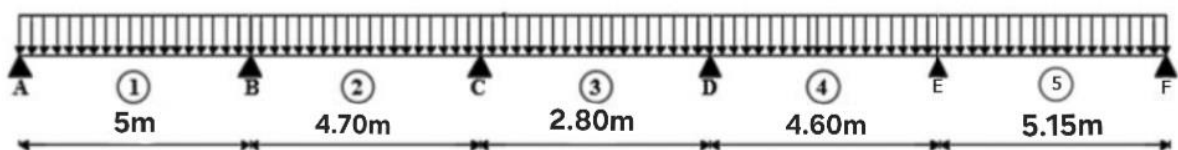


Figure III.18. Schéma du 1^{ère} type de poutrelle

- **Type 2 :** Poutrelles sur deux appuis à deux travées pour le plancher étages.

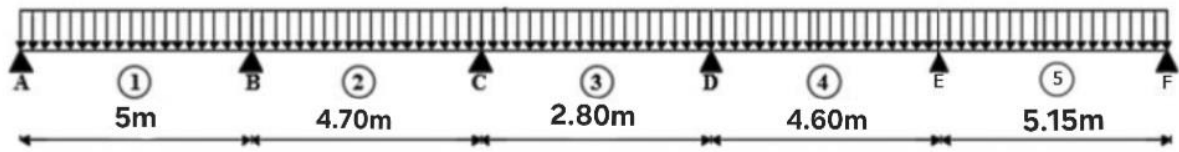


Figure III.19. Schéma du 2^{ème} type de poutrelle

- **Type 3 :** Poutrelles sur deux appuis à deux travées pour le plancher étages

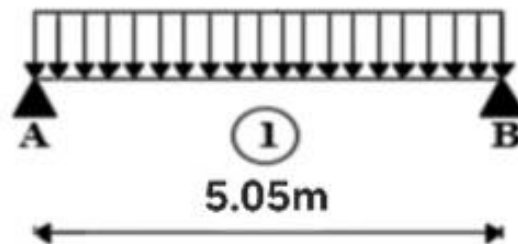


Figure III.20. Schéma du 3^{ème} type de poutrelle

III.6.5-Application de la méthode :

III.6.5.1-Plancher terrasse:

Calcul à ELU:

- Type 1 :** Poutrelles isostatique sur cinq appuis pour les plancher terrasse.

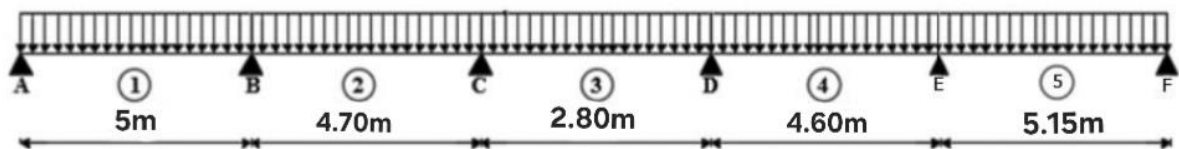


Figure III.21. Schéma statique de calcul.

III.6.5.1.1-Calcul des moments et effort tranchant à ELU :

1.a Calcul des moments sur appuis

$$M_A = 0$$

$$M_B = -\frac{P_w l_w^3 + P_e l_e^3}{8.5(l_w + l_e)} = -16.67 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -\frac{P_w l_w^3 + P_e l_e^3}{8.5(l_w + l_e)} = -12.80 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -\frac{P_w l_w^3 + P_e l_e^3}{8.5(l_w + l_e)} = -10.21 \text{ KN.m}$$

$$M_E = -\frac{P_w l_w^3 + P_e l_e^3}{8.5(l_w + l_e)} = -16.33 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0$$

1.b Calcul des moments en travées :

▪ Etude de la travée AB

$$M_{(A-B)} = -\frac{P}{2}x^2 + \frac{PL}{2}x + M_e \left(\frac{x}{L}\right) = -\frac{6.79}{2}x^2 + \frac{6.79 \times 5.05}{2}x - 16.33 \left(\frac{x}{5.05}\right)$$

$$= -3.39x^2 + 13.90x$$

$$-3.39x^2 + 13.90x = 0$$

$$\frac{dM(x)}{d(x)} = 0 \rightarrow -6.78x + 13.90 = 0 \rightarrow x = \frac{13.90}{6.78} = 2.05\text{m}$$

$$M_t(2.05) = 14.24 \text{ KN.m}$$

$$\text{Effort tranchant: } T(0) = 13.90 \text{ KN}, T(5) = -13.63 \text{ KN}$$

▪ Etude de la travée BC

$$M_{(B-C)} = -\frac{P}{2}x^2 + \frac{PL}{2}x + M_w \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_e \left(\frac{x}{L}\right)$$

$$= -\frac{6.79}{2}x^2 + \frac{6.79 \times 5.05}{2}x - 12.80 \left(1 - \frac{x}{5.05}\right) -$$

$$16.33 \left(\frac{x}{5.05}\right) = -3.39x^2 + 16.44x - 12.80$$

$$-3.39x^2 + 16.44x = 0$$

$$\frac{dM(x)}{d(x)} = 0 \rightarrow -6.78x + 16.44 = 0 \rightarrow x = \frac{16.44}{6.78} = 2.42\text{m}$$

$$M_t(2.42) = 7.13 \text{ KN.m}$$

$$\text{Effort tranchant: } T(0) = 16.44 \text{ KN}, T(4.70) = -15.13 \text{ KN}$$

▪ Etude de la travée CD

$$M_{(C-D)} = -\frac{P}{2}x^2 + \frac{PL}{2}x + M_w \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_e \left(\frac{x}{L}\right)$$

$$= -\frac{6.79}{2}x^2 + \frac{6.79 \times 5.05}{2}x - 12.80 \left(1 - \frac{x}{5.05}\right) -$$

$$10.21 \left(\frac{x}{5.05}\right) = -3.39x^2 + 12.58x - 10.21$$

$$-3.39x^2 + 12.58x = 0$$

$$\frac{dM(x)}{d(x)} = 0 \rightarrow -6.78x + 12.58 = 0 \rightarrow x = \frac{12.58}{6.78} = 1.85\text{m}$$

$$M_t(1.85) = 1.46 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant: $T(0) = 12.58\text{KN}$, $T(2.80) = -17.76\text{KN}$

▪ **Etude de la travée DE**

$$\begin{aligned} M_{(D-E)} &= -\frac{P}{2}x^2 + \frac{PL}{2}x + Mw\left(1 - \frac{x}{L}\right) + Me\left(\frac{x}{L}\right) \\ &= -\frac{6.79}{2}x^2 + \frac{6.79 \times 5.05}{2}x - 10.21\left(1 - \frac{x}{5.05}\right) - \\ &\quad 16.33\left(\frac{x}{5.05}\right) = -3.39x^2 + 15.92x - 10.21 \\ &\quad -3.39x^2 + 15.92x = 0 \\ \frac{dM(x)}{d(x)} &= 0 \rightarrow -6.78x + 15.92 = 0 \rightarrow x = \frac{15.92}{6.78} = 2.34\text{m} \end{aligned}$$

$$M_t(2.34) = 8.48 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant: $T(0) = 15.92\text{KN}$, $T(4.60) = -12.26\text{KN}$

▪ **Etude de la travée EF**

$$\begin{aligned} M_{(E-F)} &= -\frac{P}{2}x^2 + \frac{PL}{2}x + Mw\left(1 - \frac{x}{L}\right) = -\frac{6.79}{2}x^2 + \frac{6.79 \times 5.05}{2}x - 16.33\left(1 - \frac{x}{5.05}\right) \\ &= -3.39x^2 + 20.37x - 16.33 \\ &\quad -3.39x^2 + 20.37x = 0 \\ \frac{dM(x)}{d(x)} &= 0 \rightarrow -6.78x + 20.37 = 0 \rightarrow x = \frac{20.37}{6.78} = 3\text{m} \end{aligned}$$

$$M_t(3) = 14.27 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant: $T(0) = 20.37\text{KN}$, $T(5.15) = -6.65\text{KN}$

III.6.5.1.2-Calcul des moments et effort tranchant à ELS :

a) **Calcul des moments sur appuis**

$$M_A = 0$$

$$M_B = -\frac{P_w l_w^3 + P_e l_e^3}{8.5(l_w + l_e)} = -16.23\text{KN.m}$$

$$M_C = -\frac{P_w l_w^3 + P_e l_e^3}{8.5(l_w + l_e)} = -10.59 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -\frac{P_w l_w^3 + P_e l_e^3}{8.5(l_w + l_e)} = -12.27 \text{ KN.m}$$

$$M_E = -\frac{P_w l_w^3 + P_e l_e^3}{8.5(l_w + l_e)} = -17.14 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0$$

b) Calcul des moments en travées :

▪ Etude de la travée AB

$$M_{(A-B)} = -\frac{P}{2}x^2 + \frac{PL}{2}x + Me\left(\frac{x}{L}\right) = -\frac{5.07}{2}x^2 + \frac{5.07 \times 5.05}{2}x - 16.23\left(\frac{x}{5.05}\right)$$

$$= -2.53x^2 + 9.63x$$

$$-2.53x^2 + 9.63x = 0$$

$$\frac{dM(x)}{d(x)} = 0 \rightarrow -5.06x + 9.63 = 0 \rightarrow x = \frac{9.63}{5.06} = 1.90m$$

$$M_t(1.90) = 9.16KN.m$$

$$\text{Effort tranchant: } T(0) = 9.63KN, T(5) = -9.88KN$$

▪ Etude de la travée BC

$$M_{(B-C)} = -\frac{P}{2}x^2 + \frac{PL}{2}x + Mw\left(1 - \frac{x}{L}\right) + Me\left(\frac{x}{L}\right)$$

$$= -\frac{5.05}{2}x^2 + \frac{5.05 \times 4}{2}x - 6.77\left(1 - \frac{x}{4}\right) -$$

$$8.65\left(\frac{x}{4}\right) = -2.52x^2 + 7.46x - 6.77$$

$$-2.52x^2 + 7.46x = 0$$

$$\frac{dM(x)}{d(x)} = 0 \rightarrow -5.05x + 7.46 = 0 \rightarrow x = \frac{7.46}{5.05} = 1.4m$$

$$M_t(1.4) = 2.4 KN.m$$

$$\text{Effort tranchant: } T(0) = 7.46KN, T(4.5) = -15.26KN$$

▪ Etude de la travée CD

$$M_{(C-D)} = -\frac{P}{2}x^2 + \frac{PL}{2}x + Mw\left(1 - \frac{x}{L}\right) + Me\left(\frac{x}{L}\right)$$

$$= -\frac{5.07}{2}x^2 + \frac{5.07 \times 5.05}{2}x - 10.59\left(1 - \frac{x}{5.05}\right) -$$

$$12.27\left(\frac{x}{5.05}\right) = -2.53x^2 + 8.27x - 10.59$$

$$-2.53x^2 + 8.27x = 0$$

$$\frac{dM(x)}{d(x)} = 0 \rightarrow -5.06x + 8.27 = 0 \rightarrow x = \frac{8.27}{5.06} = 1.63 m$$

$$M_t(1.63) = -3.83 KN.m$$

$$\text{Effort tranchant: } T(0) = 8.27KN, T(2.80) = -12.26KN$$

▪ Etude de la travée DE

$$\begin{aligned}
 M_{(D-E)} &= -\frac{P}{2}x^2 + \frac{PL}{2}x + Mw\left(1 - \frac{x}{L}\right) + Me\left(\frac{x}{L}\right) \\
 &= -\frac{5.07}{2}x^2 + \frac{5.07 \times 5.05}{2}x - 17.14\left(1 - \frac{x}{5.05}\right) - \\
 &\quad 12.27\left(\frac{x}{5.05}\right) = -2.53x^2 + 6.97x - 17.14 \\
 &\quad -2.53x^2 + 6.97x = 0 \\
 \frac{dM(x)}{d(x)} &= 0 \rightarrow -5.06x + 6.97 = 0 \rightarrow x = \frac{6.97}{5.06} = 1.37 \text{ m} \\
 M_t(1.37) &= -2.84 \text{ KN.m}
 \end{aligned}$$

Effort tranchant: $T(0) = 10.57\text{KN}$, $T(4.6) = -12.15\text{KN}$

▪ **Etude de la travée EF**

$$\begin{aligned}
 M_{(E-F)} &= -\frac{P}{2}x^2 + \frac{PL}{2}x + Mw\left(1 - \frac{x}{L}\right) = -\frac{5.07}{2}x^2 + \frac{5.07 \times 5.05}{2}x - 17.14\left(1 - \frac{x}{5.05}\right) \\
 &= -2.53x^2 + 9.40x - 17.14 \\
 &\quad -2.53x^2 + 9.40x = 0 \\
 \frac{dM(x)}{d(x)} &= 0 \rightarrow -5.06x + 9.40 = 0 \rightarrow x = \frac{9.40}{5.06} = 1.85\text{m} \\
 M_t(1.85) &= 8.9 \text{ KN.m}
 \end{aligned}$$

Effort tranchant: $T(0) = 9.40\text{KN}$, $T(5.15) = -1.89\text{KN}$

III.6.5.2-Plancher Etage :

❖ **2^{eme} type**

III.6.5.2.1-Calcul des moments et effort tranchant à ELU :

a) **Calcul des moments sur appuis**

$$M_A = 0$$

$$M_B = -\frac{P_w l_w^3 + P_e l_e^3}{8.5(l_w + l_e)} = -18.41\text{KN.m}$$

$$M_C = -\frac{P_w l_w^3 + P_e l_e^3}{8.5(l_w + l_e)} = -12.48 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -\frac{P_w l_w^3 + P_e l_e^3}{8.5(l_w + l_e)} = -8.5 \text{ KN.m}$$

$$M_E = -\frac{P_w l_w^3 + P_e l_e^3}{8.5(l_w + l_e)} = -15.73 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0$$

b) **Calcul des moments en travées :**

▪ **Etude de la travée AB**

$$M_{(A-B)} = -\frac{P}{2}x^2 + \frac{PL}{2}x + Me\left(\frac{x}{L}\right) = -\frac{6.65}{2}x^2 + \frac{6.65 \times 5.05}{2}x - 18.41\left(\frac{x}{5.05}\right)$$

$$= -3.32x^2 + 13.14x$$

$$-3.32x^2 + 13.14x = 0$$

$$\frac{dM(x)}{d(x)} = 0 \rightarrow -6.64x + 13.14 = 0 \rightarrow x = \frac{13.14}{6.64} = 1.97m$$

$$M_t(1.97) = 0.25KN.m$$

$$\text{Effort tranchant: } T(0) = 13.14KN, T(5) = -6.45KN$$

▪ **Etude de la travée BC**

$$M_{(B-C)} = -\frac{P}{2}x^2 + \frac{PL}{2}x + Mw\left(1 - \frac{x}{L}\right) + Me\left(\frac{x}{L}\right)$$

$$= -\frac{6.65}{2}x^2 + \frac{6.65 \times 5.05}{2}x - 18.41\left(1 - \frac{x}{5.05}\right) -$$

$$12.48\left(\frac{x}{5.05}\right) = -3.32x^2 + 10.67x - 18.41$$

$$-3.32x^2 + 10.67x = 0$$

$$\frac{dM(x)}{d(x)} = 0 \rightarrow -6.64x + 10.67 = 0 \rightarrow x = \frac{10.67}{6.64} = 1.60m$$

$$M_t(1.60) = -9.83 KN.m$$

$$\text{Effort tranchant: } T(0) = 10.67KN, T(4.7) = -19.2KN$$

▪ **Etude de la travée CD**

$$M_{(C-D)} = -\frac{P}{2}x^2 + \frac{PL}{2}x + Mw\left(1 - \frac{x}{L}\right) + Me\left(\frac{x}{L}\right)$$

$$= -\frac{6.65}{2}x^2 + \frac{6.65 \times 5.05}{2}x - 12.48\left(1 - \frac{x}{5.05}\right) -$$

$$8.5\left(\frac{x}{5.05}\right) = -3.32x^2 + 12.63x - 12.48$$

$$-3.32x^2 + 12.63x = 0$$

$$\frac{dM(x)}{d(x)} = 0 \rightarrow -6.64x + 12.63 = 0 \rightarrow x = \frac{12.63}{6.64} = 1.9m$$

$$M_t(1.9) = 1.96 KN.m$$

$$\text{Effort tranchant: } T(0) = 12.63KN, T(2.8) = -19.77KN$$

▪ **Etude de la travée DE**

$$\begin{aligned}
 M_{(D-E)} &= -\frac{P}{2}x^2 + \frac{PL}{2}x + Mw\left(1 - \frac{x}{L}\right) + Me\left(\frac{x}{L}\right) \\
 &= -\frac{6.65}{2}x^2 + \frac{6.65 \times 5.05}{2}x - 8.5\left(1 - \frac{x}{5.05}\right) - \\
 &\quad 15.73\left(\frac{x}{5.05}\right) = -3.32x^2 + 15.35x - 8.5 \\
 &\quad -3.32x^2 + 15.35x = 0 \\
 \frac{dM(x)}{d(x)} &= 0 \rightarrow -6.64x + 15.35 = 0 \rightarrow x = \frac{15.35}{6.64} = 2.31\text{m}
 \end{aligned}$$

$$M_t(2.31) = 9.24 \text{ KN.m}$$

$$\text{Effort tranchant: } T(0) = 15.35\text{KN}, T(4.6) = -12.97\text{KN}$$

▪ **Etude de la travée EF**

$$\begin{aligned}
 M_{(E-F)} &= -\frac{P}{2}x^2 + \frac{PL}{2}x + Mw\left(1 - \frac{x}{L}\right) = -\frac{6.65}{2}x^2 + \frac{6.65 \times 5.05}{2}x - 15.73\left(1 - \frac{x}{5.05}\right) \\
 &= -3.32x^2 + 13.67x - 15.73 \\
 &\quad -3.32x^2 + 13.67x = 0 \\
 \frac{dM(x)}{d(x)} &= 0 \rightarrow -6.64x + 3.67 = 0 \rightarrow x = \frac{13.67}{6.59} = 2.05\text{m}
 \end{aligned}$$

$$M_t(2.05) = -1.65 \text{ KN.m}$$

$$\text{Effort tranchant: } T(0) = 13.67\text{KN}, T(5.15) = -4.42\text{KN}$$

III.6.5.2.2-Calcul des moments et effort tranchant à ELS :

1.a Calcul des moments sur appuis

$$M_A = 0$$

$$M_B = -\frac{P_w l_w^3 + P_e l_e^3}{8.5(l_w + l_e)} = -15.66\text{KN.m}$$

$$M_C = -\frac{P_w l_w^3 + P_e l_e^3}{8.5(l_w + l_e)} = -10.12 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -\frac{P_w l_w^3 + P_e l_e^3}{8.5(l_w + l_e)} = -11.96 \text{ KN.m}$$

$$M_E = -\frac{P_w l_w^3 + P_e l_e^3}{8.5(l_w + l_e)} = -16.60 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0$$

1.b Calcul des moments en travées :

▪ **Etude de la travée AB**

$$M_{(A-B)} = -\frac{P}{2}x^2 + \frac{PL}{2}x + Me\left(\frac{x}{L}\right) = -\frac{4.81}{2}x^2 + \frac{4.81 \times 5.05}{2}x - 15.66\left(\frac{x}{5.05}\right)$$

$$= -2.4x^2 + 9.04x$$

$$-2.4x^2 + 9.04x = 0$$

$$\frac{dM(x)}{d(x)} = 0 \rightarrow -4.8x + 9.04 = 0 \rightarrow x = \frac{9.04}{4.77} = 1.89m$$

$$M_t(1.89) = 0.46KN.m$$

$$\text{Effort tranchant: } T(0) = 9.04KN, T(5) = -6.8 KN$$

▪ Etude de la travée BC

$$M_{(B-C)} = -\frac{P}{2}x^2 + \frac{PL}{2}x + Mw\left(1 - \frac{x}{L}\right) + Me\left(\frac{x}{L}\right)$$

$$= -\frac{4.81}{2}x^2 + \frac{4.81 \times 5.05}{2}x - 15.66\left(1 - \frac{x}{5.05}\right) -$$

$$10.12\left(\frac{x}{5.05}\right) = -2.4x^2 + 13.21x - 15.66$$

$$-2.4x^2 + 13.21x = 0$$

$$\frac{dM(x)}{d(x)} = 0 \rightarrow -4.8x + 13.21 = 0 \rightarrow x = \frac{13.21}{4.8} = 2.75m$$

$$M_t(2.75) = 2.51 KN.m$$

$$\text{Effort tranchant: } T(0) = 13.21KN, T(4.7) = -10.37KN$$

▪ Etude de la travée CD

$$M_{(C-D)} = -\frac{P}{2}x^2 + \frac{PL}{2}x + Mw\left(1 - \frac{x}{L}\right) + Me\left(\frac{x}{L}\right)$$

$$= -\frac{4.81}{2}x^2 + \frac{4.81 \times 5.05}{2}x - 10.12\left(1 - \frac{x}{5.05}\right) -$$

$$11.96\left(\frac{x}{5.05}\right) = -2.4x^2 + 11.78x - 11.96$$

$$-2.4x^2 + 11.78x = 0$$

$$\frac{dM(x)}{d(x)} = 0 \rightarrow -4.8x + 11.78 = 0 \rightarrow x = \frac{11.78}{4.8} = 2.45m$$

$$M_t(2.45) = 2.49 KN.m$$

$$\text{Effort tranchant: } T(0) = 11.78KN, T(2.8) = -12.31KN$$

▪ Etude de la travée DE

$$M_{(D-E)} = -\frac{P}{2}x^2 + \frac{PL}{2}x + Mw\left(1 - \frac{x}{L}\right) + Me\left(\frac{x}{L}\right)$$

$$= -\frac{4.81}{2}x^2 + \frac{4.81 \times 5.05}{2}x - 11.96\left(1 - \frac{x}{5.05}\right) -$$

$$16.6 \left(\frac{x}{5.05} \right) = -2.4x^2 + 11.65x - 11.96$$

$$-2.4x^2 + 11.65x = 0$$

$$\frac{dM(x)}{d(x)} = 0 \rightarrow -4.8x + 11.65 = 0 \rightarrow x = \frac{11.65}{4.8} = 2.42\text{m}$$

$$M_t(2.42) = 2.17 \text{ KN.m}$$

$$\text{Effort tranchant: } T(0) = 11.65\text{KN}, T(4.6) = -14.48\text{KN}$$

▪ **Etude de la travée EF**

$$M_{(E-F)} = -\frac{P}{2}x^2 + \frac{PL}{2}x + Mw \left(1 - \frac{x}{L} \right) = -\frac{4.81}{2}x^2 + \frac{4.81 \times 5.05}{2}x - 16.6 \left(1 - \frac{x}{5.05} \right)$$

$$= -2.4x^2 + 13.43x - 16.6$$

$$-2.4x^2 + 13.43x = 0$$

$$\frac{dM(x)}{d(x)} = 0 \rightarrow -4.8x + 13.43 = 0 \rightarrow x = \frac{13.43}{4.8} = 2.79\text{m}$$

$$M_t(2.79) = 2.18 \text{ KN.m}$$

$$\text{Effort tranchant: } T(0) = 13.43\text{KN}, T(5.15) = -4.6\text{KN}$$

3^{eme} type

1. **Calcul des moments sur appuis et en travées :**

▪ **Calcul des moments fléchissant :**

▪ **Calcul de moment isostatique :**

a) **Calcul des moments sur appuis :**

$$M_A = M_B = 0.3M_{01} = 0.3 \times 21.21 = 6.36\text{KN} \cdot \text{m}$$

Calcul des moments en travées :

$$M_t^{AB} = 0.85M_0 = (0.85)21.21 = 18.02\text{KN.m}$$

2. **Calcul des efforts tranchants :**

$$T_A = \left[\frac{q_u \times L_{AB}}{2} \right] = \frac{6.79 \times 5}{2} = 16.97\text{KN}$$

$$T_B = \left[\frac{q_u \times L_{AB}}{2} \right] = \frac{-(6.79 \times 5)}{2} = -16.97\text{KN}$$

• **Récapitulatif des charges et sollicitations :**

Tableau III .1 : Tableau des charges et sollicitation de la poutrelle.

Poutre						
	ELU			ELS		
Plancher	M travée max	M appui Max	T max	M travée max	M appui Max	T max
Terrasse	-16.67	14.24	20.76	-17.14	9.16	15.26
Etage et RDC	-18.41	9.24	19.77	-16.6	2.18	14.31

III.6.6-Calcul du ferrailage :

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle la plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple. Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

♦ ELU :

$$M_{au}^{max} = 18.41 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{tu}^{max} = 14.24 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$T_u^{max} = 20.76 \text{ KN}$$

♦ ELS :

$$M_{aser}^{max} = 17.14 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{tser}^{max} = 9.16 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

➤ Ferrailage en travée :

$$h = 24 \text{ cm}; h_0 = 4 \text{ cm}; b = 67 \text{ cm}; b_0 = 12 \text{ cm}; d = 0,9h = 21.6 \text{ cm}; \sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa}; f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$f_{c25} = 25 \text{ MPa}; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

Le calcul des sections en forme de « Té » s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

- Si $M_u < M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table de compression.
- Si $M_u > M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$$M_{tab} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,67 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times \left(0,216 - \frac{0,04}{2} \right) = 74,58 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{au} = 18.41 \text{ KN} \cdot \text{m} < M_{aab} = 74.58 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Alors l'axe neutre est dans la table de compression, la section en « Té » est calculée comme une section rectangulaire ($b \times h$).

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^u}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{18.41 \times 10^{-3}}{0,67 \times 0,21^2 \times 14,2} = 0,03 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,03}) = 0,038$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,216 \times (1 - 0,4 \times 0,038) = 0,212\text{m}$$

$$A_s^t = \frac{M_t^u}{Z \times \sigma_s} = \frac{18.41 \times 10^{-3}}{0,212 \times 348} = 2,49\text{cm}^2$$

✓ **Vérification de la condition de non fragilité:**

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,67 \times 0,216 \times \frac{2,1}{400} = 1,74\text{cm}^2$$

$$A_s = \text{Max}(A_s^t; A_s^{\min}) = \text{Max}(2,49\text{cm}^2; 1,74\text{cm}^2) = 2,49\text{cm}^2$$

Donc on opte 3HA12 avec $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$

➤ **Ferraillage sur appuis :**

$$\begin{aligned} M_{aab} &= b \times h_0 \times \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,67 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times \left(0,216 - \frac{0,04}{2} \right) \\ &= 74,58\text{KN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$M_{tu} = 14,24\text{KN} \cdot \text{m} < M_{tab} = 74,58 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

La table de compression est tendue, un béton tendu n'intervient pas dans résistance donc le calcul se ramène une section rectangulaire ($b_0 \times h$).

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^u}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{14.24 \times 10^{-3}}{0,67 \times 0,216^2 \times 14,2} = 0,032 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,032}) = 0,040$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,216 \times (1 - 0,4 \times 0,04) = 0,212\text{m}$$

$$A_s^t = \frac{M_t^u}{Z \times \sigma_s} = \frac{14.24 \times 10^{-3}}{0,212 \times 348} = 1,93\text{cm}^2$$

✓ **Vérification de la condition de non fragilité:**

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,12 \times 0,216 \times \frac{2,1}{400} = 0,31\text{cm}^2$$

$$A_s = \text{Max}(A_s^t; A_s^{\min}) = \text{Max}(1,93\text{cm}^2; 0,31\text{cm}^2) = 1,93\text{cm}^2$$

Donc on opte 2HA12 avec $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$

III.6.7-Vérification à l'ELU :**Armatures transversales :**

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10} \right\}$$

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales

ϕ_l : Diamètre des armatures longitudinales

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{240}{35}; 16; \frac{120}{10} \right\} = 6.85 \text{mm on prend } \phi_t = 0.7 \text{cm}$$

$$\text{On opte : } 2\phi 8 \rightarrow A_t = 1.00 \text{cm}^2$$

a. Vérification au cisaillement (A.5.1,211 du BAEL99)

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{\max} = 20.76 \text{KN}$

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.20 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right) = 3.33 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Pafissuration peu préjudiciable}$$

Tel que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{20.76 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.216} = 0.8 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.8 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifier}$$

b. Ancrage des barres (A.6.1.2 BAEL99)

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s}$$

$$\text{Avec : } \tau_{sc} = 0.6 \times \psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{Mpa}$$

$$L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{cm}$$

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25 \text{Mpa}$, la longueur de scellement droite L_s est égale à :

$$\text{Forfaitairement : } L_s = 40\phi = 40 \times 1.4 = 56 \text{cm}$$

Pour les armatures comportant des crochets, on prend : $L_a = 0.4 L_s$

$$L_a = 0.4 \times 56 = 22.4 \text{cm} \rightarrow L_a = 25 \text{cm}$$

➤ **Au voisinage des appuis :**

✓ **Appuis de rives :**

- **Vérification de la compression du béton :**

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9b_0d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\text{Avec : } T_u = 20.76 \text{ kN}$$

$$\sigma_b = \frac{20.76 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,12 \times 0,216} = 0,889 \text{ MPa} \leq 0,4 \frac{25}{1,5} = 6,666 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

- **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s = 2,26 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{20.76 \times 10^{-3}}{348} = 0,596 \text{ cm}^2 \dots \text{CV}$$

- ✓ **Appuis intermédiaires :**

- **Vérification de la compression du béton :**

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9b_0d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_b = \frac{20.76 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,12 \times 0,216} = 0,889 \text{ MPa} \leq 0,4 \frac{25}{1,5} = 6,666 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

- **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s = 2,26 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u - \frac{M_a^U}{0,9d}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{20.76 \times 10^{-3} - \frac{14.24 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,216}}{348} = -0.01 \text{ cm}^2 \dots \text{CV}$$

III.6.8-Vérification à l'ELS :

La fissuration est peu préjudiciable, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

- **Vérification des contraintes du béton :**

On doit vérifier : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

- **En travée :**

Position de l'axe neutre :

$$M_{tser} = 17.14 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$H = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A' \times (h_0 - d') - 15 \times A \times (d - h_0)$$

$$A' = 0$$

$$H = 67 \times \frac{4^2}{2} - 15 \times 3.39 \times (21.6 - 4) = -358.96 \text{ cm}^3$$

$H < 0$ (alors l'axe neutre passe par la nervure, calcul d'une section en T_e).

Position de l'axe neutre y :

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + [(b - b_0) \times h_0 + 15A] \times y - \left[(b - b_0) \times \frac{h_0}{2} + 15Ad \right] = 0$$

$$6y^2 + 270.85y - 1318.36 = 0$$

$$y = 4.43 \text{ cm.}$$

➤ **Calcul de l'inertie I :**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} - \frac{(b - b_0)}{3} \times (y - h_0)^3 + 15A \times (d - y)^2$$

$$I = 16931.19 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{17.14 \times 10^{-3} \times 0.043}{16931.19 \times 10^{-8}} = 4.35 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = 4.35 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

➤ **En appuis :**

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + 15 \times A \times (y - d) = 0$$

$$6y^2 + 50.8y - 1098.36 = 0$$

$$y = 9.94 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b_0}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

$$I = 10841.77 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{Ser} \times y}{I} = \frac{9.16 \times 10^{-3}}{10841.77 \times 10^{-8}} \times 0.0862 = 7.28 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.28 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

III.6.9-Evaluation de la flèche :

La flèche admissible :

Si $L > 500$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées : Les conditions à vérifier :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

Avec :

$$h = 24\text{cm}; b_0 = 12\text{cm}; d = 21.6\text{cm}; L = 5 \text{ m}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{0,24}{5} = 0,048 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

$$\frac{3.39}{12 \times 21.6} < \frac{3.6}{400} = 0.01 < 0.009 \quad \dots\dots\dots \text{Condition Non Vérifiée}$$

$$\frac{20}{396} = 0.050 \leq \frac{1}{15} \cdot \frac{M_t}{M_0} = \frac{1}{15} \cdot \frac{8.65}{9.67} = 0.059 \quad \dots\dots\dots \text{Condition Non Vérifiée}$$

La 2ème et 3ème condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est indispensable.

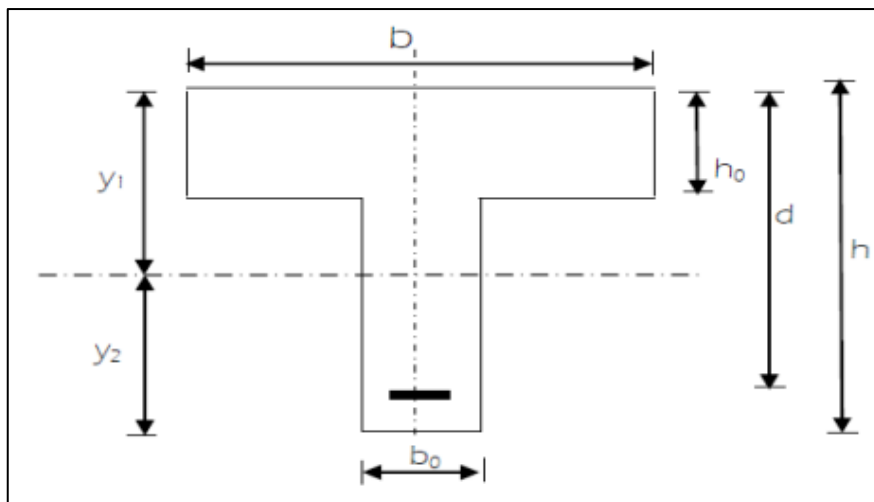
▪ **Calcul de la flèche :**

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^S \cdot I^2}{10E_v \cdot I_{fv}} \leq \underline{f} \rightarrow \underline{f} = \frac{L}{500} = \frac{4650}{500} = 9.3\text{mm}$$

Avec:

- $\underline{f}$: La fleche admissible
- E_v :Module de déformation différé
- $E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818.86\text{Mpa}$
- I_{fv} : inertie fictive pour les charges de longue durée
- $I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$
- I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section.



▪ **Calcul des paramètres :**

$$S_{xx} = b_0 \times h \times \frac{h}{2} + (b - b_0) \times h_0 \times \frac{h_0}{2} + (15 \times A_t \times d)$$

$$= 12 \times 24 \times \frac{24}{2} + (67 - 12) \times 4 \times \frac{4}{2} + (15 \times 3.39 \times 21.6)$$

$$S_{xx} = 4994.36 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = (b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + (15 \times A_t)$$

$$B_0 = (12 \times 24) + (67 - 12) \times 4 + (15 \times 3.39) = 558.85 \text{ cm}^3$$

Position de l'axe neutre

$$y_1 = \frac{4994.36}{558.85} = 8.93 \text{ cm}$$

$$y_2 = 24 - 8.93 = 15.07 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \times h_0 \times \left(y_1 - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15 \times A_t \times (y_2 - c)^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \left[\left(\frac{b_0 \times h^2}{2} \right) + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right]$$

$$V_2 = h - v_1$$

$$I_0 = 33203.3 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{12 \times 21.6} = 0.013$$

La contrainte dans les aciers tendue est $\sigma_s = 131.155 \text{ Mpa}$

- Calcul des coefficients**

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 164.05 + 2.1} \right) = 0.345$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{67} \right) \times 12.5 \times 10^{-2}} = 1.05$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 33203.3}{1 + (1.013 \times 0.345)} = 26278.74 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{9.16 \times 10^6 \times 5000^2}{10 \times 10818.86 \times 26278.74 \times 10^4} = 8.05 \text{ mm}$$

$$\underline{f} = \frac{L}{500} = \frac{4650}{500} = 9.3 \text{ mm}$$

$f \leq \underline{f} \rightarrow$ La condition vérifiée

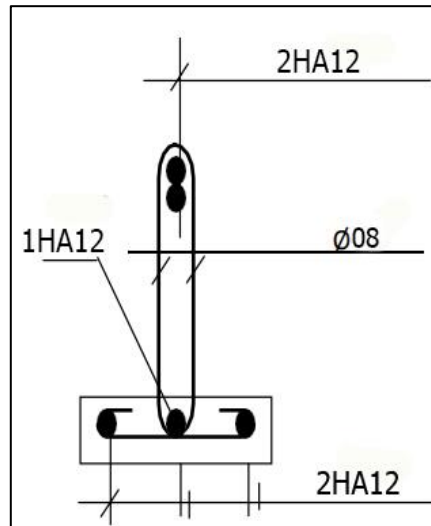


Figure III.22: Ferrailages des poutrelles

III.7.Dalle de compression

La dalle de compression est une couche de béton coulée sur toute la surface du plancher. Selon les informations fournies, l'épaisseur de la dalle de compression est de 5 cm. Pour assurer la résistance et la stabilité de la dalle, il est nécessaire de réaliser un ferrailage approprié.

- 33cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 20cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

En pratique (en Algérie on considère un maillage de 20cm) Armatures perpendiculaires aux poutrelles

➤ si: $L_1 \leq 50\text{cm}$

La section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en cm^2 / ml doit être au moins égale à:

$$A_{\perp \text{ Nervure}} = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e} \text{ avec } (L_1 \text{ en cm}) \text{ avec : un espacement : } S_t = 20\text{cm}$$

L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1 = 67\text{cm}$)

$A_{\perp \text{ Nervure}}$: Diamètre perpendiculaire à la poutrelle, $f_e = 520\text{MPa}$

(f_e : limite élastique des aciers utilisées)

$$A_{\perp \text{ Nervure}} = 4 \cdot \frac{67}{520} = \frac{0.5\text{cm}^2}{\text{ml}} \Rightarrow A_{\perp \text{ Nervure}} = 5\phi 6 = 1.41\text{cm}^2$$

Avec un espacement: $S_t = 20\text{cm}$.

• Conclusion

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudé dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens (**20*20**).

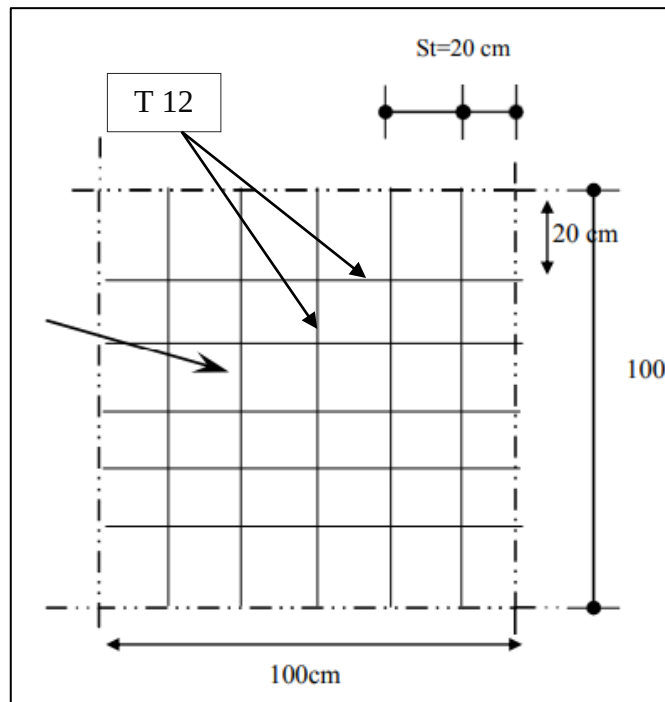


Figure III.23 : Disposition constructive des armatures de la dalle de com

Chapitre IV:
Etude dynamique et
sismique

IV.1-Introduction :

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action sismique sur notre structure. Pour cela, plusieurs méthodes approchées ont été proposées a fin d'évaluer les efforts internes engendrés a l'intérieur de la structure sollicitée ; le calcul de ces efforts sismiques peut être menée par trois manières :

Méthode statique équivalente.

La méthode de l'analyse modale spectrale.

La méthode de l'analyse dynamique par accélérogramme

Les deux méthodes de calcul utilisées dans notre étude sont la méthode statique équivalente et la méthode dynamique modale spectrale

IV.2- Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003

- Notre ouvrage est implanté dans la wilaya d'Alger donc en zone III.
- Notre bâtiment est à usage d'habitation donc classé dans le Groupe 2.....
- Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de catégorie S3.

Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale du fait que notre bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le RPA99V2003, quant à l'application de la méthode statique équivalente.

La hauteur du structure : **h = 19.20 m**

IV.3- Spectre de réponse de calcul.

Le RPA99/version 2003 impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 0.3s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 0.3s \end{cases}$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone.

n : facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\xi = \sqrt{7/(2 + \xi)} \leq 0.7$$

R: coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : facteur de qualité.

IV.4- Calcul de force sismique total:

IV.4.1-Méthode statique équivalente :

D'après l'art 4.2.3 de RPA99/version 2003, la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

▪ **A** : coef d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment Dans notre cas, on est dans une Zone de type III et un Groupe d'usage 2.

Tableau IV.1: Valeurs du coefficient d'accélération A

Groupe D'usage	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.1	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

ous trouverons : **A = 0.25**

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

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

▪ Avec T_2 : période caractéristique associée a la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99/ version 2003, (site ferme S_2) : **$T_2(S_2) = 0.4 \text{ sec}$**

ξ : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7$$

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

ξ est donnée par le tableau 4.2 du RPA99 : $\xi = 7 \%$

D'où $\xi = 0,88 > 0.7$

$\xi = 0,88$

➤ **Estimation de la période fondamentale.**

T : période fondamentale de la structure qui peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La méthode empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

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

- **h_N** : hauteur en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 19.20 \text{ m}$$

- **C_T** : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage. Il est

donné par le tableau 4.6 (RPA 99)

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA => **C_T = 0.05**

$$\text{Donc : } T = 0,05 \times (19.20)^{3/4} = 0.458 \text{ s}$$

Pour ce type de contreventement, on peut également utiliser la formule :

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

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

$$T_x = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_x}} = \frac{0.09 \times 19.20}{\sqrt{23.91}} \Rightarrow T_x = 0.353 \text{ sec}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{l_y}} = \frac{0.09 \times 19.20}{\sqrt{14.88}} \Rightarrow T_y = 0.447 \text{ sec}$$

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

- Sens longitudinal : $T_x = 0.353 \text{ s}$ ($T_2 \leq T_x \leq 3,0$)
- Sens transversal : $T_y = 0.447 \text{ s}$ ($T_2 \leq T_y \leq 3,0$)

$$\text{Donc : } \begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.88 \times (0,4 / 0.353)^{2/3} \Rightarrow \mathbf{D_x = 2.39} \\ D_y = 2.5 \times 0.88 \times (0,4 / 0.447)^{2/3} \Rightarrow \mathbf{D_y = 2.04} \end{cases}$$

✚ **R** : coefficient de comportement de la structure, donné par le tableau 4.3 (RPA99)

Pour une structure contreventement constitué par des voiles porteurs => **R = 3.5**

✚ **Q** : est le facteur de qualité et est fonction de :

Sa valeur est déterminée par la formule : $Q = 1 + \alpha P_q$

Tableau IV.2: Valeurs de P_q

Critère q »	P_q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

A partir du tableau 4.4 de RPA 99 version 2003 on trouve : **Q = 1.2**

✚ **W** : poids total de la structure.

W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) .

$$W = \sum w_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \alpha W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes

W_{Qi} : la charge d'exploitation

α : coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA)

Pour un bâtiment d'habitation => $\alpha = 0.20$

Donc à chaque niveau : $W_i = W_{gi} + 0,2W_{Qi}$

Avec : $W_i = W_{Gi} + \alpha W_{Qi}$

Donc : $W = \sum w_i = 860165,07 \text{ KN}$

➤ **Résumé des résultats :**

Paramètres	A	D _x	D _y	Q	R	W (KN)	T _x (s)	T _y (s)
Valeurs	0.25	2.39	2.04	1.2	3.5	12642.7849	0.353	0.447

Résumé des résultats : **Donc on a :**
$$V = \frac{A.D.Q}{R}.W$$

$$V_{xstat} = 2589.968 \text{ KN}$$

$$V_{ystat} = 2210.68 \text{ KN}$$

IV.4.2-Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale et commentaires.

IV.4.2.1-choix de disposition des voiles.....

Est-ce qu'il ya lieu du choix des voiles?

On a prit en considération le plan d'architecture et le nombre minimale des voiles dans chaque direction pour choisir une disposition initiale des voiles dans le bâtiment.

La première disposition des voiles adoptée est indiquée à la figure suivante :

 **choix de disposition des voiles.**

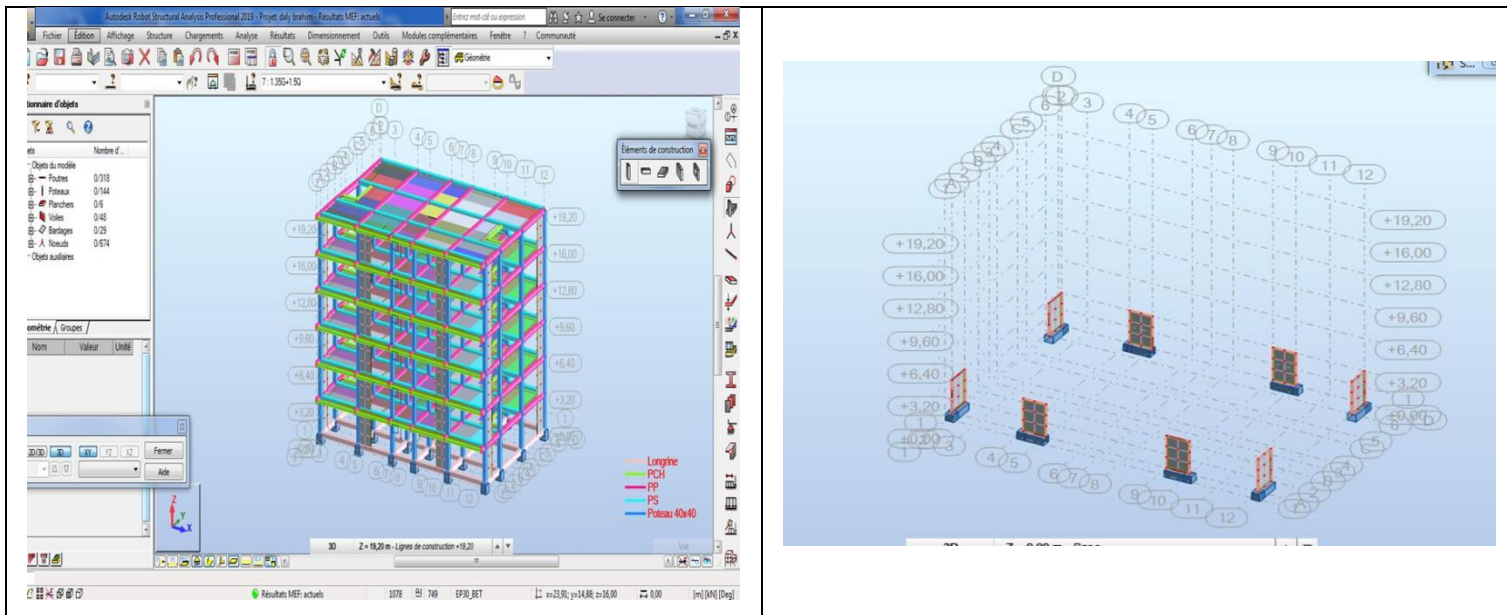


Figure IV.1 : Structure avec le voile

On a choisi la disposition des voiles suivante :

Après l'analyse automatique par logiciel ROBOT, on a obtenu les résultats illustrés dans le tableau ci-dessous.

Tableau IV.3:Périodes et facteurs de participation massique du modèle de la 2^{ème} disposition.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masses Modales UX [%]	Masses Modales UY [%]	Masses Modales UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
4/ 1	1.19	0.84	0.01	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	1264278.49	1264278.49	1264278.49
4/ 2	1.22	0.82	81.33	0.00	0.00	81.32	0.00	0.00	1264278.49	1264278.49	1264278.49
4/ 3	1.40	0.71	82.55	0.00	0.00	1.22	0.06	0.00	1264278.49	1264278.49	1264278.49
4/ 4	1.61	0.62	82.55	0.00	0.00	0.14	0.00	0.14	1264278.49	1264278.49	1264278.49
4/ 5	2.03	0.49	82.74	0.00	0.00	0.14	0.19	0.01	1264278.49	1264278.49	1264278.49
4/ 6	2.12	0.47	82.74	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1264278.49	1264278.49	1264278.49
4/ 7	2.12	0.47	82.74	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1264278.49	1264278.49	1264278.49
4/ 8	2.12	0.47	82.74	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1264278.49	1264278.49	1264278.49
4/ 9	2.12	0.47	82.74	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1264278.49	1264278.49	1264278.49
4/ 10	2.13	0.47	82.74	0.00	0.00	0.00	0.02	0.28	1264278.49	1264278.49	1264278.49
4/ 11	2.97	0.34	82.74	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1264278.49	1264278.49	1264278.49
4/ 12	2.71	0.37	82.89	0.00	0.00	0.15	0.01	0.00	1264278.49	1264278.49	1264278.49
4/ 13	2.72	0.37	82.90	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	1264278.49	1264278.49	1264278.49
4/ 14	2.72	0.37	82.91	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	1264278.49	1264278.49	1264278.49
4/ 15	2.72	0.37	82.91	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1264278.49	1264278.49	1264278.49

• Remarque:

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir les résultats suivants:

- Une période fondamentale $T_{dyn} = 0.84$ s.

• R
PA99/version 2003 préconise (Art 4.2.4), qu'il faut que la valeur de T_{dyn} calculée par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur $T_e = 0.650$ s estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30%.

On a : $1,3 \times T_e = 0.845 > T_{dyn} = 0.840$ (la condition est donc vérifiée).

- Le premier et le deuxième mode sont des translations suivant les axes (xx') et (yy') successivement.
- Le troisième mode c'est un mode de torsion.
- Les 13 premiers modes sont nécessaires pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le **RPA99version 2003**).

IV.4.2.2-Les schémas des trois premiers modes de vibration.

Les trois premiers modes de vibration engendrés de cette deuxième disposition des voiles

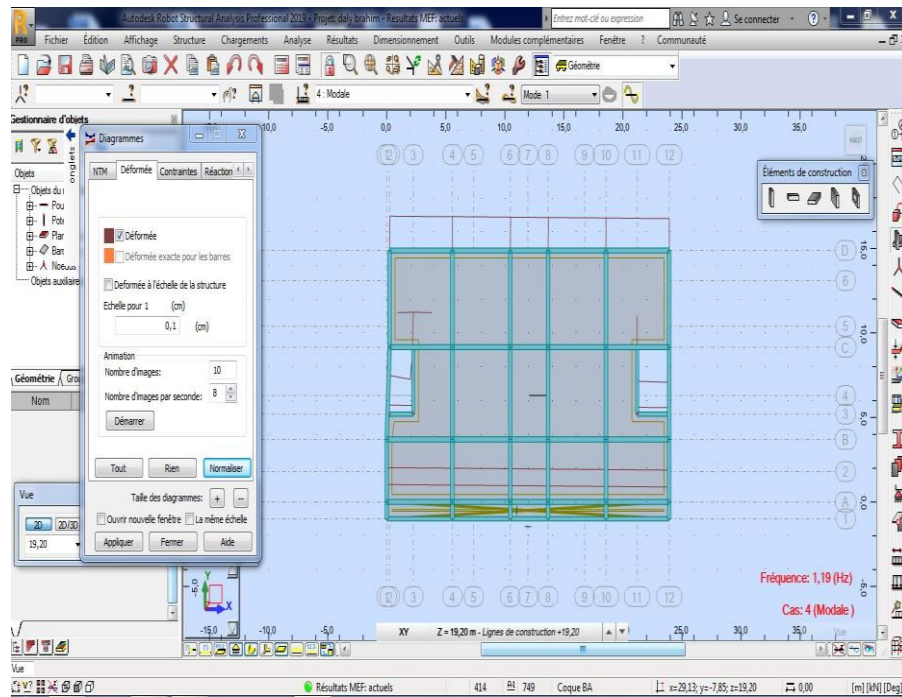


Figure IV.2 : 1^{ème} mode induit par la disposition des voiles translation suivant l'axes (yy')

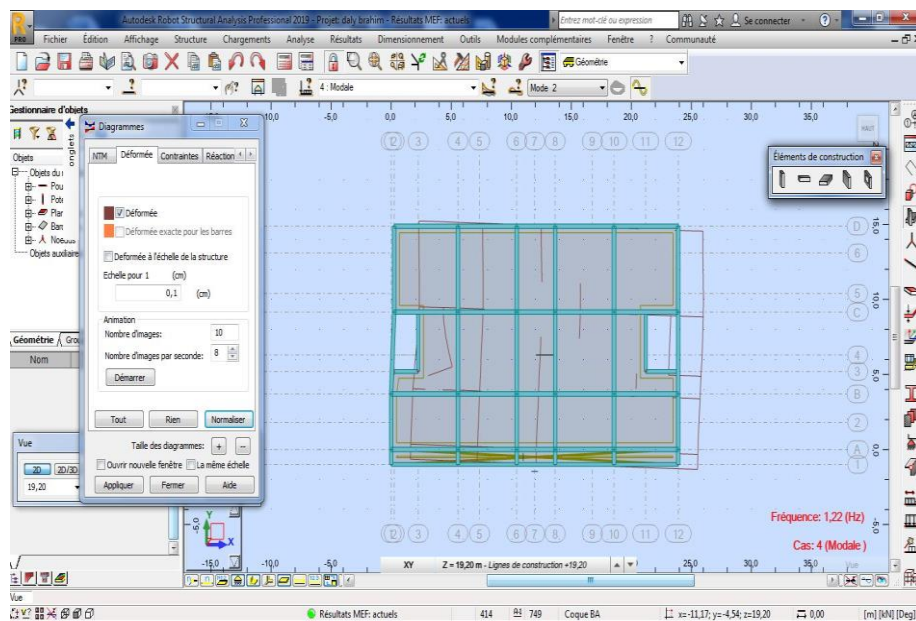


Figure IV.3 : 2^{ème} mode induit par la disposition des voiles translation suivant l'axes (xx')

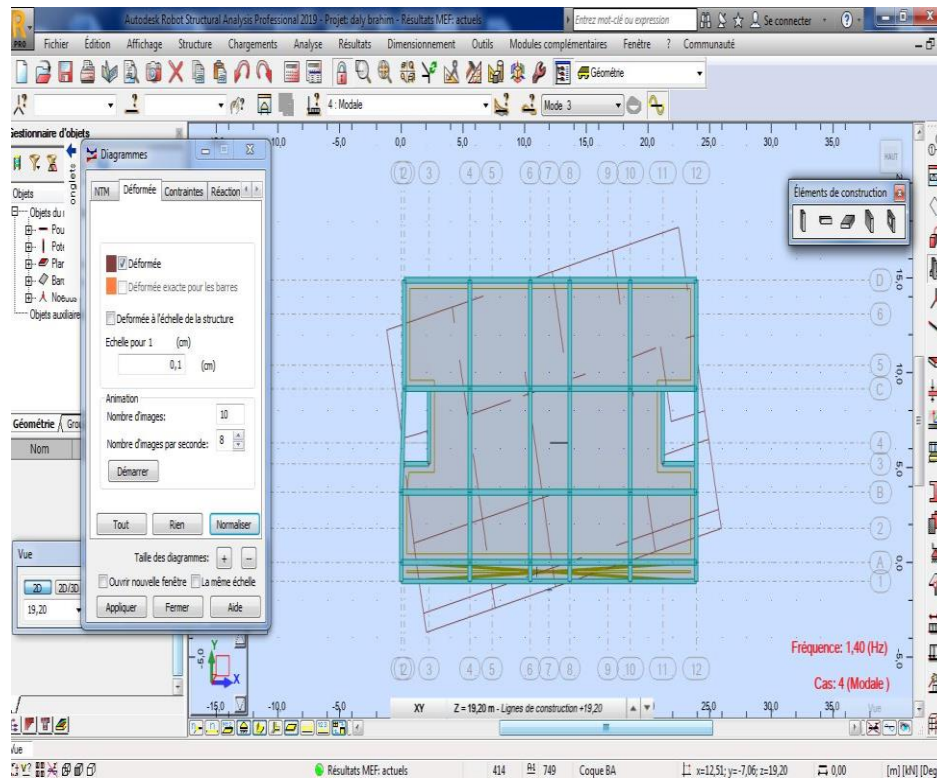


Figure IV.4 : Mode 3 induit par la disposition des voiles

IV.4.2.3-L'effort sismique à la base

D'après le RPA99/version2003 (art 4.3.6), la résultante V_t des forces obtenues à la base par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V .

- **L'effort sismique calculé par la méthode statique équivalent :**

- $V_{xstat} = 2589.968 \text{ KN}$

- $V_{ystat} = 2210.68 \text{ KN}$

- **D'après le fichier des résultats de ROBOT on a :**

$$V_{x dyn} = 2040.34 \text{ KN}$$

$$V_{y dyn} = 229.31 \text{ KN}$$

Ceci nous donne :

$$0,80V_{xstat} = 2071.974 \text{ KN}, \text{ donc : } V_{xdyn} > 0,80V_{xstat}$$

$$0,80V_{ystat} = 1768.544 \text{ KN}, \text{ donc : } V_{y dyn} > 0,80V_{ystat}$$

La condition de l'art 4.3.6 de RPA 99 version 2003 est donc vérifiée. On peut donc utiliser directement les résultats obtenus par le calcul automatique.

- **Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur**

la résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes:(art 4.2.5RPA99)

$$V = F_t + \sum F_i$$

F_t : force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} F_t = 0.07 \cdot T \cdot V & \text{si } T \leq 0.7 \text{ sec} \\ F_t = 0 & \text{si } T > 0.7 \text{ sec} \end{cases}$$

Les forces F_i sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$F_i = [(V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i / \sum (W_j \cdot h_j)]$$

Avec :

F_i : effort horizontal revenant au niveau i

h_i : niveau du plancher où s'exerce la force i

h_j : niveau d'un plancher quelconque.

W_i ; W_j : poids revenant au plancher i ; j

• **Distribution horizontale des forces sismiques:**

L'effort tranchant au niveau de l'étage k est donné par la formule:

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i \quad V_{k \rightarrow F}$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.4: Distribution horizontale des forces sismiques dans le sens longitudinal

étage	FX [kN]	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]
RDC	2066,43	2077,53	-11,10
1	1990,15	1166,93	823,23
2	1807,63	1150,22	657,40
3	1520,49	1043,42	477,07
4	1139,03	869,94	269,09

Tableau IV.5: Distribution horizontale des forces sismiques dans le sens transversal:

étage	FY [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]
RDC	2479,72	1915,85	154,50
1	2388,18	965,63	1034,49
2	2169,15	993,01	838,34
3	1824,59	925,02	633,21
4	1366,83	788,08	396,36

IV.4.3-Justification de Système de contreventement constitué par des voiles porteurs

Pour la justification de Système de contreventement constitué par des voiles porteurs :

➤ Que les voiles de contreventement doivent reprendre plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales

- Les sollicitations verticales totales de la structure : 2479,72KN
- Les sollicitations verticales reprises par les voiles 396.36: KN

$396.36/2479.72 = 0.1598$ Donc : 15.98 % → **Condition Verifiee**

➤ la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

IV.4.3.1-Vérification des déplacements:

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

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ck}$$

δ_{ck} : Déplacement dû aux forces sismique F_i

R : coefficient de comportement = 3.5

δ_K : le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à $\delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}$.

Tableau IV.6: Distribution des déplacements dans le sens longitudinal

Etage	Max Ux [cm]	Min Ux [cm]	dr UY [cm]
RDC	0,6	0,1	1,2
1	0,5	0,5	1,7
2	0,5	0,7	1,8
3	0,7	0,9	1,8
4	1.6	1.2	1,6

Tableau IV.7: Distribution des déplacements dans le sens transversal

Etage	Max Uy [cm]	Min Uy [cm]	dr Uy [cm]
RDC	0.1	0.0	0.1
1	0.4	0.1	0.3
2	0.7	0.4	0.3
3	1.2	0.7	0.5
4	1.6	1.2	0.4

Donc: $\square_1, \square_2, \dots, \square_{\text{RDC}}$ sont inférieurs à $\square_{\text{adm}} = 1\%(h) = 1\%(3,20) = 0,0320\text{m} = 3,20\text{cm}$.

IV.4.4-Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble :

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal et transversal) avec la relation suivante :

$$M_s / M_r \geq 1,5$$

M_r : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

M_s : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \times L/2$$

W : le poids total de la structure

❖ Sens longitudinal :

$$M_s = 121370.73408 \text{ KN.m}$$

Tableau IV.10: Distribution des déplacements dans le sens longitudinal

Niveau	F_i (KN)	h_i (m)	$F_i \times h_i$ (KN.m)
4	2070,35	3.20	6625.12
3	2000,13	3.20	6400.42
2	1831,35	3.20	5860.32
1	1558,23	3.20	4986.34
RDC	1184,43	3.20	3674.98
$M_{Rx} =$			661188.76

Vérifications:

$$M_s / M_{Rx} = 5.44 \geq 1.2 \dots \dots \dots \text{vérifie}$$

❖ Sens transversal :

$$M_s = 121370.73408 \text{ KN.m}$$

Tableau IV.11: Distribution des déplacements dans le sens longitudinal

Niveau	F_i (KN)	h_i (m)	$F_i \times h_i$ (KN.m)
RDC	2066.43	3.20	6612.58
1	1507.63	3.20	4824.42
2	1520.49	3.20	4865.57
3	5562.8	3.20	17022.16
4	4830.9	3.20	17801
$M_{Rx} =$			51125.69

Vérifications:

$$M_s/M_{Ry} = 2.37 \geq 0.79 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

La stabilité au renversement est alors vérifiée pour les deux sens.

IV.5- Caractéristique géométrique et massique**IV.5.1- Introduction :**

Dans les chapitres précédents, nous avons examiné la structure sous la forme de sollicitations statiques. Les charges horizontales étaient supposées être permanentes et le facteur temps jamais été pris en compte dans les calculs.

Il est crucial de comprendre les vibrations naturelles (propres) de la structure, quel que soit le problème que l'on souhaite résoudre. Les causes qui ont entraîné la structure hors de sa position d'équilibre ne sont pas considérées dans le cas des vibrations libres. L'objectif est d'examiner son comportement une fois qu'il est livré à lui-même et qu'il reste en présence des forces d'inertie, des forces de rappel et éventuellement des forces d'amortissement.

L'excitation sismique engendre des forces dans la structure qui peuvent amener à une ruine brutale.

IV.5.2- Centre de masse:

- Définition:**

Le centre de masse d'un niveau considéré est simplement le centre de gravité de la structure, on peut dire aussi qu'il est calculé le point d'application de la résultante des efforts horizontaux extérieurs (vents ; séisme). Il est calculé comme étant le barycentre des masses de la structure dont les coordonnées sont données par rapport à un repère (globale) de la structure (XOY) par les formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum M_i \cdot x_i}{\sum M_i} \quad Y_G = \frac{\sum M_i \cdot y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : masse de l'élément considéré.

X_i : coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère (x, o, y).

Y_i : coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère (x, o, y)

Tableau IV.12: Distribution des déplacements dans le sens longitudinal

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	Ix [kgm ²]	Iy [kgm ²]	Iz [kgm ²]	ex0 [m]	ey0 [m]	ex2 [m]	ey2 [m]
1/ 1	Etage 1	409951,63	11,98 6,98 2,39	12,02 7,41 1,57	12239903,63	21896849,51	32731164,03	0,03	0,42	0,0	0,0
1/ 2	Etage 2	333051,16	11,98 6,95 6,14	12,02 7,41 5,70	9853777,95	17402028,42	26931318,16	0,04	0,46	0,0	0,0
1/ 3	Etage 3	333051,16	11,98 6,95 9,34	12,02 7,41 8,90	9853777,95	17402028,42	26931318,16	0,04	0,46	0,0	0,0
1/ 4	Etage 4	333051,16	11,98 6,95 12,5	12,02 7,41 12,1	9853777,95	17402028,42	26931318,16	0,04	0,46	0,0	0,0
1/ 5	Etage 5	333051,16	11,98 6,95 15,7	12,02 7,41 15,3	9853777,95	17402028,42	26931318,16	0,04	0,46	0,0	0,0
1/ 6	Etage 6	396853,88	12,02 6,72 18,9	12,02 7,41 18,5	12257794,18	20868516,03	32794590,36	0,00	0,69	0,0	0,0

IV.5.3-Centre de torsion :

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités de l'ensemble des éléments constituant le contreventement de la construction. En autres termes, c'est le point où les réactions des voiles et des poteaux se produisent.

- Si le centre de torsion et le centre de masse se confondent ; les efforts horizontaux (séisme, vent...etc.) ne provoquent qu'une translation sur la structure.
- -Si les deux centres sont excentrés la résultante provoque une translation et une rotation ce qui nous ramène à tenir compte dans les calculs un effort tranchant supplémentaire.

La position du centre de torsion se détermine à partir des formules suivantes :

$$X_{CT} = \frac{\sum I_{XJ} X_J}{\sum I_{XJ}} \quad Y_{CT} = \frac{\sum I_{YJ} Y_J}{\sum I_{YJ}}$$

Tableau IV.13: Distribution des déplacements dans le sens longitudinal

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]
1/ 1	Etage 1	409951,63	11,98 6,98 2,39	12,02 7,41 1,57
1/ 2	Etage 2	333051,16	11,98 6,95 6,14	12,02 7,41 5,70
1/ 3	Etage 3	333051,16	11,98 6,95 9,34	12,02 7,41 8,90
1/ 4	Etage 4	333051,16	11,98 6,95 12,5	12,02 7,41 12,1
1/ 5	Etage 5	333051,16	11,98 6,95 15,7	12,02 7,41 15,3
1/ 6	Etage 6	396853,88	12,02 6,72 18,9	12,02 7,41 18,5

IV.5.4-Excentricité :

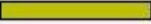
L'excentricité est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion, donnée par les formules suivantes :

$$e_x = X_{CT} - X_{CM}$$

$$e_y = Y_{CT} - Y_{CM}$$

Le tableau suivant résume les résultats:

Tableau IV.14: Distribution des déplacements dans le sens longitudinal

Etage	Nom	Liste	Couleur	Lx [m]	Ly [m]	ex1 [m]	ey1 [m]
1	Etage 1	1A39 41A55 57		23,91	15,88	1,20	0,79
2	Etage 2	357A445		23,91	15,88	1,20	0,79
3	Etage 3	446A534		23,91	15,88	1,20	0,79
4	Etage 4	535A623		23,91	15,88	1,20	0,79
5	Etage 5	624A712		23,91	15,88	1,20	0,79
6	Etage 6	89A126 133A13		23,91	15,88	1,20	0,79

IV.5.5-L'excentricité accidentelle :

L'excentricité exigée par le **RPA 99V2003** (art4.2.7) est de **5%** de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

- $e_a = 0.05 L$ avec : $L_x = 23.91 \text{ m}$ $e_a = 1.2 \text{ m}$
- $e_a = 0.05 L$ avec : $L_y = 14.88 \text{ m}$ $e_a = 0.79 \text{ m}$

Donc : l'excentricité à prendre en compte dans le calcul sera :

- $e_a = 1.19 < e_a = 1.2$ (CV)
- $e_a = 0.74 < e_a = 0.79$ (CV)

ou est la vérification de l'effet P-Delta?

IV.6-Conclusion :

Effectivement, l'étude dynamique est d'une importance cruciale dans la conception des structures, en particulier lorsqu'il s'agit de résister aux séismes. Cette étude permet de déterminer le comportement de la structure soumise à des charges sismiques et de limiter les dommages aux éléments structuraux conformément aux réglementations parasismiques spécifiques, telles que les Règles Parasismiques Algériennes (**RPA 99, version2003**) dans votre cas.

Chapitre V:
Etude des éléments
structuraux

V.1-Introduction :

La résistance d'une construction aux charges gravitaires et sismiques dépend de ses éléments porteurs principaux, qui sont les portiques (poteaux - poutres) et les voiles. Ces éléments doivent être dimensionnés et renforcés (ferrailés) de manière adéquate, et correctement disposés, afin de supporter toutes les sollicitations nécessaires pour les ferrillages. Ces sollicitations sont obtenues à partir de l'analyse statique et sismique de la structure réalisée par le logiciel **ROBOT**.

V.1.1- Etude des poutres :❖ **Définition et rôle :**

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux chargés de reprendre les charge et surcharge pour les transmettre aux poteaux.

❖ **Chargement de la poutre :**

Les chargements ou encore les charges les charges agissant sur les poutres de plancher sont des charges verticales (poids propre, surcharge d'exploitation, ou de neige) et des charges horizontales (séisme).

V.1.2-Ferraillage des poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet de déterminer les armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, Les poutres secondaire qui assurent le chainage.

Après la détermination des sollicitations on procède au ferraillage en respectant les prescriptions données par le **RPA99/v2003** des efforts données par le logiciel de calcul **ROBOT**, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par :

$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{cases} \text{ Selon BAEL93}$$

Tableau.V.1: : Combinaison de calcul de la poutres

Combinaison	ELU		ELS		ELA		V _{max} (KN)
Position	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis	ELU
P.P (30x45)	84.02	-160.35	60.94	-116.32	60.72	-121.63	160.96
P.S (30x45)	53.28	-72.18	39.08	-45.88	38.02	-55.34	85.15

Tableau.V.2: Caractéristique des matériaux.

	γ_b	γ_s	f_{c8} (Mpa)	f_{bc} (Mpa)	f_e (Mpa)	σ_s
Situation normale	1.5	1.15	25	14.2	400	348
Situation accidentelles	1.15	1	25	18.48	400	400

V.1.3-Ferraillage de la poutre principale :**➤ Armatures longitudinales :****▪ Ferraillage en travée (1.35G + 1.5Q)**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2\sigma_b} = \frac{84.02 \times 10^3}{30 \times 41^2 \times 14.2} = 0.117 < \mu_1 = 0.392$$

$\mu_{bu} < 0.186 \rightarrow$ Pivot A. La section est simple d'armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.117)}) = 0.155$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 41(1 - 0.4 \times 0.155) = 38\text{cm}$$

$$A_s^t = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{84.02 \times 10^3}{38 \times 348} = 6.4\text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.23bxdx \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.30 \times 0.41 \times \frac{2.1}{400} = 1.5\text{cm}^2 < A_s^t =$$

6.4cm² on prend 3HA16 =

$$6.03\text{cm}^2$$

▪ Ferraillage sur appui (G + Q ± E)

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2\sigma_b} = \frac{121.63 \times 10^3}{30 \times 41^2 \times 18.48} = 0.130 < \mu_1 = 0.392$$

$\mu_{bu} < 0.186 \rightarrow$ Pivot A. La section est simple d'armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.130)}) = 0.174$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 41(1 - 0.4 \times 0.174) = 38.1\text{cm}$$

$$A_s^a = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{121.63 \times 10^3}{38.1 \times 348} = 9.17\text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.23bxdx \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.30 \times 0.41 \times \frac{2.1}{400} = 1.5\text{cm}^2 < A_s^t = 9.17\text{cm}^2$$

on prend 6HA16=12.06cm²

▪ Vérification :

- Pourcentage minimale d'après RPA99/v2003

$$A_{\min} = 0.5\%(bxh) = 67.5\text{cm}^2$$

- Pourcentage maximale d'après le RPA99/v2003

$$4\%. b.h \text{ en zone courante } (A_{s.\max} = 54\text{cm}^2)$$

$$6\%. b.h \text{ en zone de recouvrement } (A_{s.\max} = 81\text{cm}^2)$$

➤ Armature transversale :

D'après le **BAEL91** :

$$\phi_1 \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \text{ cm} = \min\left(\left(\frac{45}{35} = 1.28; \frac{30}{10} = 3; 1.2\right)\right)$$

On prend $\phi_t = 8\text{mm}$

D'après le **RPA99/v2003**

La quantité d'armatures transversales minimales est de : $A_t \geq 0.3\% S_t b$

▪ Pour la zone nodale $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = 11.25\text{cm}$

Donc on adoptera un espacement de $S_t = 11.25\text{cm}$

▪ Pour la zone courante $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5\text{cm}$

Donc on adoptera un espacement de $S_t = 15\text{cm}$

Ça nous donne $\begin{cases} S_t = 11.25\text{cm} \Rightarrow \text{zone nodale} : A_t \geq 0.3\%(11.25)(30) = 1.1\text{cm} \\ S_t = 15\text{cm} \Rightarrow \text{zone courante} : A_t \geq 0.3\%(15)(30) = 1.35\text{cm} \end{cases}$

On adoptera 4T8 = 2.01 cm² avec un espacement dans :

- Zone nodale $S_t = 11.25\text{cm}$

- Zone courante $S_t = 15\text{cm}$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \rightarrow \frac{160.96}{30 \times 41} = 0.131\text{Mpa}$$

$$\tau_* = \min(0.15f_{c28}; 4\text{Mpa}) = \min(3.75; 4) = 3.75\text{Mpa} > \tau_u = 0.131 \dots \text{CV}$$

V.1.3-Vérification à ELS :

➤ **En travée :**

➤ Puisque la fissuration peut préjudiciable et l'acier utilisé est le FeE400, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$Y = 15 \frac{(A_s + A_{s'})}{b} \left[\frac{\sqrt{1 + b(dA_s + dA_{s'})}}{7.5(A_s + A_{s'})^2} - 1 \right]$$

$$Y = 15 \left(\frac{A_s}{b} \right) \left[\sqrt{\frac{1 + b(dA_s)}{7.5(A_s)^2}} - 1 \right] = 15 \times \left(\frac{12.06}{30} \right) \left[\sqrt{1 + \frac{30(41 \times 12.06)}{7.5(12.06)^2}} - 1 \right] = 17.0\text{cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2 + A_{s'}(y - d')^2]$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2] = \frac{30 \times 17^3}{3} + 15[12.06(41 - 17)^2] = 153328,4\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} Y}{I} = \frac{116.32 \times 10^{-3} \times 17 \times 10^{-2}}{153328,4 \times 10^{-8}} = 12.90\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 12.90\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - Y)$$

$$\sigma_s = 15 \frac{116.32 \times 10^{-3}}{153328.4 \times 10^{-8}} (0.41 - 0.17) = 273.11\text{MPa}$$

$$\text{Fissuration peu préjudiciable } \bar{\sigma}_s \leq f_e = 400\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 273.11\text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 400\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En appuis :**

Puisque la fissuration peut être préjudiciable et l'acier utilisé est le FeE400, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$Y = 15 \frac{(A_s + A_{s'})}{b} \left[\frac{\sqrt{1 + b(dA_s + dA_{s'})}}{7.5(A_s + A_{s'})^2} - 1 \right]$$

$$Y = 15 \left(\frac{A_s}{b} \right) \left[\sqrt{\frac{1 + b(dA_s)}{7.5(A_s)^2}} - 1 \right] = 15 \times \left(\frac{6.7}{30} \right) \left[\sqrt{1 + \frac{30(41 \times 6.7)}{7.5(6.7)^2}} - 1 \right] = 13.56\text{cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2 + A_{s'}(y - d')^2]$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2] = \frac{30 \times 6.7^3}{3} + 15[6.7(41 - 13.56)^2] = 78679.5\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} Y}{I} = \frac{60.94 \times 10^{-3} \times 13.56 \times 10^{-2}}{78679.5 \times 10^{-8}} = 10.5\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 10.5\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - Y)$$

$$\sigma_s = 15 \frac{60.94 \times 10^{-3}}{78679.5 \times 10^{-8}} (0.41 - 0.1356) = 318.80\text{MPa}$$

$$\text{Fissuration peu préjudiciable } \bar{\sigma}_s \leq f_e = 400\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 318.80\text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 400\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

V.1.4- Vérification de la flèche :

$$\square \frac{h}{L} > \frac{1}{16} \rightarrow \frac{45}{570} = 0.079 > 0.062 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\square \frac{h}{L} > \frac{0.7M_0}{10M_0} \rightarrow 0.079 > 0.07 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\square \frac{A_s}{b.d} < \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.0062 < 0.0089 \dots \dots \dots \text{CV}$$

V.1.5-Ferraillage de la poutre secondaires :

➤ **Armatures longitudinales :**

$$\square \text{ Ferraillage en travée } \dots \dots \dots (1.35G + 1.5Q)$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2\sigma_b} = \frac{53.28 \times 10^3}{30 \times 41^2 \times 14.2} = 0.074 < \mu_1 = 0.392$$

$\mu_{bu} < 0.186 \rightarrow$ Pivot A. La section est simple d'armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.074)}) = 0.096$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 41(1 - 0.4 \times 0.096) = 39.43 \text{ cm}$$

$$A_s^t = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{53.28 \times 10^3}{39.43 \times 348} = 3.88 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.23bx dx \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.30 \times 0.41 \times \frac{2.1}{400} = 1.4 \text{ cm}^2 < A_s^t = 2.6 \text{ cm}^2 \text{ on prend } 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

▪ **Ferraillage sur appui (G + Q ± E)**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2\sigma_b} = \frac{55.34 \times 10^3}{30 \times 41^2 \times 18.48} = 0.059 < \mu_1 = 0.392$$

$\mu_{bu} < 0.186 \rightarrow$ Pivot A. La section est simple d'armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.059)}) = 0.076$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 41(1 - 0.4 \times 0.076) = 39.75 \text{ cm}$$

$$A_s^a = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{55.34 \times 10^3}{39.75 \times 348} = 4 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.23bx dx \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.30 \times 0.41 \times \frac{2.1}{400} = 1.4 \text{ cm}^2 < A_s^t = 8.3 \text{ cm}^2$$

on prend 6HA12=6.78cm²

▪ **Vérification :**

- Pourcentage minimale d'après RPA99/v2003

$$A_{\min} = 0.5\%(bxh) = 67.5 \text{ cm}^2$$

- Pourcentage maximale d'après le RPA99/v2003

$$4\%. \text{ b.h en zone courante } (A_{s, \max} = 54 \text{ cm}^2)$$

$$6\%. \text{ b.h en zone de recouvrement } (A_{s, \max} = 81 \text{ cm}^2)$$

➤ **Armature transversale :**

D'après le **BAEL91 :**

$$\phi_1 \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \text{ cm} = \min\left(\left(\frac{45}{35} = 1.3; \frac{30}{10} = 3; 1.2\right)\right)$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

D'après le **RPA99/v2003**

La quantité d'armatures transversales minimales est de : $A_t \geq 0.3\% S_t b$

- Pour la zone nodale $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = 11.25\text{cm}$

Donc on adoptera un espacement de $S_t = 11\text{cm}$

- Pour la zone courante $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5\text{cm}$

Donc on adoptera un espacement de $S_t = 22\text{cm}$

Ça nous donne $\begin{cases} S_t = 11\text{cm} \Rightarrow \text{zone nodale : } A_t \geq 0.3\%(11)(30) = 0.99\text{cm} \\ S_t = 15\text{cm} \Rightarrow \text{zone courante : } A_t \geq 0.3\%(22)(30) = 1.98\text{cm} \end{cases}$

On adoptera $4T8 = 2.01\text{ cm}^2$ avec un espacement dans :

- Zone nodale $S_t = 11\text{cm}$
- Zone courante $S_t = 22\text{cm}$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \rightarrow \frac{85.15}{30 \times 41} = 0.069\text{Mpa}$$

$$\tau_* = \min(0.15f_{c28}; 4\text{Mpa}) = \min(3.75; 4) = 3.75\text{Mpa} > \tau_u = 0.069 \dots \dots \dots \text{CV}$$

V.1.6-Vérification à ELS :

➤ En travée :

Puisque la fissuration peut préjudiciable et l'acier utilisé est le FeE400, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$Y = 15 \frac{(A_s + A_{s'})}{b} \left[\frac{\sqrt{1 + b(dA_s + dA_{s'})}}{7.5(A_s + A_{s'})^2} - 1 \right]$$

$$Y = 15 \left(\frac{A_s}{b} \right) \left[\sqrt{\frac{1 + b(dA_s)}{7.5(A_s)^2}} - 1 \right] = 15 \times \left(\frac{3.39}{30} \right) \left[\sqrt{1 + \frac{30(41 \times 3.39)}{7.5(3.39)^2}} - 1 \right] = 10.22\text{cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2 + A_{s'}(y - d')^2]$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2] = \frac{30 \times 10.22^3}{3} + 15[3.39(41 - 10.22)^2] = 58850.34\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} Y}{I} = \frac{52.88 \times 10^{-3} \times 10.22 \times 10^{-2}}{58850.34 \times 10^{-8}} = 9.18\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9.18\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - Y)$$

$$\sigma_s = 15 \frac{45.88 \times 10^{-3}}{58850.34 \times 10^{-8}} (0.41 - 0.1022) = 360\text{MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable $\bar{\sigma}_s \leq f_e = 400\text{MPa}$

$\sigma_s = 27.66\text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 400\text{MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

➤ **En appuis :**

Puisque la fissuration est peut préjudiciable et l'acier utilisé est le FeE400, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$Y = 15 \frac{(A_s + A_{s'})}{b} \left[\sqrt{\frac{1 + b(dA_s + dA_{s'})}{7.5(A_s + A_{s'})^2}} - 1 \right]$$

$$Y = 15 \left(\frac{A_s}{b} \right) \left[\sqrt{\frac{1 + b(dA_s)}{7.5(A_s)^2}} - 1 \right] = 15 \times \left(\frac{6.78}{30} \right) \left[\sqrt{1 + \frac{30(41 \times 6.78)}{7.5(6.78)^2}} - 1 \right] = 13.62\text{cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2 + A_{s'}(y - d')^2]$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2] = \frac{30 \times 13.62^3}{3} + 15[6.78(41 - 13.62)^2] = 101506.56\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} Y}{I} = \frac{39.08 \times 10^{-3} \times 13.62 \times 10^{-2}}{101506.56 \times 10^{-8}} = 5.24\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

$\sigma_{bc} = 5.2\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - Y)$$

$$\sigma_s = 15 \frac{39.08 \times 10^{-3}}{101506.56 \times 10^{-8}} (0.41 - 0.1362) = 158.12\text{MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable $\bar{\sigma}_s \leq f_e = 400\text{MPa}$

$\sigma_s = 158.12\text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 400\text{MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

V.1.7-Vérification de la flèche :

$$\blacksquare \frac{h}{L} > \frac{1}{16} \rightarrow \frac{45}{535} = 0.084 > 0.062 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\blacksquare \frac{h}{L} > \frac{0.7M_0}{10M_0} \rightarrow 0.084 > 0.07 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\blacksquare \frac{A_s}{b.d} < \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.005 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{CV}$$

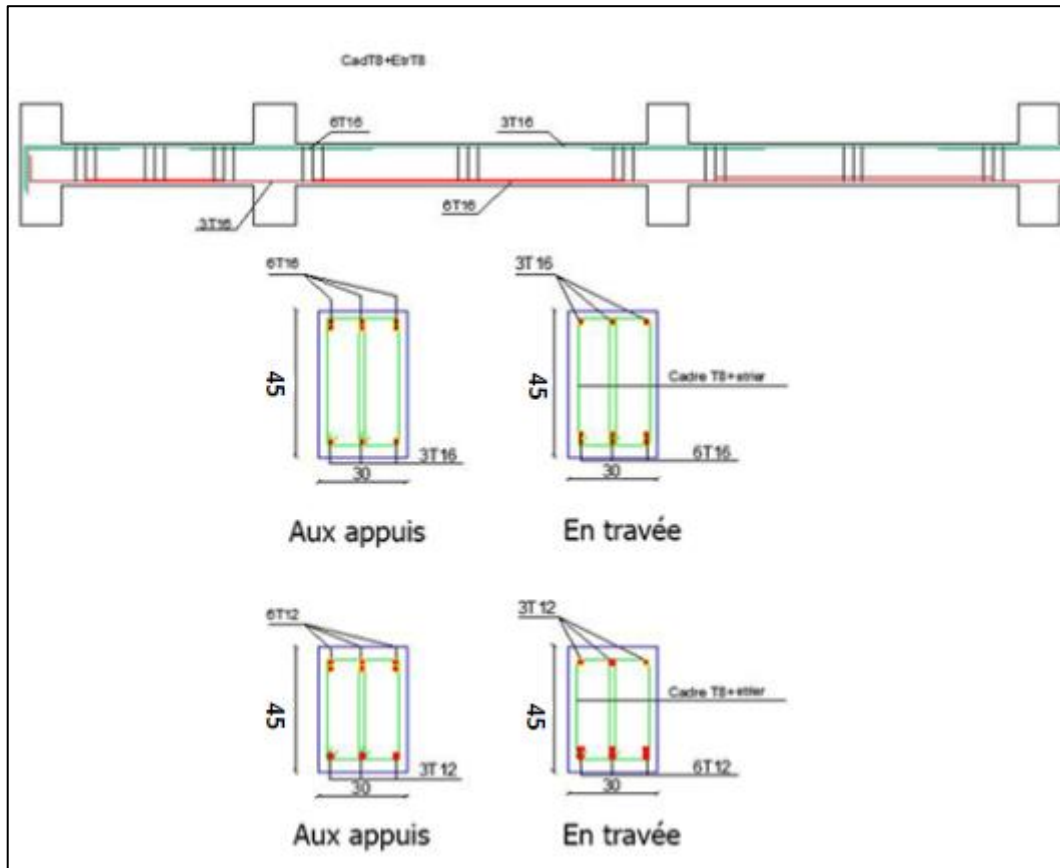


Figure V.1: Schéma du ferrailage des poutres

V.2. Etude des poteaux :

❖ Définition :

Les éléments porteurs verticaux, tels que les poteaux, sont conçus pour supporter les charges et surcharges provenant des différents niveaux d'une construction et les transmettre aux fondations.

❖ Sollicitation internes :

Bien que les poteaux supportent les charges verticales essentiellement des efforts de compressions (N) ils ont aussi sollicité par de moments de flexion (M) et des efforts tranchant (V) résultent de la charge horizontale (séisme).

❖ Ferrailage des poteaux :

Les poteaux des éléments structuraux assurent la transmission des efforts des poutres vers les fondations, ils sont soumis à des efforts normaux, et des couples de moments fléchissant dans les deux direction longitudinale et transversales, ils sont donc calculés en flexion biaxiale composée, les efforts normaux (N) et les moments fléchissant (M_x ; M_y) sont donnée par les combinaisons les plus défavorable introduits dans le logiciel **ROBOT 2019** comme suit :

$$\begin{cases} ELU = 1.35G + 1.5Q \\ ELS = G + Q \\ ELA = \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases} \end{cases}$$

Le ferrailage des poteaux doit être mené conformément aux exigences du CBA93 (voir l'organigramme du ferrailage des section de béton en flexion composée) et aussi aux prescriptions du RPA99/V2003 données ci-après :

❖ **Recommandation du règlement parasismique algérien RPA99/Version2003**

➤ **Les Armatures longitudinales**

- Les armatures longitudinales doivent être a haute adhérence, droites et sans crochets ;
- Leur pourcentage minimal sera
 - **0.8%** de section de béton (en zone IIa) ;
 - **0.9%** de la section de béton (en zone IIb et III)
- Leur pourcentage maximal sera de
 - **4%** de la section de béton (en zone courante) ;
 - **6%** de la section de béton (en zone de recouvrement) ;
- Le diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales est de 12mm ;
- La longueur minimale de recouvrement est de
 - **40Φ** (en zone I et IIa) ;
 - **50Φ** (en zone IIb et III) ;
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser :
 - **25cm** (en zone I et IIa) ;
 - **20cm** (en zone IIb et III) ;
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si à possible à l'extérieur des zones.
- **Les armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées selon le **RPA99/V2003 (Art : 7.4.2.2)** à l'aide de la formule suivant :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Tel que :

- V_u : est l'effort tranchant de calcul.

- h_t : Hauteur total de la section brute.
- f_e : contrainte élastique de l'acier d'armature transversales .
- ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égale à :

$$\begin{cases} 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 (\lambda_g: l' \text{ elancement géometrique}) \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

L'élancement géométrique du poteau est donné par :

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a}; \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec :

a et **b** sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction considérée

t : est l'espacement des armatures transversales ; la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit

▪ **Dans la zone nodale :**

$$t \leq \min(10\phi_1, 15\text{cm}) \text{ en zone I et Ia}$$

$$t \leq 10\text{cm en zone IIb et III ;}$$

▪ **Dans la zone courante :**

$$t' \leq 10\phi_1 \text{ en zone IIb et III}$$

$$t' \leq \min\left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_t}{2}, 10\phi\right) \text{ en zone IIb et III}$$

Ou ϕ_t est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

➤ La quantité d'armature transversale minimale **At/t. b_1** en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} \text{si } \lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0.3\% \\ \text{si } \lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0.8\% \\ \text{si } 3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow \text{Interpoler entre les valeurs limites précédentes} \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_l$ minimum.

❖ **Vérification de l'effort normal de compression**

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

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

$$V = \frac{1207.64 \times 10^3}{40 \times 40 \times 25 \times 10^2} = 0.3 \leq 0.30 \dots \dots \dots CV$$

- N_d : Désigne l'effort normal de compression de calcul sous combinaison accidentelles : (Sismique) ;
- B_c : l'aire (section brute) de cette dernière ;
- f_{c28} : La résistance caractéristique du béton à l'âge 28 jours

Les sollicitations prises pour le calcul du ferrailage des différents cas de chargement possible sont résumées comme suit :

$$\begin{cases} M_{33 \cdot \max} - N_{\text{cor}} \\ M_{33 \cdot \min} - N_{\text{cor}} \end{cases}; \begin{cases} M_{22 \cdot \max} - N_{\text{cor}} \\ M_{22 \cdot \min} - N_{\text{cor}} \end{cases}; \begin{cases} N_{\max} - M_{33 \cdot \text{cor}} \\ N_{\max} - M_{33 \cdot \text{cor}} \end{cases}$$

V.2.1-Calcul le ferrailage poteau :

a). Armatures longitudinales

sens de X

- Situation accidentelle : $\gamma_b = 1.15$ et $\gamma_s = 1$
- $\begin{cases} \sigma_b = 16.26 \text{ Mpa} \\ \sigma_s = 400 \text{ Mpa} \end{cases}$

- Calcul de l'excentricité :

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

Nous avons : $N = 181 \text{ kN}$ $M = 129 \text{ kN.m}$

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{95.88}{204.48} = 0.47 \text{ m} \rightarrow e_1 = 47 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10000 \cdot h} (2 + \alpha\phi)$$

$$l_f = 0.7l_0 = 0.7 \times 320 = 224 \text{ cm}$$

$$\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{M_u}{1.5 \times M_s} \right) = 0.87$$

ϕ : Le rapport de la déformation final due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considère ; ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$e_2 = \frac{3(224)^2}{10^4 \cdot (40)} (2 + 0.87 \times 2) = 1.41 \text{ cm} \rightarrow e_2 = 1.41 \text{ cm}$$

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm}; \frac{l}{250} \right) = \max \left(2 \text{ cm}; \frac{320}{250} = 1.28 \right) = 2 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } e = 47 + 1.41 + 2 = 50.41 \text{ cm}$$

- Calcul du coefficient de remplissage :

$$\Psi = \frac{N}{N_{b,max}} = \frac{N}{b \cdot h \sigma_b} = \frac{204.48 \times 10}{40 \times 40 \times 16.26} = 0.078$$

On compare ce coefficient à 0.81 :

$\Psi = 0.078 < 0.81$, donc on détermine l'excentricité critique relative ξ :

$$\Psi = 0.078 \leq \frac{2}{3} \rightarrow \xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\Psi})} = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0.078}}{4(3 + \sqrt{9 - 12 \times 0.078})} = 0.165$$

$$e_{nc} = \xi \cdot h = 0.165 \times 40 = 6.6 \text{ cm}$$

On compare en cet e :

$e = 38.92 \text{ cm} > e_{nc} = 6.6 \text{ cm}$: **La section est partiellement comprimée.**

Remarque :

Tout problème en flexion composée, lorsque la section est partiellement comprimée, se ramène à un calcul de flexion simple avec moment fictif.

$$A_s = A_{s, \text{Fictif}} - \frac{N}{\sigma_{su}}$$

Avec :

A_s : Section d'armature tendue en flexion composée.

A_s fictif: Section d'armature comprimée en flexion composée :

$$M_1 = M + N \left[d - \frac{h}{2} \right] = N_u \left[e + d - \frac{h}{2} \right]$$

$$M_1 = 95.88 + 204.48 \left[0.320 - \frac{0.4}{2} \right] = 120.41 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = 120.41 \text{ KN.m}$$

M_1 : moment par rapport aux armatures tendues

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b_0 \cdot d^2} = 0.203 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0.203 < 0.186 \rightarrow 0.259 < \alpha < \alpha_1 = 0.668$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2(0.203)} \right] = 0.286 \text{ cm}$$

$$A_{s, \text{Fictif}} = 0.286 \times 40 \times 32 \cdot \frac{16.26}{400} = 14.88 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{s, \text{Fictif}} - \frac{N}{\sigma_{su}} = 14.23 - \frac{204.48}{400} = 13.71$$

$$\text{cm}^2 > A_{min} = 1.63 \text{ cm}^2$$

sens Y

- Situation accidentelle : $\gamma_b = 1.15$ et $\gamma_s = 1$

$$\begin{cases} \sigma_b = 16.26 \text{ Mpa} \\ \sigma_s = 400 \text{ Mpa} \end{cases}$$

- **Calcul de l'excentricité :**

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

Nous avons :

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{95.88}{245.51} = 0.391 \text{ m} \rightarrow e_1 = 39.1 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10000 \cdot h} (2 + \alpha\phi)$$

$$l_f = 0.7l_0 = 0.7 \times 320 = 224 \text{ cm}$$

$$\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{M_u}{1.5 \times M_s}\right) = 0.88$$

ϕ : Le rapport de la déformation final due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considère ; ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$e_2 = \frac{3(214.2)^2}{10^4 \cdot (40)} (2 + 0.88 \times 2) = 1.29 \text{ cm} \rightarrow e_2 = 1.29 \text{ cm}$$

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{l}{250}\right) = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{320}{250} = 1.28\right) = 2 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } e = 39.1 + 1.29 + 2 = 42.39 \text{ cm}$$

- **Calcul du coefficient de remplissage :**

$$\Psi = \frac{N}{N_{b,max}} = \frac{N}{b \cdot h \sigma_b} = \frac{245.51 \times 10}{40 \times 40 \times 16.26} = 0.094$$

On compare ce coefficient à 0.81 :

$\Psi = 0.094 < 0.81$, donc on détermine l'excentricité critique relative ξ :

$$\Psi = 0.094 \leq \frac{2}{3} \rightarrow \xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\Psi})} = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0.094}}{4(3 + \sqrt{9 - 12 \times 0.094})} = 0.163$$

$$e_{nc} = \xi \cdot h = 0.163 \times 40 = 6.52 \text{ cm}$$

On compare en cet e :

$$e = 40.03 \text{ cm} > e_{nc} = 6.52 \text{ cm}. \text{ La section est partiellement comprimée.}$$

Remarque :

Tout problème en flexion composée, lorsque la section est partiellement comprimée, se ramène à un calcul de flexion simple avec moment fictif.

$$A_s = A_{s, \text{Fictif}} - \frac{N}{\sigma_{su}}$$

Avec :

A_s : Section d'armature tendue en flexion composée.

A_s fictif: Section d'armature comprimée en flexion composée :

$$M_1 = M + N \left[d - \frac{h}{2} \right] = N_u \left[e + d - \frac{h}{2} \right]$$

$$M_1 = 95.88 + 245.51 \left[0.320 - \frac{0.4}{2} \right] = 125.34 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = 40.97 \text{ KN.m}$$

M_1 : moment par rapport aux armatures tendues

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b_0 \cdot d^2} = 0.202 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0.202 < 0.186 \rightarrow 0.259 < \alpha < \alpha_1 = 0.668$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2(0.202)} \right] = 0.284$$

$$A_{s.Fictif} = 0.284 \times 40 \times 32 \cdot \frac{16.26}{400} = 14.77 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{s.Fictif} - \frac{N}{\sigma_{su}} = 14.77 - \frac{245.51}{400} = 9.06 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.63 \text{ cm}^2$$

Choix de ferrailage

N.B puisque le séisme change la direction, on a ferrillé le poteau symétriquement et sous les efforts maximum (M ; N)

Nous avons les sections limites exigées par les **RPA99/V2003** :

$$A_{min} = 0.9\% \times 40 \times 40 = 14.40 \text{ cm}^2 \text{ (Pour la zone III)}$$

$$A_{max} = (\text{Zone courante}) = 4\% \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = (\text{Zone recouvrement}) = 6\% \times 35 \times 35 = 96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc le choix : } A_s = (8\text{HA}16) = 16.08 \text{ cm}^2$$

- **Vérification :**

$$A_{min} = 14.77 \text{ cm}^2 < A = 16.08 \text{ cm}^2 < \begin{cases} A_{max} = 64 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Zone courante} \\ A_{max} = 96 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Zone de recouvrement} \end{cases}$$

- **Longueur de recouvrement :**

$$50\phi = 50 \times 16 = 800 \text{ mm}$$

c) Armatures transversales

On choisit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = m_t \times a_t = m_t x \frac{\pi x d^2}{4} = 4x \frac{3.14 \times 0.08^2}{4} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots A_t = 4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

❖ **Escarpeement des armatures transversales : selon RPA99**

- Dans zone nodale $\Rightarrow t \leq 10\text{cm}$ en zone IIb et III ;
- Dans la zone courante : $t \leq \min(\frac{b_1}{2}, \frac{h_t}{2}, 10\phi)$ en zone IIb et III

On prend **t = 15cm**

- **Vérification des armatures transversales RPA99/V2003**

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \cdot V}{h_t \cdot f_e}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{l_f}{b} = \frac{0.7 \times (3.2)}{0.40} = 5.6 \Rightarrow \rho_b = 2.5$$

$$A_t = \frac{\rho \cdot V \cdot t}{h_t \cdot f_e} = \frac{2.5 \times 1207.64}{40 \times 235} = 0.321 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0.321 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$$

d) Vérification de la quantité d'armature transversales minimale

$$\frac{A_t}{t \times b} \% = \begin{cases} 0.3\% \Rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \Rightarrow \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Dans notre cas : $\lambda_g = 6.4 \Rightarrow \frac{A_t}{t \times b} = \frac{2.01}{10 \times 40} \times 100 = 0.525\% > 0.3\% \dots \dots \dots \text{CV}$

- **Justification des poteaux sous l'effet de l'effort tranchant**

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement**

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre.

La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l'effort tranchant à l'état limité ultime par :

$$\tau = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1207.64}{40.32} = 0.94 \text{ Mpa}$$

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible τ_u égale à :

$\tau_u < (0.15 f_{c28} / \gamma_b, 4 \text{ Mpa}) \dots \dots$ Pour une fissuration préjudiciable, ou très préjudiciable

$$\Rightarrow \tau_u = 2.87 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28} \dots \dots \dots \text{Selon RPA99/V2003}$$

Avec :

$$\rho_b = 0.075 \text{ si } \lambda_b > 5$$

$$\rho_b = 0.040 \text{ si } \lambda_b < 5$$

$$\text{On a } \lambda = 6.4 \Rightarrow \rho_b = 0.075 \Rightarrow \tau_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.65 \text{ Mpa}$$

Constataion :

$$\tau_u = 1.60 \text{ Mpa} < \min(2.87 \text{ Mpa}; 1.65 \text{ Mpa}) \dots \dots \dots \text{C V}$$

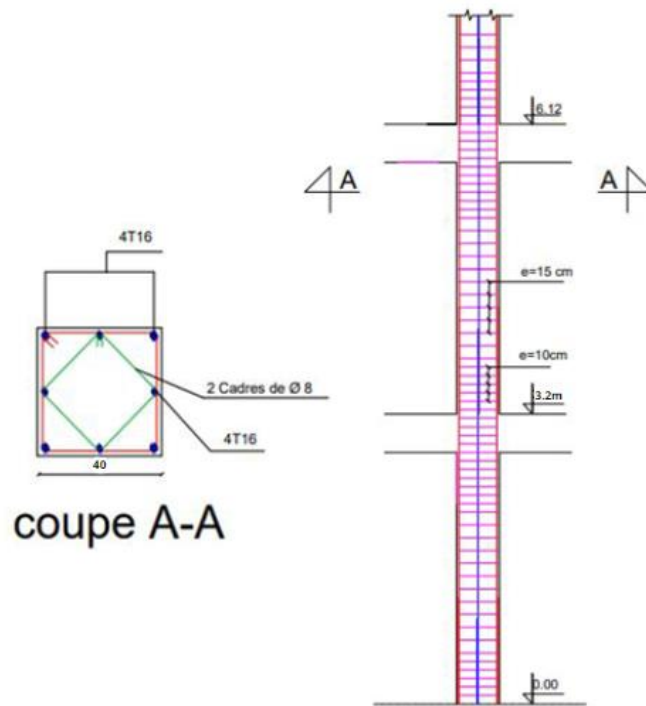


Figure V.2: Ferrailage du poteau

V.3.-Etude des voiles:

V- 3.1-Introduction :

Les voiles sont des éléments structuraux de la construction. Leur ferrailage est réalisé conformément aux dispositions du règlement **BAEL91** (Calcul des structures en béton) et les vérifications sont effectuées selon le règlement parasismique algérien **RPA99/V2003**. Les voiles sont soumis à des actions horizontales, telles que les séismes et le vent, ainsi qu'à des forces dues aux charges verticales.

Les sollicitations engendrées dans un voile comprennent principalement les suivantes :

- **Flexion composée** : Le voile est soumis à des moments fléchissants résultant des charges verticales et des actions horizontales. La combinaison de ces forces crée une flexion composée dans le voile
- **Effort tranchant** : Les actions horizontales peuvent également entraîner un effort tranchant dans le voile

Il est donc nécessaire de dimensionner et de renforcer adéquatement le ferrailage du voile pour résister à ces sollicitations.

Le ferrailage des voiles consiste à la détermination de trois dispositions du ferrailage qui sont :

- Aciers verticaux
- Aciers horizontaux

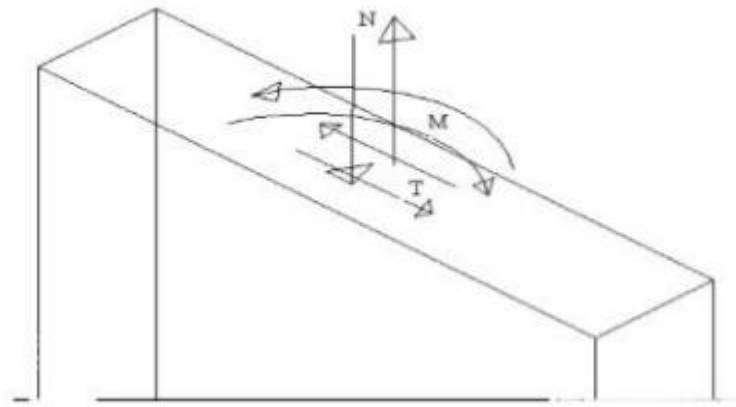


Figure.V.3 : Voile soumis à la flexion composée.

V- 3.2-Etude de la section soumise à la flexion composée :

On détermine les

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} v$$

Avec :

- N : effort normal appliqué
- M : Moment fléchissant appliqué
- A : section transversale du voile
- v : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.
- I : moment d'inertie.

• **Remarque :**

Si σ_1 et σ_2 sont du signe négatif on aura une section entièrement tendue (SET).

Si σ_1 et σ_2 sont du signe positif on aura une section entièrement comprimée (SEC)

Si σ_1 et σ_2 sont du signe contraire on aura une section partiellement comprimée (SPC)

▪ **Section partiellement comprimée (tendue) :**

Pour connaître la zone tendue et la zone comprimée, il faut calculer la longueur de la zone tendue μ en utilisant les triangles semblables :

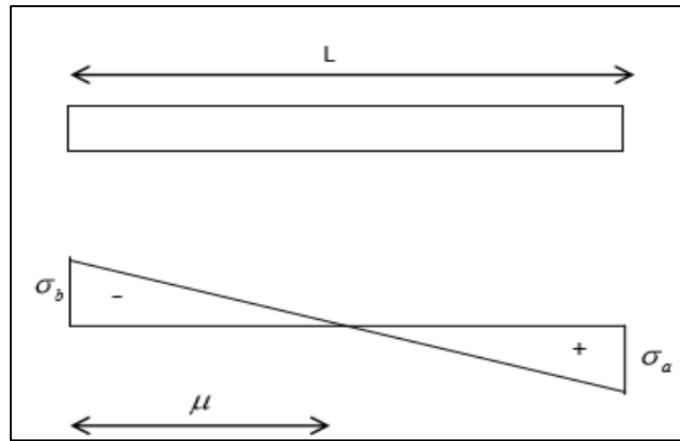


Figure V.4 : Section partiellement comprimée

$$\tan \alpha = \frac{\sigma_a}{L-\mu} = \frac{\sigma_b}{\mu} \Rightarrow \mu = \frac{\sigma_b}{\left[\left(\frac{\sigma_b}{\sigma_a}\right)+1\right]}$$

L'effort de traction dans la zone tendue est donné par :

$$T = \frac{(\sigma_b \times \mu \times b)}{2}$$

La section d'acier nécessaire est donnée par :

$$A_s = \left[\frac{T}{\left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} \right]$$

- Section entièrement tendue :

Dans ce cas on a deux contraintes de traction longueur tendue μ est égale à (L) l'effort de traction est égal à $T = 0.5 \times (\sigma_b \times \sigma_a) \times \mu \times b$

La section d'armature est : $A_s = \left[\frac{T}{\left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} \right]$

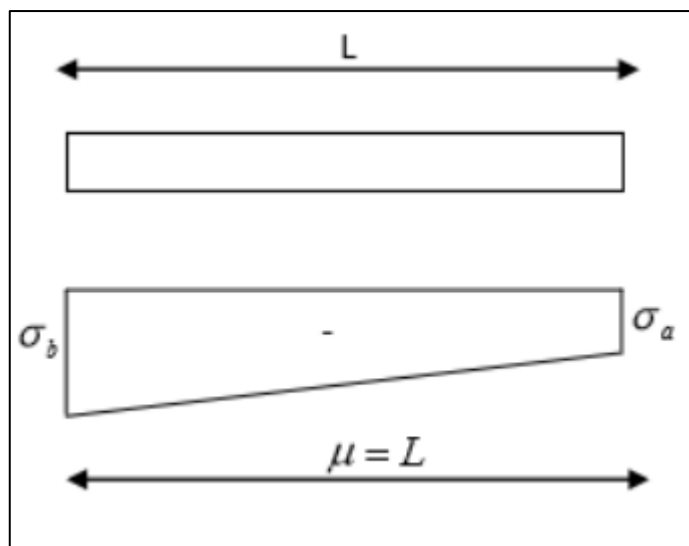


Figure.V.5 : Section entièrement tendue.

▪ **Section entièrement comprimée :**

Dans ce cas on a deux contraintes de compression, a la section du voile est soumise à la compression et comme le béton résiste bien à la compression, la section d'acier sera celle exigée par l'RPA (le ferrailage minimum).

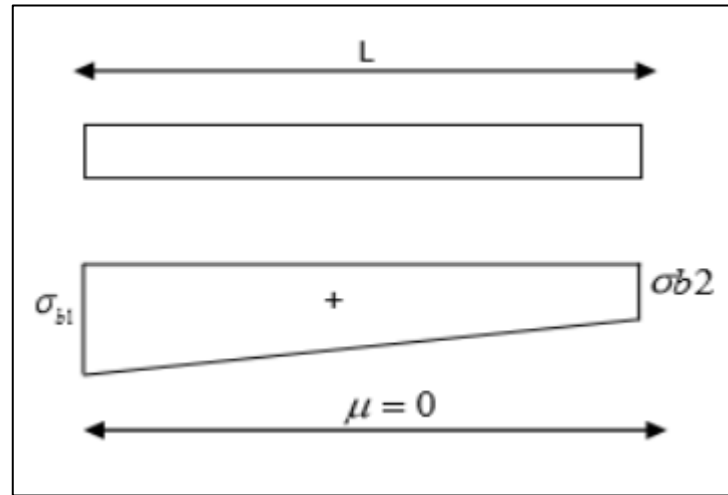


Figure V.6 : Section entièrement comprimée

• **Combinaison**

Les combinaisons des actions ont considéré pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

V- 3.3-Prédimensionnement des voiles :

Les différentes épaisseurs des voiles dans le tableau suivant :

Tableau.V.3: Prédimensionnement des voiles

Voiles	Hauteur	Epaisseur
RDC + 1 ^{ere} ⇒ 4 ^{eme} Etages	3.20m	20cm

➤ **Les Armatures Verticales :**

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'ils puissent reprendre les contraintes induites par la flexion composée, en tentant compte des prescriptions composées par **RPA99/V2003** Et décrites ci-dessous

▪ L'effort de traction engendré dans une partie du voile être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontal du béton tendu.

$$A_{min} = 0.2\% \times L_t \times e$$

L_t : Longueur de zone tendue.

e : épaisseur du voile.

- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturée avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur des voiles.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieurs.
- Toutes les autres barres n'ont pas des crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres soit être réduit de moitié sur $(1/10)$ de la largeur du voile (comme indique la figure suivant). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

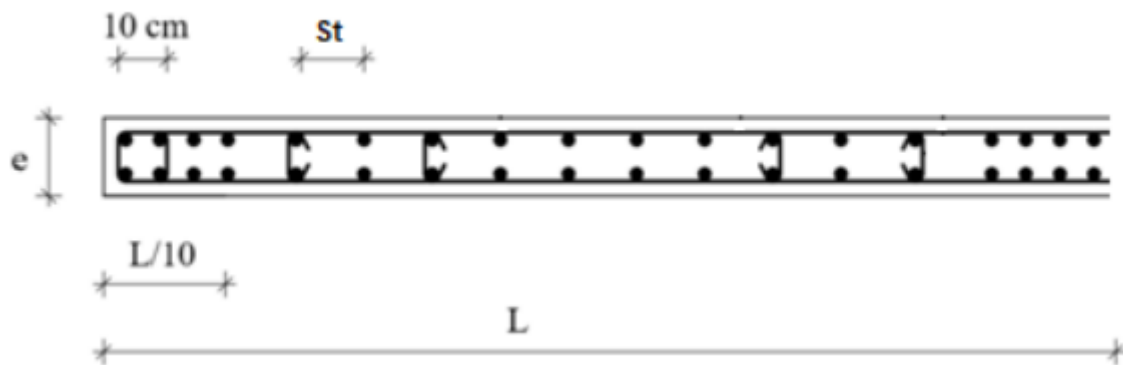


Figure V.7: disposition des armatures verticales dans les voiles

➤ **Armatures horizontales :**

Comme dans le cas des aciers verticaux, les aciers horizontaux doivent respecter certaines prescriptions présentées ci-après

- Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munie de crochets à 135° ayant une longueur de **10 ϕ** .
- Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

➤ **Règles communes :**

- ❖ L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes (**art 7.7.4.3 RPA99/V2003**).

$$S \leq 1.5a$$

$$S \leq 30$$

❖ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile $\Rightarrow 0.15\%$
- En zone courante $\Rightarrow 0.10\%$

➤ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur. Les diamètres des verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne doivent pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile. Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

40Ø : pour les barres situées les zones ou le recouvrement du signe des efforts possible

20Ø : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

V- 3.4-Calcul le ferrailage des voiles :

V- 3.4.1-Calcul des armatures verticales :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion simple composée sous les sollicitation les plus défavorable (M, N) pour une section ($e \times l$). La section trouvé (A) sera répartie sur la zone tendu de la section en respectant les recommandations du **RPA99/v2003**.

1^{er} Cas

- **Caractéristique géométrique du voile :**

$$A = e \times L \Rightarrow 0.2 \times 1.6 = 0.32m^2$$

$$V = V' = \frac{L}{2} \Rightarrow \frac{1.6}{2} = 0.80m$$

$$I = \frac{e x L^3}{12} = \frac{0.2 \times 1.6^3}{12} = 0.06827m^4$$

- **Ferrailage sous combinaison (0.8G ± E)**

a) Calcul de contrainte :

a) Calcul de contrainte :

$$\sigma_1 < 0 \text{ et } \sigma_2 > 0 \text{ Donc la section est partiellement comprimée}$$

On calcul la longueur de la zone de traction

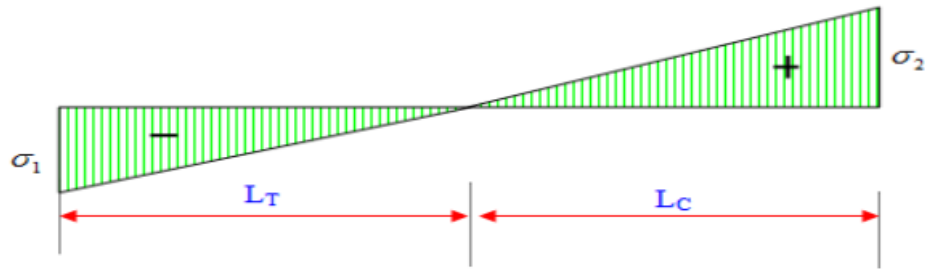


Figure.V.8 : Schéma statique des contraintes.

- **Calculé la zone tendu**

$$L_t = \frac{L}{\left[\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_2}\right)+1\right]} = \frac{1.6}{\left[\left(\frac{2983.19}{2525.64}\right)+1\right]} = 0.73m$$

$$T = \frac{\sigma_1 \times L_t \times b}{2} = \frac{2983.19 \times 0.73 \times 0.2}{2} = 217.77KN$$

$$T = 217.77KN.$$

$$A_s = \frac{T}{\left[\left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)\right]} = \frac{217.77 \times 10^3}{400} = 5.4cm^2$$

$$A_s = 5.4cm^2$$

- **Dans la zone tendue (d'about) : D'après le RPA 99 (Art 7.7.4.1):**

$$A_{sRPA} = 0,20\%b \times L_t$$

b : épaisseur du voile

L_t : longueur de la section tendue

$$A_{sminRPA} = 0,002 \times 0,2 \times 0.73 = 2.9cm^2$$

- **Dans la zone courante : D'après le RPA 99 (Art 7.7.4.3):**

$$A_{sminRRPA} = 0,15\% \times b \times l = 0,15\% \times 0,2 \times 1.6 = 4.8cm^2$$

$$\text{Donc : } A_{svl} = \max(A_s, A_{sminRPA};) = (5.4; 15.6) = 15.6cm^2.$$

On adopté : **9HA14 = 15,6cm².**

2^{er} Cas

- **Caractéristique géométrique du voile :**

$$A = e \times L \Rightarrow 0.2 \times 1.6 = 0.32m^2$$

$$V = V' = \frac{L}{2} \Rightarrow \frac{1.6}{2} = 0.8m$$

$$I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0.2 \times 1.6^3}{12} = 0.068m^4$$

- **Ferraillage sous combinaison (0.8G ± E)**

a) Calcul des contraintes :

$\sigma_1 < 0$ et $\sigma_2 > 0$ Donc la section est partiellement comprimée

On calcule la longueur de la zone de traction

- **Calculé la zone tendue**

$$L_t = \frac{L}{\left[\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_2}\right) + 1\right]} = \frac{1.6}{\left[\left(\frac{3516.89}{1997.14}\right) + 1\right]} = 0.58m$$

$$T = \frac{\sigma_1 \times L_t \times b}{2} = \frac{3516.89 \times 0.58 \times 0.2}{2} = 203.97KN$$

T = 203.97KN.

$$A_s = \frac{T}{\left[\left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)\right]} = \frac{203.97 \times 10^3}{400} = 5.09cm^2$$

$$A_s = 5.09cm^2$$

- **Dans la zone tendue (d'about) : D'après le RPA 99 (Art 7.7.4.1):**

$$A_{sRPA} = 0.20\% b \times L_t$$

b : épaisseur du voile

L_t: longueur de la section tendue

$$A_{sminRPA} = 0.002 \times 0.2 \times 0.58 = 2.3cm^2$$

- **Dans la zone courante : D'après le RPA 99 (Art 7.7.4.3):**

$$A_{sminRRPA} = 0.15\% \times b \times l = 0.15\% \times 0.2 \times 1.6 = 4.8cm^2$$

$$\text{Donc : } A_{sv2} = \max(A_s, A_{sminRPA};) = (5.09; 4.8) = 5.09cm^2.$$

- **Choix des armatures :**

$$\text{Donc } A_{svertical} = \max(A_{sv1}; A_{sv2}) = (18.10; 5.09) = 18.10cm^2$$

On adopte : **9HA16 = 18,10cm².**

V- 3.4.2-Vérification au cisaillement :

La vérification de la résistance au cisaillement se fait avec majoration de 40% de la contrainte de cisaillement.

La contrainte de cisaillement est limitée comme suit :

V : effort tranchant à la base du refond.

b: la longueur de la section (épaisseur du voile).

$$d = 0.9h = 320 \times 0.9 = 2.88m$$

h = hauteur de la section.

Fissuration préjudiciable : $\tau_u = \min(0.15f_{cj}/\gamma b, 4\text{MPa}) = 3,75\text{MPa}$ $V = 56,3\text{KN}$

$$\tau = 1,4 \times \frac{84,6 \times 10^{-3}}{0,2 \times 2,88} = 0,205\text{MPa}$$

$$\tau < \overline{\tau}_u = 0,205 < 3,75$$

V- 3.5. Calcul de ferrailage horizontal :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\tau - \tau_0}{0,9 \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right)} \times b$$

$$\tau_0 = 0,3f_{tj}^* \times K; f_{tj}^* = \min\{f_{tj}; 3\text{MPa}\}$$

$K = 0$ cas de reprise de bétonnage

$$\alpha = 90^\circ: S_t \leq (1,5e; 30\text{cm}) = 25\text{cm}$$

$$A_t \geq \frac{\tau \times S_t}{0,9 \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right)} \times b = \frac{0,205 \times 25}{0,9 \times 348} \times 20 = 0,327\text{cm}^2$$

D'après le RPA99, le pourcentage minimal exige pour la partie courante qui doit être armée d'un quadrillage d'armature en double nappe est :

- Pour : $\tau \leq 0,025f_{c28} = 0,625\text{MPa} \Rightarrow A_t = 0,0015b \cdot h$
- On a : $\tau > 0,025f_{c28} \Rightarrow A_t = 0,0025b \cdot h$

$$\text{On a : } \tau = 0,187\text{MPa} \leq 0,625 \Rightarrow A_t = 0,0015 \times 20 \times 320 = 9,6\text{cm}^2$$

- Choix des barres : on adopte $9\text{HA}12 = 10,18\text{cm}^2$.

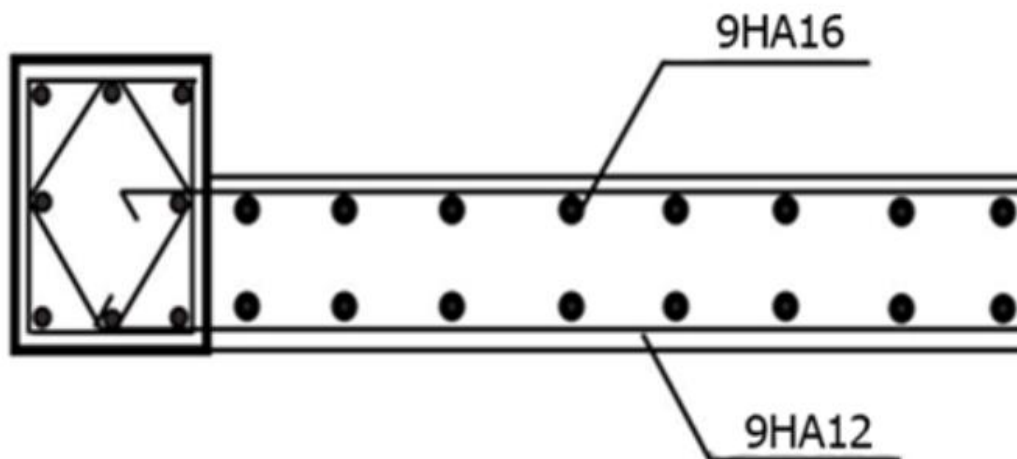


Figure.V.10 : Ferrailage de voile 20cm.

Chapitre VI:
Etude des fondations

VI.1-Introduction :

La fondation d'un ouvrage est la partie de la structure qui est en contact direct avec le sol et qui supporte toutes les charges permanentes et variables de cet ouvrage. Il s'agit d'une composante essentielle de la construction, car sa réalisation correcte garantit la stabilité et la performance globale de l'ensemble de la structure. Une fondation solide et bien conçue assure une répartition adéquate des charges sur le sol et prévient les mouvements et les déformations excessives de l'ouvrage. Par conséquent, une bonne réalisation de la fondation est cruciale pour assurer la durabilité et la sécurité de l'ensemble de la construction.

Les fonctions des fondations superficielles sont essentiellement de deux ordres :

- Transmettre ces charges et surcharge au sol dans de bonnes conditions, de façons à assurer la stabilité de l'ouvrage ;
- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.

❖ Différentes types de fondations :**a. Fondation superficielle :**

Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à faible profondeur :

- Semelles isolées sous poteaux ;
- Semelles filantes sous murs, radiers.

b. Fondation profondes :

Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur pour trouver le terrain résistant, soit flotter dans un terrain peu résistant. Dans ce cas on compte sur les forces de frottement pour s'opposer aux charges de l'ouvrage : puis pieux

❖ La limite entre superficielles et profondes :

Lorsque l'assise de la fondation est proche de la surface, le terme constitué par le poids des terres forme la vague et suffisamment faible pour négligé, On est en fondations superficielles.

Lorsque l'assise de la fondation augmente, ce terme devient significatif et l'on passe en fondations profondes.

Il fallait donc fixer une limite, Cette limite dépend les deux conditions représentées dans la figure

VI.2-Dimensionnement de la semelle

VI.2.1-Vérification de type de la semelle :

Le poids total du bâtiment = 26473.59 KN

La surface totale du bâtiment = 521.725m²

La Vérification le pourcentage d'occupation de surface selon le **DTR BC 2.331** pour choisir le type de fondation :

$$S = \frac{N_t}{\sigma_s} = \frac{26473.59}{200} = 132.36$$

$$\frac{S_{\text{fondation}}}{S_{\text{batiment}}} = \frac{132.36}{521.725} = 0.2536 \rightarrow 25.36\% < 50\%$$

Alors la surface totale de la semelle ne dépasser pas 50% de la surface de sol d'essai, on déterminer le choix de fondation à adopter pour notre structure, ont procédé tout d'abord à la vérification des semelles isolée puis la semelle filante, si ces deux fondations ne sont pas adéquates, on passera à radier générale.

VI.3-Semelle isolée :

Le poteau le plus sollicité à une section rectangulaire (a,b), donc $S = a \times b = 40 \times 40 \text{ cm}^2$

Soit une semelle isolée sous poteau

$N = 756.90 \text{ KN}$; $\sigma_s = 0.20 \text{ Mpa}$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S} = \sigma_s \Rightarrow A \times B \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_s}; \text{ on a } \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{b \times N_{\text{ser}}}{a \times \sigma_{\text{sol}}}} = \sqrt{\frac{0.40 \times 756.90}{0.40 \times 200}} = 1.94 \text{ m}$$

$$A = \sqrt{\frac{a \times N_{\text{ser}}}{b \times \sigma_{\text{sol}}}} = 1.94 \text{ m}$$

$$d \geq \sup \left[\frac{A-a}{4} ; \frac{B-b}{4} \right] = \left[\frac{1.94-0.40}{4} = 0.385 ; \frac{1.94-0.40}{4} = 0.385 \right]$$

donc $d = 0.385 \text{ m}$

$h = d + 0.05 = 0.435 \text{ m}$

Vérification:

$$\sigma = \frac{N_{\text{ser}} + P_{\text{semelle}}}{S_{\text{semelle}}} = \frac{0.075 + [(1.94 \times 1.94 \times 0.385) \times 0.025]}{1.94 \times 1.94} = 0.029 < \sigma_{\text{sol}} = 0.20 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

	$A_s//A$	$A_s//B$
ACC	$A_s = \frac{N_A(A - a)}{8. d. \sigma_{st}} = \frac{0.14(1.94 - 0.40)}{8 \times 0.385 \times 201.63}$ $= 3.47 \text{ cm}^2$	$A_s = \frac{N_A(B - b)}{8. d. \sigma_{st}}$ $= \frac{0.14(1.94 - 0.40)}{8 \times 0.385 \times 201.63}$ $= 3.47 \text{ cm}^2$
ELU	$A_s = \frac{N_u(A - a)}{8. d. \sigma_{st}} = \frac{0.24(1.94 - 0.40)}{8 \times 0.385 \times 201.63}$ $= 5.95 \text{ cm}^2$	$A_s = \frac{N_u(B - b)}{8. d. \sigma_{st}}$ $= \frac{0.24(2.94 - 0.40)}{8 \times 0.385 \times 201.63}$ $= 5.95 \text{ cm}^2$

Donc $A_s//A = 5.95 \text{ cm}^2$ **10HA10 = 7.85 cm²**

$$\text{Esp} = \frac{A - (2d')}{\text{Nombre d'espacement}} = \frac{1.94 - 0.10}{9} = 20.4 \square \square \text{Esp} = 20 \text{ cm}$$

Donc $A_s//B = 5.95 \text{ cm}^2$ **10HA10 = 7.85 cm²**

$$\text{Esp} = \frac{B - (2d')}{\text{Nombre d'espacement}} = \frac{1.94 - 0.10}{9} = 20.4 \square \square \text{Esp} = 20 \text{ cm}$$

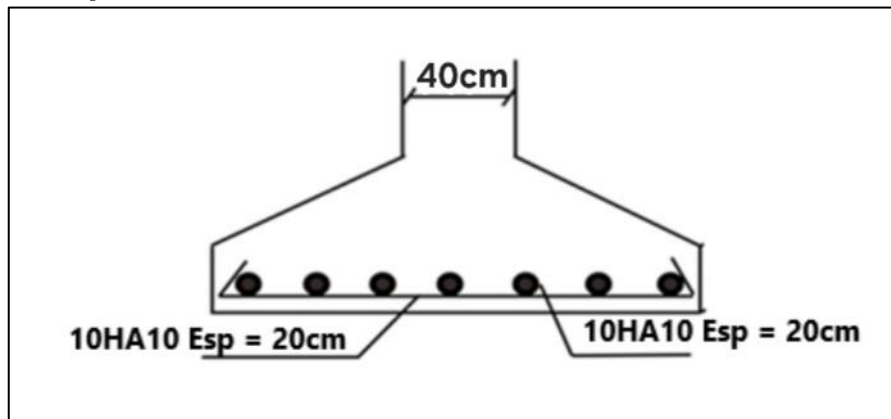


Figure VI.1 : Disposition des armatures d'une semelle isolée

VI.4.-La semelle filante sous voiles

VI.4.1-Prédimensionnement de la semelle filante sous voile VT1

$$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{G+Q}{\sigma_{sol}} = \frac{0.26}{0.20} = 1.30 \text{ m}$$

$$S = Ax1 \rightarrow A = \frac{1.30}{1} = 1.30 \text{ m}$$

Donc on prend $A = 1.30 \text{ m}$

$$d \geq \frac{A-a}{4} = \frac{1.30-0.20}{4} = 0.275$$

Donc on prend $d = 0.275\text{m}$

$$h = d + 0.05 \Rightarrow h = 0.325\text{m}$$

- Vérification

$$\sigma = \frac{N_s + P_{\text{semelle}}}{S} = \frac{0.26 + [(1.30 \times 1 \times 0.4) \times 0.025]}{1.30 \times 1} = 0.19 < \sigma_{\text{sol}} = 0.20 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI.4.2- Calcul le ferrailage

	$A_s // A$	$A_s \perp A$
ELS	$A_s = \frac{N_s(A-a)}{8.d.\sigma_{st}} = \frac{0.26(1.30-0.20)}{8 \times 0.275 \times 164.97} = 7.88\text{cm}^2$	$A_s \perp A \geq \frac{A_s}{4} = 1.97\text{cm}^2$

a) Choix des aciers :

Les armatures longitudinales $\frac{A_s}{4}$ avec un minimum de $\begin{cases} \text{si } A < 1\text{m} : A_{s.\text{min}} = 2\text{ cm}^2 \\ \text{si } A \geq 1\text{m} : A_{s.\text{min}} = 2\text{ cm}^2 \times A \end{cases}$

$$\text{Dans notre cas } A_s \perp A = 2 \times 1.30 = 2.6\text{cm}^2 > 1.81\text{cm}^2$$

$$\text{Donc on opte } A_s \perp A = 2.6\text{cm}^2 \mathbf{6HA8} = 3.01\text{cm}^2$$

$$A_s // A = 7.88\text{cm}^2 \mathbf{8HA12} = 9.05\text{cm}^2$$

b) Espacement :

$$e = \frac{95\text{cm}}{6} = 15.83$$

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

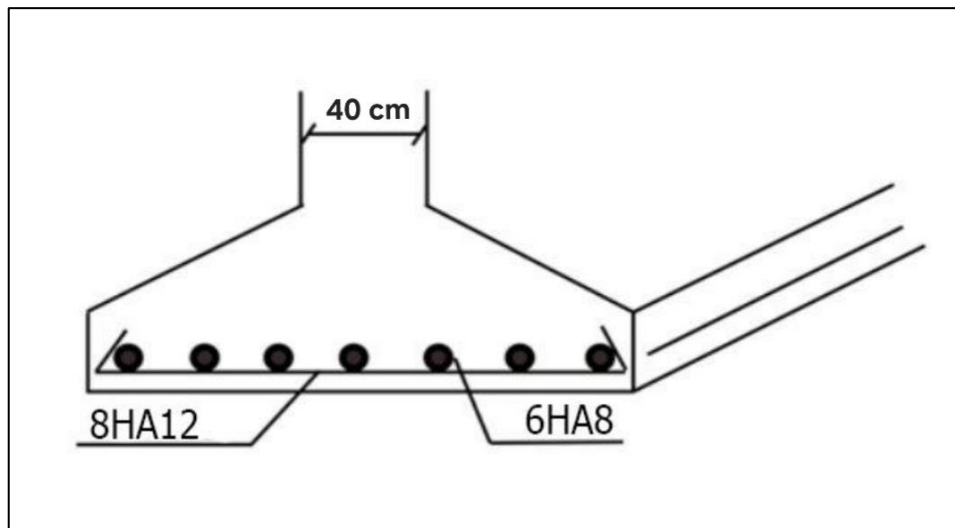


Figure VI.2 : Ferrailage de la semelle filante

VI.5-Etude de longrine :

VI.5.1-Définition

Les longrines sont des poutres relient les poteaux aux niveaux de l'infrastructure, leur calcul se fait comme étant une pièce soumise à un moment provenant de la base du poteau et effort de traction

❖ -Rôle :

C'est roulier les point d'appuis d'un même bloc pour résiste ou déplacement horizontale de ces points d'appuis.

VI.5.2-Dimensionnement de la longrine

Selon l'RPA 99 (art.10-1-1), la dimension minimale de la section transversale des longrines sont :

- (25x30) cm² sites de catégorie S2, S3
- (30x30) cm² site de catégorie S4

Pour notre cas (site ferme S2) on prend une section de (25x30) cm²

VI.5.3-Ferrailage de la longrine

La section d'armature est donnée par les armatures minimales : $A = 0,6\% \times b \times h$

$$A = 0,006 \times 25 \times 30 = 4,5 \text{ cm}^2$$

Le choix : 6HA12 ($A = 6,79 \text{ cm}^2$)

Condition de non fragilité

Condition vérifié

Armatures transversales

Disposition constructive

Espacement : $S_t < \min(0.9d; 40\text{cm})$.

Donc : $S_t < 27\text{cm}$

Soit : $S_t = 15\text{cm}$

Calcul de la section minimale : CBA93 l'art (A.5.1.2.2)

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \leq 0.4$$

Donc on adopte $A_t = 0.37\text{cm}^2 \Rightarrow 2\text{HA8}$

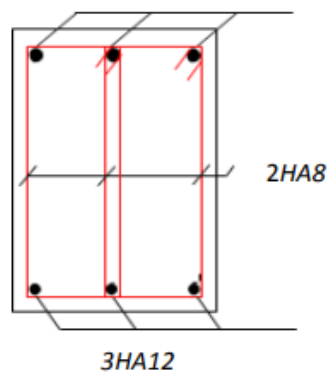


Figure VI.3 : Ferrailage de longrine

Conclusion générale

Conclusion générale

En conclusion, cette étude a porté sur la conception et l'analyse d'un bâtiment de rez-de-chaussée plus cinq étages (R+5) dans une zone sismique, en utilisant des voiles de béton pour renforcer la structure et en se conformant au code sismique algérien RPA 99/Version 2003. Les résultats ont démontré que l'intégration de voiles de béton améliore significativement la capacité du bâtiment à résister aux charges sismiques, tout en respectant les normes de sécurité et de construction.

Le design assure également une répartition optimale des espaces intérieurs, garantissant le confort des occupants. D'un point de vue environnemental, l'utilisation de matériaux et de techniques durables, y compris les voiles de béton, a permis d'améliorer l'efficacité énergétique et de réduire l'impact environnemental du bâtiment.

cette étude fournit une base solide pour des projets futurs dans le domaine de la construction en zones sismiques, avec des possibilités de recherche et développement supplémentaires pour optimiser l'utilisation des voiles de béton et d'autres techniques de renforcement conformément au code RPA 99/Version 2003.

Références Bibliographiques

Références Bibliographiques

pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé.

Livres:

1. RPA99/V2003 : règlement parasismique algérienne.

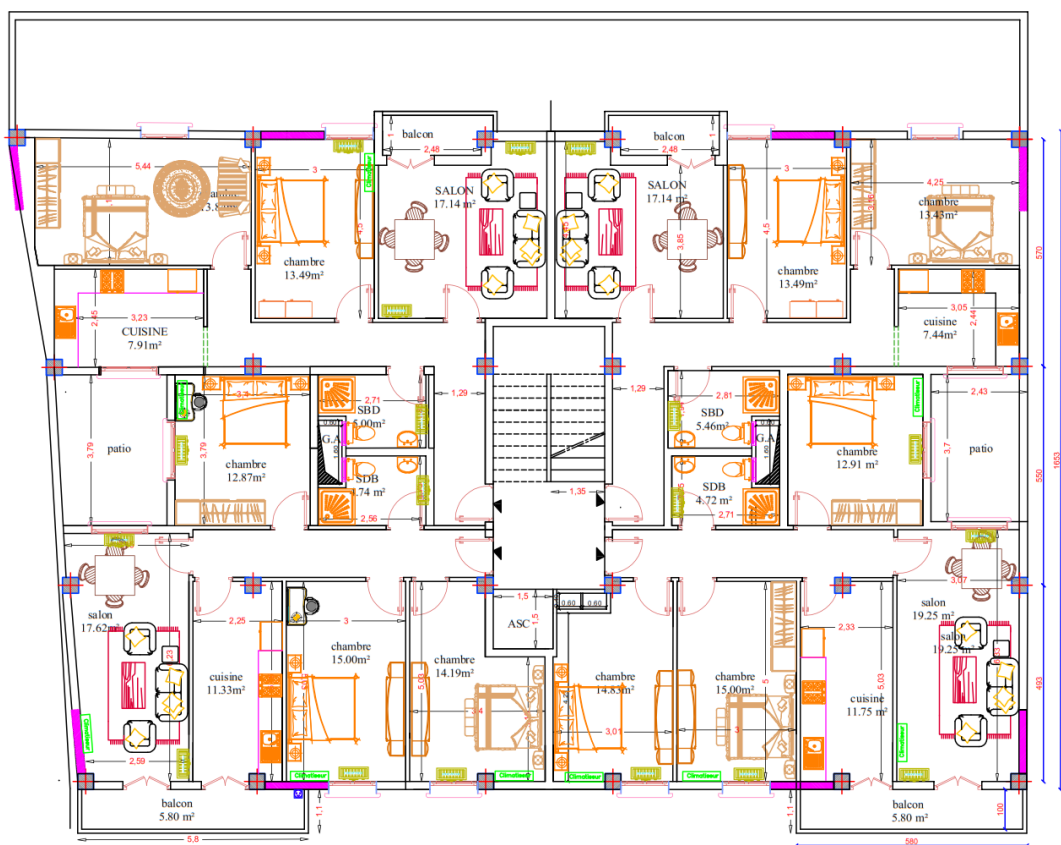
CBA93 : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
2. DTR B.C.2.2 : Document technique réglementaire (Charges et surcharges).

DTR B.C.2.4 : Règles de conceptions et calcul des structures en béton armé
BAEL91 modifié 99 Jean pierre MOUGIN.
3. Projet structures en béton armé.
Résistance des matériaux (RDM).
4. Boukhezna Abdel Djaouad (2020) Etude Statique Et Dynamique D'un Batiment R+6 En Beton Arme.
5. Djoudi -L et Mazouzi B (2019) Etude d'un bâtiment R+5 en béton armé avec un système de contreventement mixte.
6. khadem sadok (2023) etude D'un Bâtiment R+4 A usage d'habitation En Béton Armé.
7. Medjouel Mostafa (2021) Calcul D'un Bâtiment R+5 A Contreventement Mixte En Béton Armé.
8. Seghier Ibrahime (2019) Etude d'un Bâtiment (R+9) à usage d'habitation contreventement mixte à Chlef.

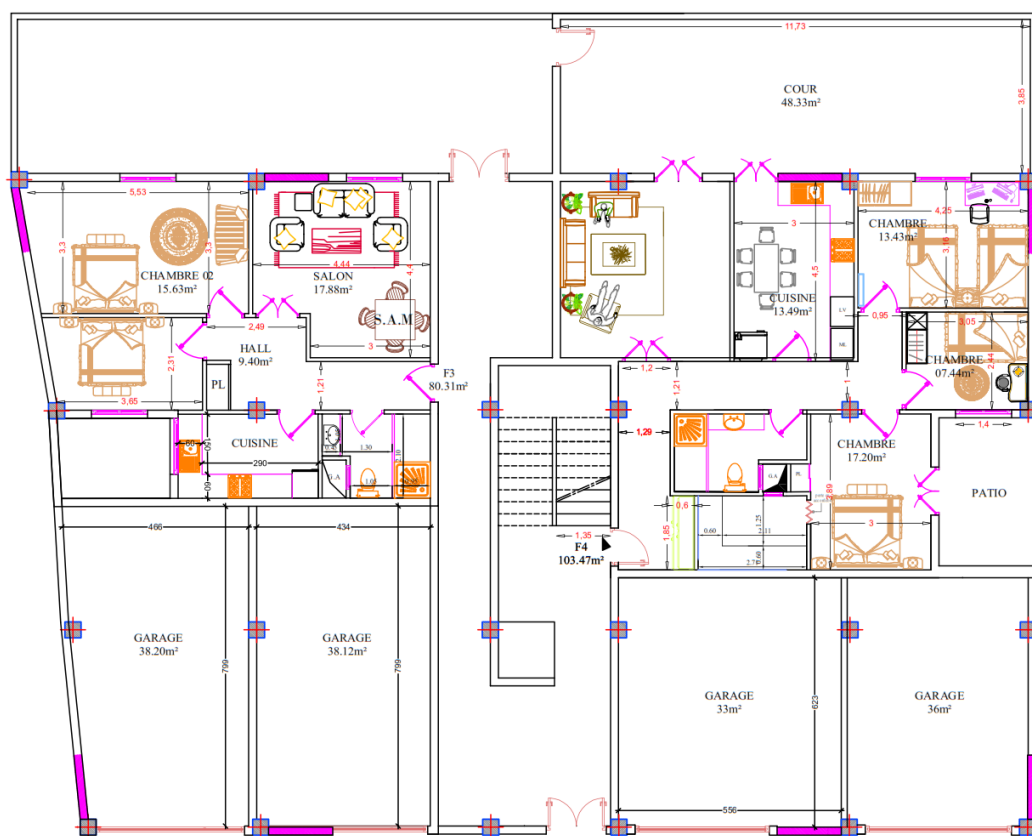
Logiciel:

1. Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019.
2. Autocad 2021.
3. Microsoft Word 2016.

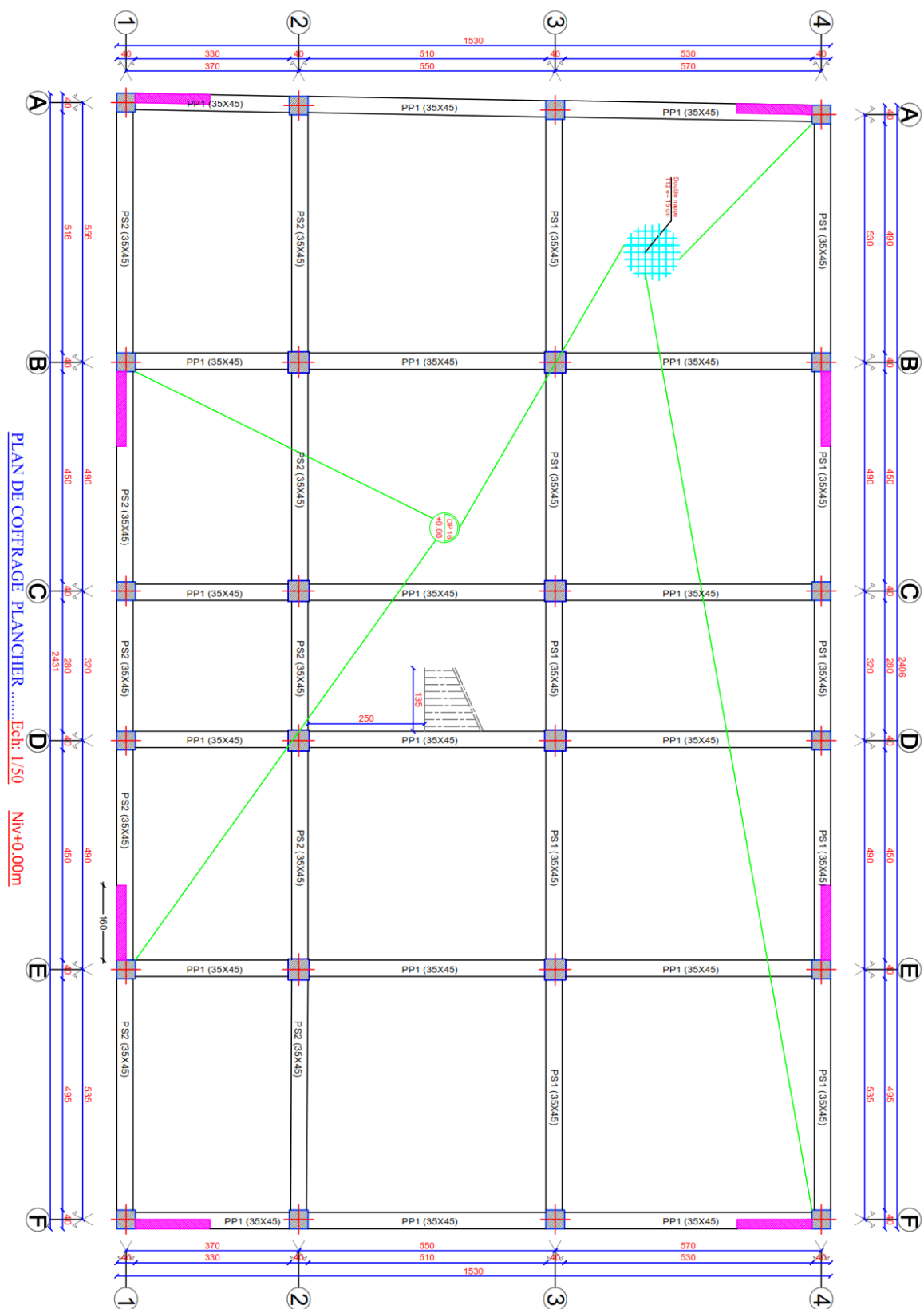
ANNEXES



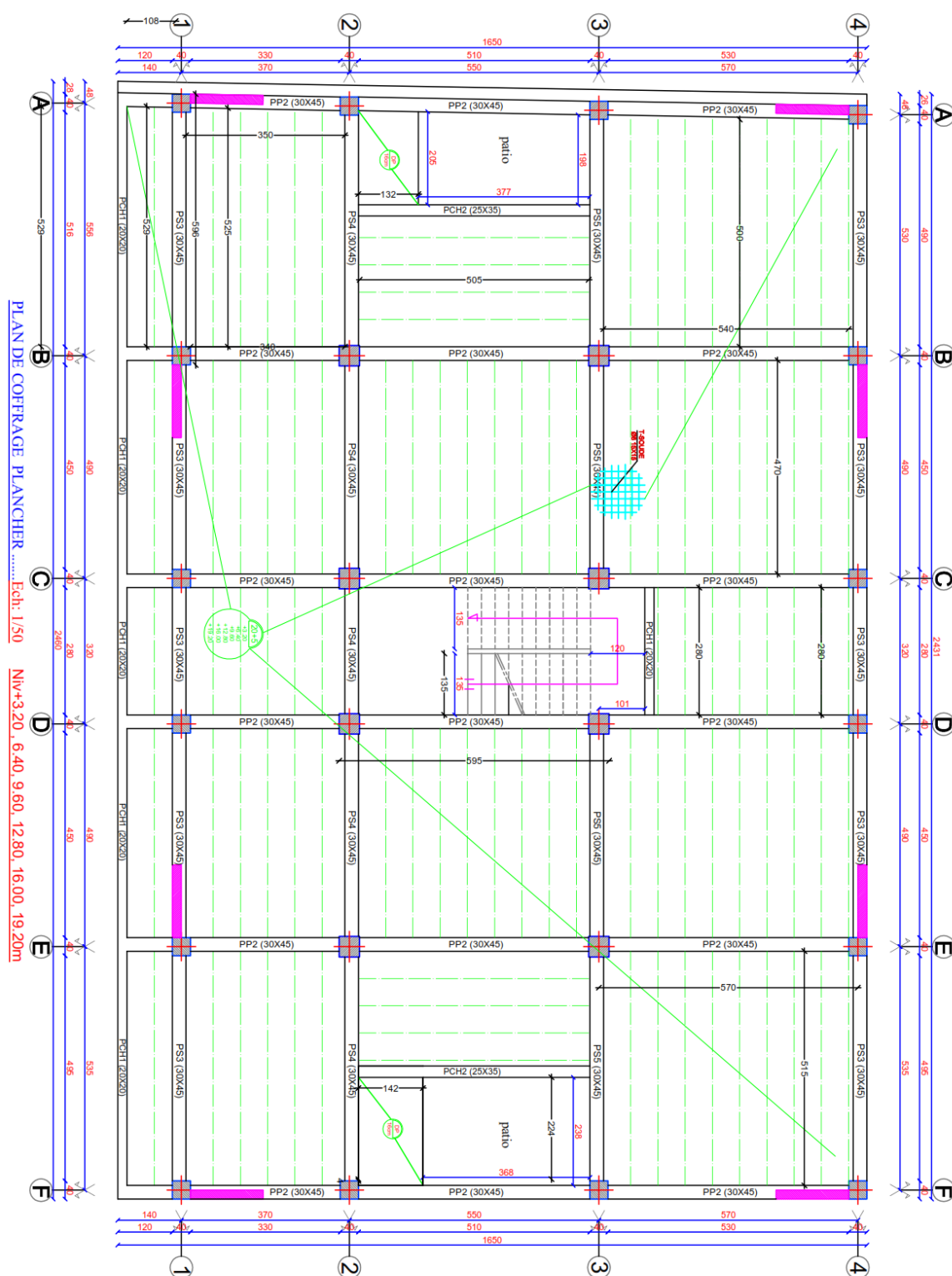
Annexe 01: Plan Etage Courant R+5



Annexe 02: Plan R-D-C (Appartement + 4Garage)



Annexe 03: Plan de coffrage plancher ech 1/50 Niv +0.00m.



Annexe 03: Plan de coffrage plancher ech 1/50 Niv +3.20m.



Annexe 06: La face.

09/ CONCLUSION :

9.1/ Pour C= 400 kg/m³

Pour 01 m³ de béton en œuvre, la composition du béton est la suivante :

- Ciment : 400 kg
- Eau : 184 L
- Sable 0/3 : 733 kg
- Gravier 8/15 : 463 kg
- Gravier 15/25 : 646 kg
- Masse adjuvant 0.5% V = 2 L

9.2/ Pour C= 370 kg/m³

Pour 01 m³ de béton en œuvre, la composition du béton est la suivante :

- Ciment : 370 kg
- Eau : 171 L
- Sable 0/3 : 762 kg
- Gravier 8/15 : 470 kg
- Gravier 15/25 : 637 kg
- Masse Adjuvant = Vapp = 1.85 L

9.3/ Pour C= 350 kg/m³

Pour 01 m³ de béton en œuvre, la composition du béton est la suivante :

- Ciment : 350 kg
- Eau : 162 L
- Sable 0/3 : 787 kg
- Gravier 8/15 : 474 kg
- Gravier 15/25 : 623 kg
- Masse Adjuvant = Vapp = 1.75 L

Annexe 07.