

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République algérienne démocratique et populaire
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
المركز الجامعي لعين تموشنت

Centre Universitaire Belhadj Bouchaib d'Ain-Temouchent

Institut des Sciences et de la Technologie

Département de Génie civil



Projet de fin d'études
Pour l'obtention du diplôme de Master en :
Domaine : SCIENCE ET TECHNOLOGIE
Filière : Génie civil
Spécialité : structure
Thème

Etude d'une structure en béton armé avec une étude descriptive de l'organisation de chantier

Présenté Par :

- 1) BOUMEDIENE SAMAH
- 2) BOULAREF MANEL

Devant les jurys composés de :

Mr .Kadour	C.U.B.B (Ain Temouchent)	Président
Mr. El hadj Mimoune	C.U.B.B (Ain Temouchent)	Examineur
Mme.ATTIA	C.U.B.B (Ain Temouchent)	Encadreur

Année universitaire 2019/2020

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

*Nous remercions en premier lieu notre **Dieu ALLAH** le tout puissant qui nous a donné la force le courage la volonté et la bonne santé pour élaborer ce travail.*

*Notre grand remerciement a **nos parents** pour leur soutien, leur amour et leurs encouragements sans cesse renouvelés. Nous leur en sommes à jamais reconnaissants ; merci pour tout nous chers parents.*

*Nous tenons également remercier **Madame « ATTIA »** pour avoir accepté de encadrer dans cette étude ; nous la remercions pour ses conseils, son soutien et ses encouragements tout au long de ce travail.*

Nous remercions, en particulier nos chers frères et sœurs. ; qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.

*Sans oublier notre collègue « **BOUDJEMA ABDENNOUR** », merci beaucoup pour votre soutien. Nous vous souhaitons plus de succès dans votre vie.*

*Nous remercions les membres de **jury** qui nous feront l'honneur de présider et d'examiner ce travail.*

Afin de n'oublier personne, nous vifs remerciements s'adressent à tous ceux qui ont aidés à la réalisation de ce modeste mémoire

*Enfin ; on remercie tous les enseignants de département de **génie civil**.*

Dédicace



Je dédie ce modeste travail :

- ◆ *Aux deux personnes qui me sont les plus chères au monde, « mes parents » qui ont toujours été là pour moi, merci pour tout, merci de m'encourager chaque jour. Merci de m'aider. Merci de persévérer avec moi pour que je réussisse dans ma vie. Que Dieu vous protège et prolonge votre vie.*

- ◆ *À mes chères sœurs « FATIMA ZOHRA » « INSAF » et « MALAK » : Merci pour leurs encouragements permanents, et leur soutien moral.*

- ◆ *À mon cher frère « HICHEM » : Merci pour son appui et son encouragement.*

- ◆ *À mon petit prince : « MOHAMED AMIR »*

- ◆ *À mon fiancé, merci pour son encouragement et son soutien poursuivre mes études.*

- ◆ *À tous les membres de ma famille, petits et grands.*

- ◆ *À mon binôme « MANEL » et toute sa famille.*

- ◆ *À ma chérie « MERIEM »*

- ◆ *à toutes les personnes qui ont, de près ou de loin, apporté aide et encouragement.*

♥ **SAMAH**

Dédicace :



Je dédie ce modeste travail :

- ◆ *A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*
- ◆ *A mes chères sœurs « IKRAM » et « FARAH » pour leurs encouragements.*
- ◆ *A mon frère « LAHCEN »*
- ◆ *A mon petit frère « DIDOU ».*
- ◆ *A ma cousine « MERIEM ».*
- ◆ *A mon binôme « SAMAH » et toute sa famille.*
- ◆ *A mes chères amies « FATIMA », « ASSIA », « GHOZLEN » et à tous ceux qui me sont chère.*

♥ **MANEL**

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un rez-de-chaussée plus 05 étages, implanté à HAMMAM BOU HADJAR dans la wilaya d'AIN TEMOUCHENT. L'organisation de chantier évoquée dans ce travail a pour but de montrer son importance d'une part et de faire connaître comment procéder à l'établissement de ce bâtiment d'autre part.

Notre projet se compose de sept (07) chapitres. L'introduction générale présente le projet et décrit la structure à étudier en présentant les caractéristiques des matériaux. Le pré dimensionnement est une étape essentielle dans l'étude d'une structure en béton armé.

La deuxième partie a pour objectif l'étude des éléments secondaires (poutrelles, escaliers, balcon,...).

L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie.

Dans la quatrième partie on a procédé à la détermination du ferrailage de tous les composants de la structure, poteaux, poutre, voile, fondations en utilisant les résultats obtenus par le SAP2000.

Enfin, nous avons expliqué les étapes de l'organisation de chantier et son importance pour l'exécution dans les meilleures conditions possibles.

Mots clés :

Bâtiment, Béton armé, organisation de chantier, SAP2000

Abstract

This project presents a detailed study of a building for residential use consisting of a ground floor plus 05 floors, located in HAMMAM BOU HADJAR in the wilaya of AIN TEMOUCHENT. The site organization mentioned in this work aims to show its importance on the one hand and to publicize how to proceed with the establishment of this building on the other hand.

Our project consists of seven (07) chapters. The general introduction presents the project and describes the structure to be studied by presenting the characteristics of the materials. Pre-dimensioning is an essential step in the study of a reinforced concrete structure.

The second part aims to study secondary elements (beams, stairs, balconies,...)

The dynamic study of the structure was started in the third part.

In the fourth part we proceeded to the determination of the reinforcement of all the components of the structure, posts, beams, sail, foundation using the results obtained by the SAP2000.

Finally, we explained the stages of site organization and its importance for the execution in the best possible conditions.

Keywords:

Building ,Reinforceed Concrete ,Site organization, SAP2000.

المخلص

هذا المشروع هو عبارة عن دراسة تفصيلية لمبنى سكني يتكون من طابق أرضي بالإضافة إلى 05 طوابق علوية يقع في بلدية حمام بوحجر بولاية عين تموشنت.

تنظيم البناء كان الهدف منه هو إظهار أهميته من ناحية والتعريف بكيفية المضي قدماً في تأسيسه من جهة أخرى. يتكون مشروعنا من سبعة (07) محاور. المقدمة العامة التي تعرض المشروع وتصف الهيكل المراد دراسته من خلال عرض خصائص المواد. يعد تحديد الأبعاد المسبق خطوة أساسية في دراسة الهيكل الخرساني المقوى الجزء الثاني له هدف دراسة العناصر الثانوية (الدرج ، الشرفات ، إلخ) يتضمن الجزء الثالث الدراسة الديناميكية للهيكل . في الجزء الرابع شرعنا في تحديد تسليح جميع مكونات الهيكل والأعمدة والأساسات باستخدام النتائج التي تم الحصول عليها بواسطة برنامج SAP2000. وأخيراً شرحنا مراحل تنظيم الموقع وأهميته للتنفيذ في أفضل الظروف الممكنة.

الكلمات المفتاحية:

عمارة . الخرسانة المسلحة.تنظيم الموقع.SAP2000

SOMMAIRE

REMERCIEMENTS	I
DEDICACE	II
DEDICACE :	III
RESUME	IV
ABSTRACT	V
الملخص	VI
SOMMAIRE	VII
LISTE DES FIGURES	X
LISTE DES TABLEAUX	XII
TABLEAU DES SYMBOLES ET NOTATIONS	XIV
Introduction générale :	1
CHAPITRE I : Présentation de la structure et caractéristique des matériaux	2
I .1. INTRODUCTION :	3
I.2. Présentation de l'ouvrage :	3
I .2.1. Caractéristiques géométriques :	3
I .2.2. Description de l'ossature :	3
I .3. CARACTERISTIQUES MECANIKES DES MATERIAUX :	4
I .3.1. Le Béton :	5
I .3.2. Les aciers :	8
CHAPITRE II: Pré-dimensionnement et descente des charges	11

II.1 INTRODUCTION :	12
II.2. Pré dimensionnement :	12
II .2.1. Pré dimensionnement des planchers :	12
II .2.2. Pré-dimensionnements des poutres :	16
II .2.3. Pré-dimensionnement des voiles :	18
II .2.4. Pré dimensionnement des escaliers :	19
II.2.5. Pré-dimensionnement de l'acrotère :	21
II.3. Evaluation des charges et des surcharges :	22
II.4. pré-dimensionnement des poteaux :	25
II.4.1. Poteaux rectangulaire :	26
II.4.2. Pré dimensionnement de poteaux circulaires :	30
II .4.3 Pré dimensionnement des raidisseurs:	32
CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES	35
III.1. Introduction :	36
III.2. Calcul des escaliers :	36
III.2.1. Evaluation des sollicitations :	36
III.2.2. Étude de la poutre palière :	45
III.3. Etude dalle pleine :	50
III .3.1. Etude Type 1 : dalle pleine sur 2 appuis :	50
III .3.2. Etude Type 2 : dalle pleine sur 2 appuis	54
III.3.3. Etude Type 3 : dalle pleine sur 3 appuis	58
III.3.4. Type 4 : (dalle pleine sur 3 appuis)	61
III.4. Calcul des planchers :	64
III.4.1. Etude des poutrelles :	64
III.4.1.1. Calcul des charges et surcharges revenant aux poutrelles :	69
III.4.1.2. Calcul des sollicitations :	69
III.4.1.3. Ferrailage des poutrelles :	72
III.4.1.4. Calcul des charges et surcharges revenant aux poutrelles terrasse:	77
III.4.1.5. Calcul des sollicitations :	77
III.4.1.6. Ferrailage des poutrelles (Type 1 plancher terrasse) :	79
III.4.2. Étude de la dalle de compression :	82
III.5. Calcul de l'acrotère :	83
III.6. Calcule ferrailage des bondes noyées :	89

III.7. Calcul Ferrailage des Raidisseurs :-----	90
III .8. Ferrailage des Poteaux circulaires : -----	92
Chapitre IV : ETUDE SISMIQUE -----	94
IV .1. Introduction : -----	95
IV.2. Choix de la méthode de calcul : -----	96
IV.2.1. Détermination des paramètres :-----	98
IV.3. Modélisation et résultats :-----	100
Chapitre V : étude des éléments structuraux -----	114
V .1. Introduction :-----	115
V .2. Etude de ferrailage des poutres :-----	115
V .3. Étude des poteaux : -----	125
V .4 Étude des voiles : -----	137
Chapitre VI : étude de l'infrastructure -----	145
VI .1. Introduction : -----	146
VI .2. Etude des fondations : -----	146
VI .2.1. Semelles isolées sous poteaux :-----	146
VI .2.2.Semelles filantes sous voiles : -----	150
CHAPITRE VII : Organisation de chantier-----	155
VII.1. Introduction -----	156
VII .2. Organisation interne de chantier -----	156
VII .2. 1. Phase de l'organisation de chantier :-----	156
VII .2. 2. Différentes personnes concourant à l'acte de construire : -----	156
VII .2. 3. Installation du chantier : -----	159
CONCLUSION GENERALE : -----	167

LISTE DES FIGURES

FIGURE I. 1: DIAGRAMME CONTRAINTE DEFORMATION : ELU	6
FIGURE I. 2: DIAGRAMME CONTRAINTE DEFORMATION : ELS	7
FIGURE I. 3: DIAGRAMME CONTRAINTE DEFORMATIONS DE L'ACIER.....	9
FIGURE II. 1: DALLE A CORPS CREUX.....	13
FIGURE II. 2: COUPE D'UNE POUTRELLE.....	13
FIGURE II. 3: DALLE PLEINE SUR 3 APPUIS	15
FIGURE II. 4: BALCON SUR DEUX APPUIS	15
FIGURE II. 5: BALCON SUR TROIS APPUIS	15
FIGURE II. 6 : DIMENSION DE LA POUTRE PRINCIPALE	16
FIGURE II. 7: DIMENSION DE LA POUTRE SECONDAIRE.....	17
FIGURE II. 8: COUPE DE VOILE EN ELEVATION.....	19
FIGURE II. 9: SCHEMA D'UN ESCALIER.....	19
FIGURE II. 10: SCHEMA STATIQUE DE L'ESCALIER.....	21
FIGURE II. 11: SCHEMA DE L'ACROTERE.....	22
FIGURE II. 12: REPRESENTATION DU POTEAU LE PLUS SOLLICITE.....	26
FIGURE III. 1 : SCHEMA STATIQUE D'UN ESCALIER.....	36
FIGURE III. 2 : DIAGRAMME DES SOLLICITATIONS (M ET T) A L'ELU.....	39
FIGURE III. 3: DIAGRAMME DES SOLLICITATIONS (M ET T) A L'ELS.	40
FIGURE III. 4: SCHEMA DE FERRAILLAGE DE L'ESCALIER.....	44
FIGURE III.5: SCHEMA STATIQUE DE LA POUTRE PALIERE.....	45
FIGURE III. 6 : SECTION CREUSE EQUIVALENTE.....	47
FIGURE III. 7: SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE.....	50
FIGURE III.8: VUE EN PLAN DE LA DALLE PLEINE.....	50
FIGURE III. 9: SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA DALLE PLEINE SUR DEUX APPUIS TYPE1.....	54
FIGURE III.10: SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA DALLE PLEINE SUR DEUX APPUIS TYPE2.....	57
FIGURE III. 11: SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA DALLE PLEINE TYPE3	61
FIGURE III.12: SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA DALLE PLEINE TYPE4	64
FIGURE III. 13: POUTRELLE TYPE1.....	65
FIGURE III.14: POUTRELLE TYPE 2.....	65
FIGURE III.15: POUTRELLE TYPE 3.....	65
FIGURE III.16: POUTRELLE TYPE 4.....	65
FIGURE III.17: POUTRELLE TYPE 5.....	66
FIGURE III.18: POUTRELLE TYPE 6.....	66
FIGURE III.19: POUTRELLE TYPE 7.....	66
FIGURE III.20: MOMENT EN APPUIS POUR UNE POUTRE A 2 TRAVEES.....	68
FIGURE III.21: SCHEMA STATIQUE DE POUTRELLE TYPE 1.....	69
FIGURE III. 22: FERRAILLAGE DES POUTRELLES TYPE 1(ETAGE COURANT ET TERRASSE).....	82
FIGURE III.23: FERRAILLAGE DE LA DALLE DE COMPRESSION.....	83

FIGURE III.24 : SCHEMA STATIQUE DE L'ACROTERE.....	83
FIGURE III. 25: SCHEMA DE FERRAILLAGE DE L'ACROTERE.....	88
FIGURE III. 26: SCHEMA DE FERRAILLAGES DES BONDES NOYEES.....	90
FIGURE III.27: SCHEMA DE FERRAILLAGE DES RAIDISSEURS.....	92
FIGURE III.28: SCHEMA DE FERRAILLAGE D'UN POTEAU CIRCULAIRE.....	93
FIGURE IV.1: VUE EN 3D DE LA MODELISATION DE LA STRUCTURE.....	101
FIGURE IV. 2: SPECTRE DE REPONSE DE CALCUL.....	102
FIGURE IV. 3: DISPOSITION DES VOILES.....	102
FIGURE IV.4: 1 ^{ER} MODE DE VIBRATION (1ER CAS).....	103
FIGURE IV.5: DISPOSITION DES RAIDISSEURS.....	104
FIGURE IV.6 : 1 ^{ER} MODE DE VIBRATION (2EME CAS).....	104
FIGURE V. 1: SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE PRINCIPALE.....	122
FIGURE V. 2: SCHEMAS DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE PRINCIPALE DE L'ETAGE COURANT.	123
FIGURE V. 3: SCHEMAS DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE PRINCIPALE DE LA TERRASSE.....	123
FIGURE V. 4: SCHEMAS DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE SECONDAIRE DE L'ETAGE COURANT.	124
FIGURE V. 5: SCHEMAS DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE SECONDAIRE DE LA TERRASSE.....	124
FIGURE V. 6: SCHEMAS DE FERRAILLAGE DES POTEAUX.....	133
FIGURE V. 7: ZONE NODALE.....	134
FIGURE V.8: LES MOMENTS SUR LA ZONE NODALE.....	135
FIGURE V. 9: SCHEMA DE FERRAILLAGE DU VOILE TYPE 1.....	144
FIGURE V. 10: SCHEMA DE FERRAILLAGE DU VOILE TYPE 2.....	144
FIGURE VI .1: DISPOSITION DES ARMATURES D'UNE SEMELLE ISOLEE.....	150
FIGURE VI .2: DISPOSITION DES ARMATURES D'UNE SEMELLE FILANTE.....	153
FIGURE VI .3: FERRAILLAGE DE LONGRINE.....	154
FIGURE VII.1: LES CHEMINEMENTS DANS L'EMPRISE DU CHANTIER.....	162

LISTE DES TABLEAUX

TABLEAU II. 1: EVALUATION DES CHARGES DU PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE EN CORPS CREUX.....	22
TABLEAU II. 2: EVALUATION DES CHARGES DU PLANCHER D'ETAGE COURANT	23
TABLEAU II. 3: CHARGE PERMANENTE DES MURS EXTERIEURS	23
TABLEAU II. 4: CHARGE PERMANENTE DES MURS INTERIEURS	23
TABLEAU II. 5: EVALUATION DES CHARGES DANS LES BALCONS.....	24
TABLEAU II. 6: EVALUATION DES CHARGES DU PAILLASSE	24
TABLEAU II. 7: EVALUATION DES CHARGES DU PALIER.....	25
TABLEAU II. 8: EVALUATION DES CHARGES DE L'ACROTERE.....	25
TABLEAU II. 9: SECTION DES POTEAUX.....	29
TABLEAU II. 10: RESULTATS DES EXIGENCES DU RPA POUR LE POTEAU LE PLUS SOLLICITE. ...	29
TABLEAU II. 11: VERIFICATION AU FLAMBEMENT DES POTEAUX LES PLUS SOLLICITES DE TOUS LES NIVEAUX.....	30
TABLEAU III. 1: VALEURS MAXIMALES DU MOMENTS FLECHISSANT ET EFFORT TRANCHANT.	41
TABLEAU III. 2: VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS.....	43
TABLEAU III. 3: FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE.....	46
TABLEAU III. 4: VERIFICATION DES CONTRAINTES DE LA POUTRE PALIERE.....	49
TABLEAU III. 5: FERRAILLAGE DE DALLE PLEINE TYPE1	52
TABLEAU III. 6: VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS DANS DALLE PLEINE TYPE1.....	53
TABLEAU III. 7: TABLEAU : FERRAILLAGE DE DALLE PLEINE TYPE2	56
TABLEAU III. 8: VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS DANS LE DALLE PEINE TYPE2.....	57
TABLEAU III. 9: FERRAILLAGE DE DALLE PEINE TYPE3	59
TABLEAU III. 10: VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS DANS DALLE PEINE TYPE3.	60
TABLEAU III. 11: FERRAILLAGE DE DALLE PEINE TYPE 4	62
TABLEAU III. 12: VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS DANS LA DALLE PLEINE TYPE4... ..	63
TABLEAU III. 13: CHOIX DES METHODES DE CALCULS POUR LES DIFFERENTS TYPES DE POUTRELLES	67
TABLEAU III. 14: CHARGES QUI REVIENNENT SUR LE PLANCHER ET LA POUTRELLE ET COMBINAISONS D'ACTIONS.....	69
TABLEAU III. 15: VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS DE POUTRELLE ETAGE COURANT.	76
TABLEAU III. 16: CHARGES QUI REVIENNENT SUR LE PLANCHER TERRASSE ET LA POUTRELLE ET COMBINAISONS D'ACTIONS.	77
TABLEAU III. 17: FERRAILLAGE DE POUTRELLE TYPE 1 PLANCHER TERRASSE.....	79
TABLEAU III. 18: VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS DE POUTRELLE TERRASSE.	81
TABLEAU III. 19: LES SOLLICITATIONS DU CALCUL DE L'ACROTERE.....	85
TABLEAU III. 20: CHOIX DE FERRAILLAGE DES BONDES NOYEES.....	89
TABLEAU III. 21: CHOIX DE FERRAILLAGE DES RAIDISSEURS.....	91

TABLEAU IV.1: REACTION A LA BASE OBTENUE PAR SAP2000	105
TABLEAU IV.2: VERIFICATION DE LA RESULTANTE DES FORCES SISMIQUES.	105
TABLEAU IV. 3: VERIFICATIONS DE L'EFFORT NORMAL REDUIT.	106
TABLEAU IV. 4: VERIFICATION DES DEPLACEMENTS RELATIFS SUIVANT X	107
TABLEAU IV. 5: VERIFICATION DES DEPLACEMENTS RELATIFS SUIVANT Y	107
TABLEAU IV. 6: JUSTIFICATION DE L'EFFET P- Δ	108
TABLEAU IV. 7: CALCUL MOMENT RENVERSANT SUIVANT X	108
TABLEAU IV. 8: CALCUL MOMENT RENVERSANT SUIVANT Y	109
TABLEAU IV. 9: PERIODES ET FACTEUR DE PARTICIPATION MASSIQUE.....	109
TABLEAU IV. 10: CHARGES VERTICALES REPRISES PAR LES PORTIQUES ET VOILES.....	110
TABLEAU IV. 11: 1ER RESULTATS DE L'INTERACTION SOUS CHARGES HORIZONTALES	111
TABLEAU IV. 12: 1 ^{ER} RESULTATS DE L'INTERACTION SOUS CHARGES HORIZONTALES	111
(SENS Y-Y)	111
TABLEAU IV. 13: 2EME RESULTATS DE L'INTERACTION SOUS CHARGES HORIZONTALES	112
(SENS X-X)	112
TABLEAU IV. 14: 2EME RESULTATS DE L'INTERACTION SOUS CHARGES HORIZONTALES	112
(SENS Y-Y)	112
TABLEAU V .1: FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES ET SECONDAIRES	118
TABLEAU V .2: VERIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES	119
TABLEAU V .3: VERIFICATION LES ARMATURES LONGITUDINALE INFERIEUR SUR APPUI	120
TABLEAU V .4 : VERIFICATION DE LA BIELLE	120
TABLEAU V .5: VERIFICATION DE L'ETAT LIMITE DE COMPRESSION DU BETON.....	121
TABLEAU V .6: ARMATURES LONGITUDINALES MINIMALES ET MAXIMALES DANS LES POTEAUX.....	126
TABLEAU V .7: LES ARMATURES LONGITUDINALES ADOPTEES POUR LES POTEAUX.....	129
TABLEAU V .8: FERRAILLAGES TRANSVERSALE DES POTEAUX	130
TABLEAU V .9: VERIFICATION AU FLAMBEMENT DES POTEAUX.....	131
TABLEAU V .10: VERIFICATION DES CONTRAINTES DANS LE BETON.....	132
TABLEAU V .11: VERIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES.	132
TABLEAU V .12: DIMENSIONS DE LA ZONE NODALE.....	134
TABLEAU V .13: MOMENT RESISTANT DANS LES POTEAUX.....	136
TABLEAU V .14: MOMENT RESISTANT DANS LES POUTRES	136
TABLEAU V .15: VERIFICATION DES ZONES NODALES.	137
TABLEAU V .16: LES SOLLICITATIONS DANS LES VOILES	138
TABLEAU V .17 : SOLLICITATIONS ET FERRAILLAGES DES VOILES TYPE 2.....	143
TABLEAU VI .1: VERIFICATION DES SEMELLES ISOLEES.....	149
TABLEAU VI .2: FERRAILLAGE DES SEMELLES ISOLEES	149
TABLEAU VI .3: FERRAILLAGE DES SEMELLES FILANTES.	153

Tableau des symboles et notations

symbole	Notations
G	Action permanente
Q	Action d'exploitation
E	Action accidentelle
$\overline{\sigma}_{bc}$	Contrainte admissible du béton
$\overline{\sigma}_s$	Contrainte admissible de l'acier
$\overline{\tau}_u$	Contrainte ultime de cisaillement
σ_{bc}	Contrainte du béton
σ_s	Contrainte d'acier
σ_{sol}	Contrainte admissible
τ_u	Contrainte de cisaillement
f_e	Limite d'élasticité
f_{cj}	Résistance à la compression du béton a {j} jours
f_{tj}	Résistance à la traction du béton a {j} jours
f_{c28}	Résistance caractéristique à la compression du béton a 28 jours d'âge
f_{t28}	Résistance caractéristique à la traction du béton a 28 jours d'âge
E_{ij}	Module d'élasticité instantané
A_{st}	Section d'armature
A_r	Armature de répartition
γ_b	Coefficient de sécurité de béton
γ_c	Coefficient de sécurité d'acier
e	Epaisseur, excentricité
a	Une dimension (en générale longitudinal)
b	Une dimension (largeur d'une section).
h_e	Hauteur libre d'étage.
μ	Moment ultime réduit
α	Position relative de la fibre neutre
β	Bras de levier
d	Distance séparant entre la fibre la plus comprimée et les armatures inferieures

d'	Distance entre les armatures et la fibre neutre (armature inférieur)
B_r	Section réduite M Moment fléchissant
λ	Elancement
l_f	Longueur de flambement
M	Moment fléchissant
V	Effort tranchant
N	Effort normal
M_t	Moment en travée
M_a	Moment en appui
R	réactions d'appui
S_t	Espacement
\emptyset_L	Diamètre minimale des armatures longitudinale
I	Moment d'inertie
y	Position de l'axe neutre
f_{adm}	Flèche admissible
A	Coefficient d'accélération de zone
D	Facteur d'amplification dynamique moyen
R	Coefficient de comportement global de la structure
Q	Facteur de qualité de la structure
W	Poids total de la structure
T	Période
η	Facteur de correction d'amortissement
u_c	Périmètre utile

Introduction générale :

Tout étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, à pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer la sécurité du bâtiment.

Le respect des principes de conceptions des structures construites en zone sismique a pour résultat de minimiser les couts supplémentaires pour passer de la structure normale à la structure parasismique.

Notre projet consiste à effectuer une étude complète d'un bâtiment en béton armé de 5 niveaux (R+5), et ce conformément aux règlements de construction Algériens. Avec une vue générale sur l'organisation de chantier.

Parmi ces règlements le règlement parasismique Algérien (RPA) qui comporte le spectre de réponse qui est utilisé pour l'analyse modale spectrale. On a voulu comparer les résultats obtenue du logiciel SAP2000 en utilisant le spectre de réponse du RPA et celui d'un spectre réel du site lors d'un enregistrement sismique.

Pour ce faire, nous allons répartir le travail en sept chapitre à savoir :

Chapitre 1: présentation de la structure et caractéristiques des matériaux.

Chapitre 2: pré dimensionnement et descente des charges.

Chapitre 3: étude des éléments secondaires.

Chapitre 4: étude sismique.

Chapitre 5: étude des éléments structuraux.

Chapitre 6: étude de l'infrastructure.

Chapitre 7: organisation de chantier.

CHAPITRE I : Présentation de la structure et caractéristique des matériaux

Présentation de la structure et caractéristique des matériaux

I.1. INTRODUCTION :

Nous commençons par la présentation de la structure et caractéristique des matériaux ; cette première partie consiste à la description du projet à étudier.

L'étude des bâtiments se base généralement sur des règlements et des méthodes connues (**BAEL91, RPA99 modifié en 2003, CBA93**).

I.2. Présentation de l'ouvrage :

Ce projet qui a été proposé par **CTC AIN TEMOUCHENT** concerne une conception et étude d'un bâtiment R+5, comporte 200 logements, cette structure est destinée à l'usage d'habitation, et classé d'après les règlements parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) dans le groupe 2, ayant une importance moyenne. Implanté à HAMMAM BOU HADJAR dans la wilaya d'AIN TEMOUCHENT. Cette région est classée en (zone sismique IIa) d'après (**RPA99 v2003**).

I.2.1. Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques géométriques de la structure à étudier sont :

- Hauteur des étages courants 3.06m.
- Hauteur du RDC..... 3.06 m.
- Hauteur totale du bâtiment sans acrotère..... 18,36m.
- Longueur totale du bâtiment en plan 25.30 m.
- Largeur totale du bâtiment en plan 20.25m.

I.2.2. Description de l'ossature :

Conception structurale: la stabilité de la structure est assurée par un système structurel mixte en béton armé (voile et portique).

- Plancher :

Le type du plancher à adopter pour tous les niveaux est celui des planchers à corps creux d'épaisseur 16cm et une dalle de compression d'épaisseur 5cm, c'est le type le plus utilisé dans les bâtiments à usage d'habitation.

Présentation de la structure et caractéristique des matériaux

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

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

- Les escaliers :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marche et contre-marche) qui passe à pied d'un niveau à l'autre d'une construction. Notre structure comporte un seul type d'escalier, à deux volées adjacentes et un palier de repos. [19]

- Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

Les murs extérieurs sont constitués en double parois de briques (10cm et 15cm d'épaisseur) séparés par une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de briques d'épaisseur 10cm.

- Revêtement :

Le Revêtement du bâtiment est constitués par :

- Mortier de ciment pour les murs extérieurs.
- Enduit de plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.

- L'acrotère :

Est un élément en béton armé qui entoure la terrasse pour but d'assurer la sécurité et d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales stagnées dans la terrasse sur la façade. Dans notre projet on a un seul type d'acrotère sur le plancher terrasse inaccessible, on adopte un acrotère de 60 cm d'hauteur et 10 cm d'épaisseur. [20]

- **Les balcons** : Les balcons seront réalisés en dalle pleine coulée sur place.

I.3. CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX :

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé du CBA93.

Présentation de la structure et caractéristique des matériaux

I .3.1. Le Béton :

Le béton, est un matériau de construction composé d'un mélange de granulats, de ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvant. Il en résulte du durcissement de ce mélange un matériau offrant des résistances importantes.

Le béton est dosé à 350 kg/m³ à base de ciment CPA325.

▪ Les quantités des matériaux composant un mètre cube de béton :

350 kg de Ciment

850 L de gravie **Dg<25 mm**

450 L de sable **DS < 5 mm**

175 L de l'eau

▪ Résistance caractéristique du béton :

a) Résistance à la compression :

Désignée par f_{c28} (résistance en compression à 28 jours)

Pour les éléments principaux le béton doit avoir les résistances f_{c28} au moins égale à 20 MPA et au plus égale à 45 MPA. ([1] article 7.2.1).

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4.76 + 0.83 \times j} \text{ pour: } f_{c28} \leq 40 \text{MPa}$$

[2]

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1.40 + 0.95 \times j} \text{ pour: } f_{c28} > 40 \text{MPa}$$

Pour l'évaluation de la déformation, pour des grandes valeurs de J

On a :

$$f_{cj} = 1,1 \times f_{c28}$$

Pour l'étude de notre projet, on prendra $f_{c28} = 25 \text{MPa}$.

b) Résistance à la traction : La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement Définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{MPa}$$

[2]

$$f_{tj} = 0.275 f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{MPa}$$

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

Donc : $f_{t28} = 2,1 \text{MPa}$.

Présentation de la structure et caractéristique des matériaux

▪ Contraintes limites :

On distingue deux états limite de calcul :

-État limite ultime (ELU)

-État limite service (ELS)

▪ La Contraintes de compression à L'ELU :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad ([3] \text{ Article A.4.3.4})$$

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton tel que :

$$\gamma_b = 1.15 \quad (\text{Situation accidentelle})$$

$$\gamma_b = 1.5 \quad (\text{Situation courante})$$

θ : Coefficient d'application de charge

$$\theta = 1 \quad \text{si} \quad t > 24h$$

$$\theta = 0.9 \quad \text{si} \quad 1h < t < 24h \quad ([4] \text{ Article A.4.3.4.1})$$

$$\theta = 0.85 \quad \text{si} \quad t < 1h$$

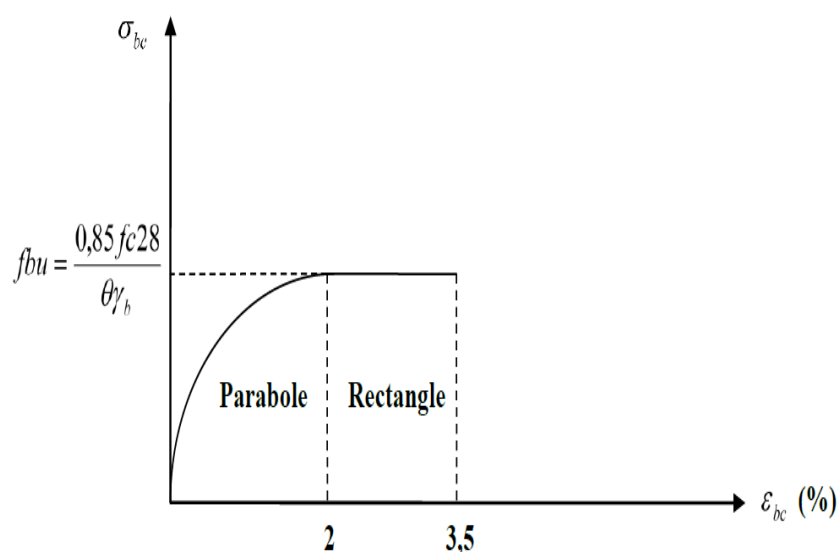


Figure I. 1: diagramme contrainte déformation : ELU

- Dans notre cas : $\theta=1$

$$f_{bu} = 14.2 \text{MPa}$$

▪ La Contraintes de compression à L'ELS :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \quad ([4] \text{ Article A.4.5.2}).$$

Présentation de la structure et caractéristique des matériaux

Pour $f_{c28} = 25\text{MPa}$ on a :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$$

Dans le cas de l'ELS, on suppose que le diagramme parabole reste dans le domaine élastique, ce dernier est défini par son module d'élasticité.

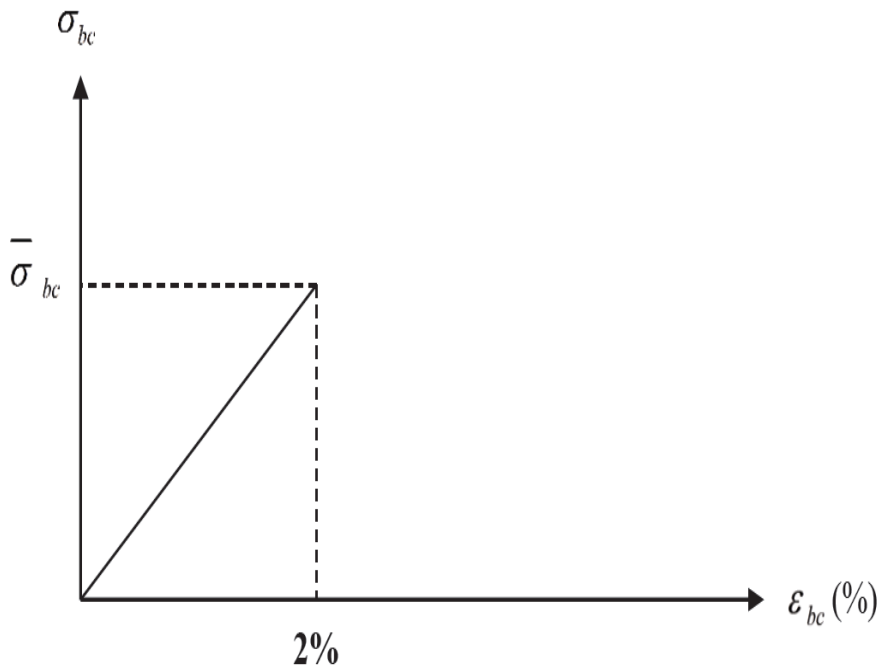


Figure I. 2: diagramme contrainte déformation : ELS

▪ Contrainte limite de cisaillement :

La contrainte limite de cisaillement est limitée par :

- Cas où la fissuration est peu préjudiciable

$$\tau = \min(0.2f_{cj}/\gamma_b ; 5M_{pa}). \quad [4](\text{Article A.5.1.2.1.1}).$$

- Cas où la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable

$$\tau = \min(0.15f_{cj}/\gamma_b ; 4M_{pa}) \quad [4](\text{Article A.5.1.2.1.1}).$$

- Cas où les armatures d'âme sont inclinées à 45°

$$\tau = \min(0.27f_{cj}/\gamma_b ; 7M_{pa}) \quad [4] (\text{Article A.5.1.2.1.2}).$$

Présentation de la structure et caractéristique des matériaux

▪ Module de déformation longitudinale du béton :

Ils existent deux modules de déformation :

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

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}} \quad \text{Donc} \quad E_{i28} = 32164.2 \text{ MPa} \quad [4] \text{ (Article A.2.1.2.1).}$$

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

$$E_{ij} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}} \quad \text{Donc} \quad E_{i28} = 10818.86 \text{ MPa} \quad [4] \text{ (Article A.2.1.2.2).}$$

▪ Coefficient de Poisson:

C'est le rapport entre les déformations transversales et les déformations longitudinales :

$V=0.20$ → pour le calcul des déformations

[3] (A.2.1.3)

$V=0$ → pour le calcul des sollicitations

I .3.2. Les aciers :

C'est un matériau qui possède une très bonne résistance à la traction et classé en trois catégories :

-Les ronds lisses FeE215 et FeE235 correspondent à des limites d'élasticité garanties de 215Mpa 235Mpa respectivement.

-Les aciers à haute adhérence FeE400 et FeE500 correspondant à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400Mpa et 500Mpa.

-Treillis soudés formés par assemblage des barres treillis soudé.

▪ Module d'élasticité longitudinale :

Le module d'élasticité longitudinale sera pris égale à :

$$E_s = 200\,000 \text{ Mpa.} \quad [3] \text{ (A.2.2.1)}$$

▪ Contrainte limite de l'acier :

▪ Contrainte limite à ELU :

σ_s : La contrainte limite ultime d'acier est donnée par la formule :

Présentation de la structure et caractéristique des matériaux

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

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

$\gamma_s = 1.15$ En cas de situations durables ou transitoires.

$\gamma_s = 1$ En cas de situations accidentelles.

$f_e = 400$ MPa

$\sigma_s = 348$ En situation durable

$\sigma_s = 400$ En situation accidentelle

▪ Contrainte limite à ELS :

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

1) **Fissuration peu nuisible** : $\sigma_s = f_e$

2) **Fissuration préjudiciable** :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right)$$

η : Coefficient de fissuration

$\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses

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

3) **Fissuration très préjudiciable** : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{f_e}{2}; 90\sqrt{\eta f_{t28}}\right)$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

$$\varepsilon_{es} = \left(\frac{f_e}{\gamma_s E_s}\right)$$

f_e : Contrainte limite élastique

ε_s : Déformation (allongement) relative de l'acier.

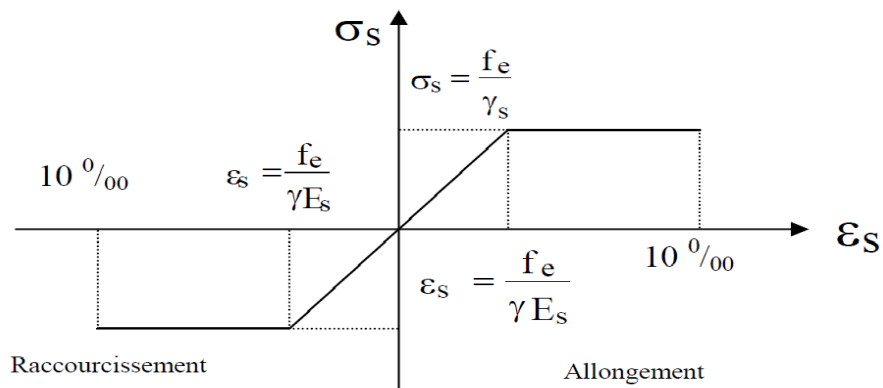


Figure I. 3: Diagramme contraintes déformations de l'acier.

Présentation de la structure et caractéristique des matériaux

▪ Les combinaisons de calcul :

La combinaison de calcul à l'état limite :

$$1.35 G + 1.5Q$$

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus aux séismes, les règles parasismiques algériennes ont prévu les combinaisons d'action suivantes :

$$G + Q + E \quad [1] \quad (5-1)$$

$$0.8 G E \quad [1] \quad (5-2)$$

Pour les poteaux dans les ossatures auto stables, la combinaison (5-1) est remplacée par la combinaison suivante:

$$G + Q + 1.2 E \quad [1] \quad (5.3)$$

G : charges permanentes

Q : charges d'exploitation non pondérées

E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales

Les combinaisons de calcul à l'état limite service:

La seule combinaison à considérer est :

$$G + Q$$

CHAPITRE II: Pré-dimensionnement et descente des charges

II.1 INTRODUCTION :

Le pré dimensionnement c'est de donner les dimensions des différents éléments de la structure avant l'étude du projet. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

Le pré dimensionnement de la structure est fait conformément aux documents techniques réglementaires (C.B.A93, BAEL91, RPA99version 2003).

II.2. Pré dimensionnement :

II .2.1. Pré dimensionnement des planchers :

Le plancher est une séparation entre deux niveaux leur fonction principale est de supporter les charges et les surcharge qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs. [21]

Pour notre projet, on a utilisé des planchers à corps creux qui sont constitués par des éléments porteurs (poutrelles), et par des éléments de remplissage (hourdis).

Le tout surmonté d'une dalle de compression en béton d'une épaisseur 5 cm.

a) Plancher à corps creux :

D'après C.B.A93 la hauteur du plancher doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L}{20} \geq h_t \geq \frac{L}{25} \quad [4] \text{ (Art B.6.8.4.2.4)}$$

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

Avec :

L_{\max} : Longueur max d'une travée de la poutrelle entre nus des appuis.

h_t : Hauteur totale du plancher.

h : Hauteur de l'hourdis.

h_0 : Hauteur de la dalle de compression

$$L_{\max} = 3.75 - 0.35 = 3.4\text{m}$$

$$h_t \geq \frac{3.4}{22.5} \rightarrow h_t \geq 0.15\text{m}$$

On adopte : $h_t = 21\text{cm}$

$$h_t = h + h_0$$

On prend un plancher à corps creux de type (16+5) cm

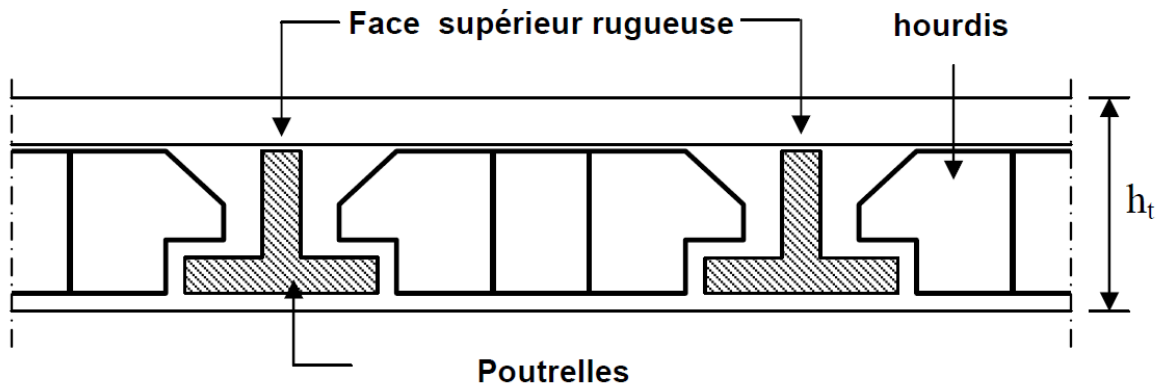


Figure II. 1: Dalle a corps creux.

- **Pré-dimensionnement des poutrelles :**

Les poutrelles se calculent comme des sections en T. la largeur de la dalle de compression à prendre en considération est :

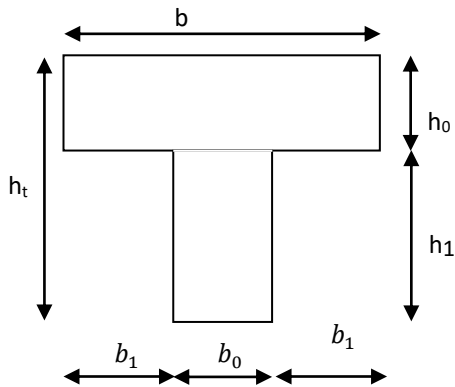


Figure II. 2: Coupe d'une poutrelle.

b_0 : Largeur de la nervure

b : Largeur de la dalle de compression

h_0 : Hauteur de la dalle de compression

h_t : Hauteur totale du plancher

h_1 : Hauteur de l'hourdis

$$0.4h_t \leq b_0 \leq 0.8h_t \quad [3]$$

$$8.4 \leq b_0 \leq 12.6$$

b_0 est pris égal à 12cm selon [3] pour des raisons pratiques.

L_1 : la longueur de l'hourdis pris également 60cm

$$b_1 = \min \left[\left(\frac{L_1 - b_0}{2} \right); \left(\frac{L}{10} \right); (6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0) \right]$$

$$b_1 = \min[24; 34; 30 \leq b_1 \leq 40]$$

Soit : **$b_1 = 24\text{cm}$** .

$$b = 2b_1 + b_0$$

Donc ; **$b = 60\text{cm}$** .

b) Les dalles pleines :

Les dalles pleines sont des pièces minces, dont une direction (l'épaisseur) est petite par rapport aux deux autres dimensions (L_x et L_y), et qui peuvent reposer sur 2,3, ou 4 appuis. L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance. [11]

Critère de résistance à la flexion : [5]

- 1) $e \geq \frac{L_x}{20} \rightarrow$ Pour une dalle sur appuis simples ; avec $\frac{L_x}{L_y} > 0.4$
- 2) $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \rightarrow$ Pour les dalles continues ; avec $\frac{L_x}{L_y} \leq 0.4$
- 3) $\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \rightarrow$ pour les dalles continues ; avec $0.4 < \frac{L_x}{L_y} < 1$

L_x : La petite dimension.

L_y : La grande dimension.

• Condition de résistance au feu : [6] (art 7.4)

- ✓ $e \geq 7\text{cm}$ pour une heure de coupe-feu.
- ✓ $e \geq 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe-feu.
- ✓ $e \geq 15\text{cm}$ pour trois heures de coupe feu
- ✓ $e \geq 17.5\text{cm}$ pour quatre heures de coupe-feu.
- ✓ **Isolation phonique :**

Selon les règlements techniques « **CBA93** » en vigueur, l'épaisseur du plancher doit être supérieur ou égale à 13cm pour obtenir bonne isolation acoustique.

Plancher dalle pleine :

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{1.575}{3.75} = 0.42$$

$$0.4 < 0.42 < 1$$

$$\frac{157.5}{45} \leq e \leq \frac{157.5}{40}$$

$$3.5 \leq e \leq 3.9$$

On prend : $e=15$ cm

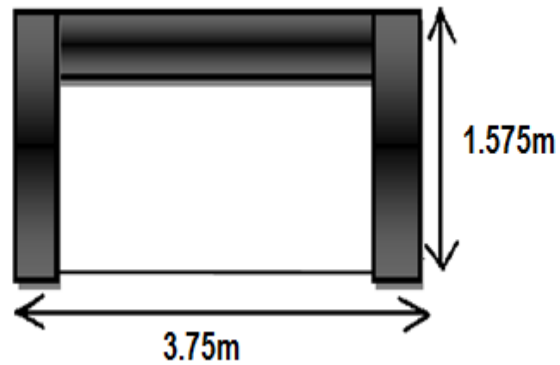


Figure II. 3: dalle pleine sur 3 appuis

Balcons :

Dans notre cas les dalles qui reposent sur deux et trois appuis ont une portée égale à :

$$L_x = 1.575m$$

• **Balcon sur deux appuis :**

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{1.575}{2.4} = 0.66$$

$$0.4 < 0.66 < 1$$

$$\frac{157.5}{45} \leq e \leq \frac{157.5}{40}$$

$$3.5 \leq e \leq 3.9$$

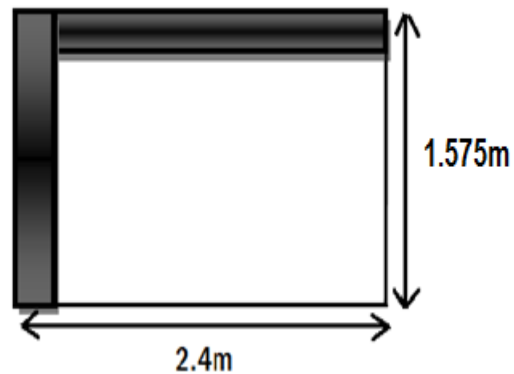


Figure II. 4: balcon sur deux appuis

Donc la condition de coupe-feu qui est la plus défavorable ; on prend : $e = 15$ cm

• **Balcon sur trois appuis :**

$$0.4 < \frac{L_x}{L_y} < 1$$

$$0.4 < 0.66 < 1$$

$$\frac{157.5}{45} \leq e \leq \frac{157.5}{40}$$

$$\rightarrow 3.5 \leq e \leq 3.9$$

On prend $e=15$ cm

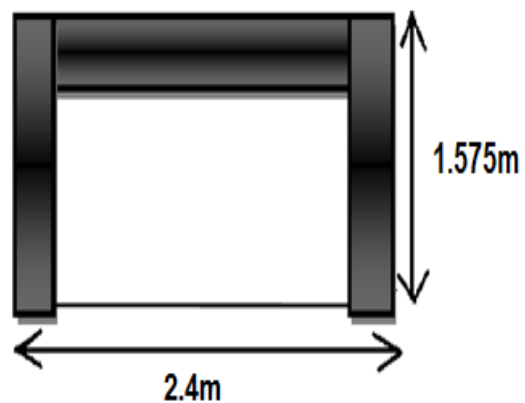


Figure II. 5: balcon sur trois appui

II.2.2 Pré-dimensionnements des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux doivent avoir des sections régulières (rectangulaires ; carrées). Leur rôle est de transmettre les charges vertical aux (poteaux et voiles). [2]

Les poutres seront pré dimensionnées selon les formules empiriques données par **BAEL91** et vérifiées par la suite selon **RPA99 v2003**.

a) Pré-dimensionnement des poutres Principales :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

D'après [3] le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante:

- $\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$
- $0.3h_t \leq b \leq 0.7h_t$

L_{\max} : portée maximale entre nus appuis

h_t :Hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

On suppose des poteaux de $(35 \times 35)cm^2$

$$L_{\max} = 4.20 - 0.35 = 3.9$$

$$\frac{3.9}{15} \leq h_t \leq \frac{3.9}{10} \rightarrow 0.26 \leq h_t \leq 0.39$$

→On prend : $h = 0.35m$

$$0.3(0.35) \leq b \leq 0.7(0.35) \rightarrow 0.11 \leq b \leq 0.25$$

→On prend : $b = 0.30m$

On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis les exigences du **RPA99 V2003** qui sont les suivantes :

- ✓ $b \geq 20cm \rightarrow 30cm > 20cm$... Condition vérifiée
- ✓ $h \geq 30cm \rightarrow 35cm > 30cm$... Condition vérifiée
- ✓ $\frac{h}{b} < 4 \rightarrow 1.16 < 4$... Condition vérifiée

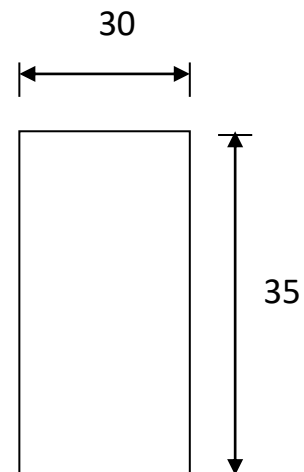


Figure II. 6 : Dimension de la poutre principale

b) Pré-dimensionnement des poutres secondaires (chainages) :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles.

$$L_{\max} = 3.75 - 0.35 = 3.4\text{m}$$

$$\frac{3.4}{15} \leq h_t \leq \frac{3.4}{10} \rightarrow 0.23 \leq h_t \leq 0.34$$

→ on prend : $h = 0.30\text{m}$

$$0.3(0.30) \leq b \leq 0.7(0.30) \rightarrow 0.09 \leq b \leq 0.21$$

→ on prend : $b = 0.30\text{m}$

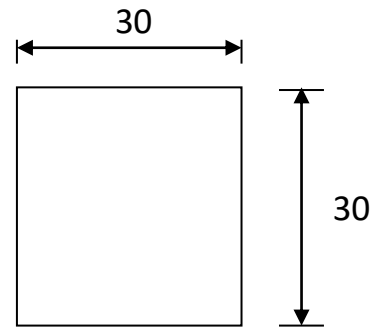


Figure II. 7: Dimension de la poutre secondaire

On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis les exigences du **RPA99 V2003**:

- ✓ $b \geq 20\text{cm} \rightarrow 30 > 20\text{cm} \dots$ Condition vérifiée
- ✓ $h \geq 30\text{cm} \rightarrow 30\text{cm} = 30\text{cm} \dots$ Condition vérifiée
- ✓ $\frac{h}{b} < 4 \rightarrow 1 < 4 \dots$ Condition vérifiée

c) Pré-dimensionnement des poutres noyées :

• BN01 :

$$L_{\max} = 3.75 - 0.35 = 3.4\text{m}$$

$$\frac{3.4}{15} \leq h_t \leq \frac{3.4}{10} \rightarrow 0.23 \leq h_t \leq 0.34$$

→ On prend : $h = 0.30\text{m}$

$$0.3(0.30) \leq b \leq 0.7(0.30) \rightarrow 0.09 \leq b \leq 0.21$$

→ On prend : $b = 0.30\text{m}$

On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis les exigences du **RPA99 V2003**:

- ✓ $b \geq 20\text{cm} \rightarrow 30 > 20\text{cm} \dots$ Condition vérifiée
- ✓ $h \geq 30\text{cm} \rightarrow 30\text{cm} = 30\text{cm} \dots$ Condition vérifiée
- ✓ $\frac{h}{b} < 4 \rightarrow 1 < 4 \dots$ Condition vérifiée

• BN02 :

$$L_{\max} = 3.75 - 0.35 = 3.4\text{m}$$

$$\frac{3.4}{15} \leq h_t \leq \frac{3.4}{10} \rightarrow 0.23 \leq h_t \leq 0.34$$

→ on prend : $h = 0.30\text{m}$

$$0.3(0.30) \leq b \leq 0.7(0.30) \rightarrow 0.09 \leq b \leq 0.21$$

→ On prend : $b = 0.21\text{m}$

Pré-dimensionnement et descente des charges

On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis les exigences du **RPA99 V2003**:

- ✓ $b \geq 20\text{cm} \rightarrow 21 > 20\text{cm} \dots$ Condition vérifiée
- ✓ $h \geq 30\text{cm} \rightarrow 30\text{cm} = 30\text{cm} \dots$ Condition vérifiée
- ✓ $\frac{h}{b} < 4 \rightarrow 1 < 4 \dots$ Condition vérifiée

- **BN03 :**

$$L_{\max} = 2.4 - 0.35 = 2.05\text{m}$$

$$\frac{2.05}{15} \leq h_t \leq \frac{2.05}{10} \rightarrow 0.14 \leq h_t \leq 0.21$$

→ On prend : $h = 0.30\text{m}$

$$0.3(0.30) \leq b \leq 0.7(0.30) \rightarrow 0.09 \leq b \leq 0.21$$

→ On prend : $b = 0.15\text{m}$

On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis les exigences du **RPA99 V2003** :

- ✓ $b = 15 \dots$ (prenez l'épaisseur du balcon)
- ✓ $h \geq 30\text{cm} \rightarrow 30\text{cm} = 30\text{cm} \dots$ Condition vérifiée
- ✓ $\frac{h}{b} < 4 \rightarrow 1 < 4 \dots$ Condition vérifiée

II.2.3) Pré-dimensionnement des voiles :

Ce sont des éléments de contreventement verticaux, en béton armé .d'après [1] **article 7.7.1** sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants à la condition:($L \geq 4a$). Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

L : longueur de voile

a : épaisseur de voile

L'épaisseur minimale est de 15 cm. 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 indiquées à la Figure (7.8) [1].

$$a \geq \max\left(\frac{h_e}{25}; 15\text{cm}\right)$$

$$a \geq \max\left(\frac{h_e}{22}; 15\text{cm}\right)$$

$$a \geq \max\left(\frac{h_e}{20}; 15\text{cm}\right)$$

h_e :Hauteur libre de l'étage

Pré-dimensionnement et descente des charges

On a $h=3.06$ $h_e=3.06 - 0.35$

$$a \geq \max\left(\frac{271}{20}; 15\text{cm}\right)$$

On adopte : $a=15\text{cm}$

$$L \geq 4a \rightarrow L=4 \times 15=60\text{cm}$$

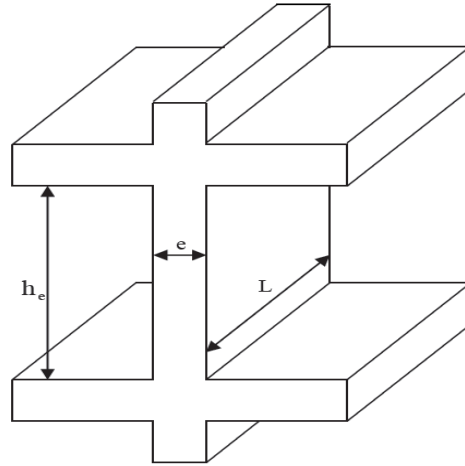


Figure II. 8: coupe de voile en élévation.

II.2.4) Pré dimensionnement des escaliers :

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par des escaliers ou par l'ascenseur.

L'escalier se compose d'une volée ou plus comportant des marches, des paliers d'arrivée et de départ et même des paliers intermédiaires. Elles seront réalisées en béton armé coulé sur place, la cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment.

Les différents éléments constituant un escalier sont :

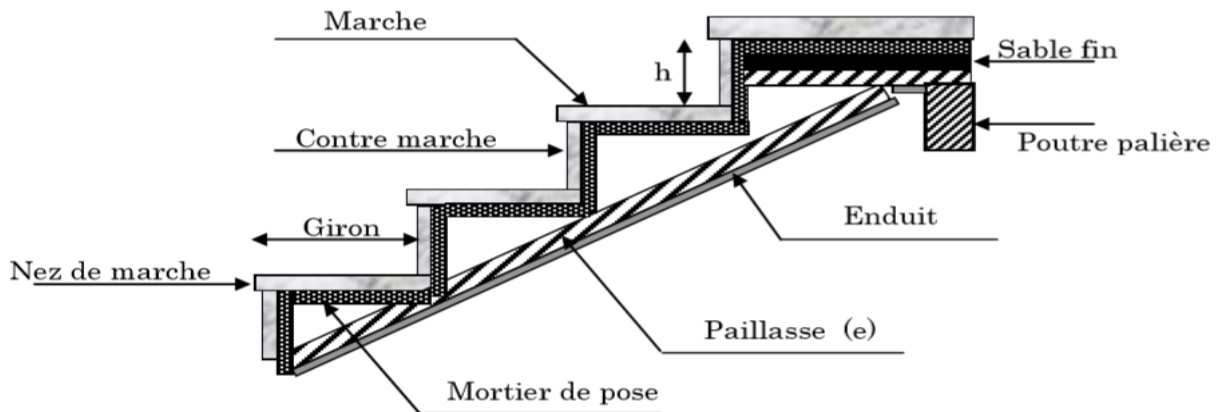


Figure II. 9: Schéma d'un escalier.

Le dimensionnement revient à déterminer :

- la hauteur h des contremarches se situe entre 14 et 18 cm.
- la largeur g se situe entre 25 et 32 cm

Pour déterminer les dimensions des marches et contre marches « g et h » on utilise la relation de **BLONDEL** : $60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$

$$g = \frac{L}{n-1} \text{ et } h = \frac{h_v}{n}$$

Pré-dimensionnement et descente des charges

$n - 1$: Nombre de marche.

n : Nombre de contre marche.

h_v : Hauteur de la volée.

g : giron.

L : longueur totale d'escalier.

h : hauteur de la contre marche.

– Calcul du nombre de marche ($n-1$) et de contre marche (n) :

Nous avons 2 volées identiques :

$$h_v = \frac{H_{\text{etage}}}{2} = \frac{3.06}{2} = 1.53\text{m}$$

$$L=2.40 \text{ m}$$

Inclinaison de la paillasse :

$$\tan \alpha = \frac{h_v}{L} = 0.6375$$

$$\alpha = 32.52^\circ$$

On prend :

$$2h + g = 64 \Rightarrow 2 \frac{h_v}{n} + \frac{L}{n-1} = 64$$

$$64n^2 - (64 + 2h_v + L)n + 2h_v = 0$$

$$64n^2 - 610n + 306 = 0$$

Après la résolution, on trouve : $n = 9$

On opte pour un nombre de contre marche : $n = 9$

Ce qui donne le nombre de marche $n-1 = 8$

– Calcul du giron (g) et la hauteur d'une contre marche (h) :

$$g = \frac{L}{n-1} = 30 \text{ cm}$$

$$h = \frac{h_v}{n} = 17 \text{ cm}$$

Epaisseur de la paillasse :

$$\frac{L_{PS}}{30} \leq e \leq \frac{L_{ps}}{20}$$

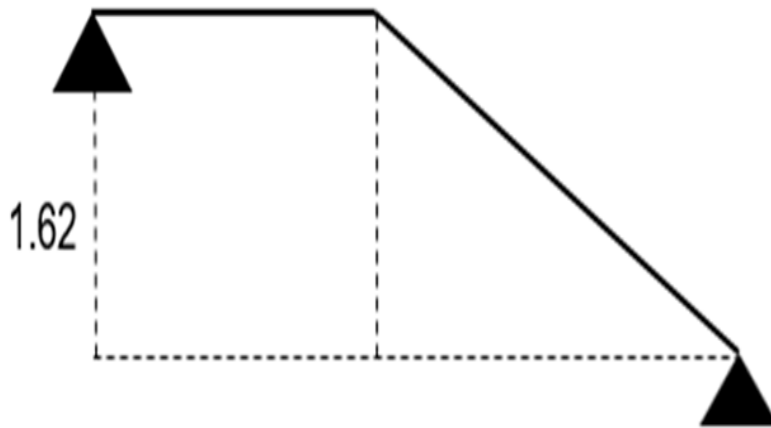


Figure II. 10: schéma statique de l'escalier

$$\text{Avec : } \cos \alpha = \frac{L}{L_{ps}} \Rightarrow L_{ps} = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{2.4}{\cos 32.52}$$

$$\Rightarrow L_{ps} = 2.8 \text{ m}$$

Donc :

$$\frac{280}{30} \leq e \leq \frac{280}{20}$$

$$9.33 \leq e \leq 14$$

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

Epaisseur du palier de repos :

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

$$L_p = 1.5 \text{ m}$$

$$\frac{120}{30} \leq e \leq \frac{120}{20}$$

$$4 \leq e \leq 6$$

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

II.2.5. Pré-dimensionnement de l'acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé, de protection qui se trouve du supérieur du bâtiment , non structural assimilé a une console encadrée a sa base au plancher terrasse. Le rôle essentiel de l'acrotère est d'empêcher l'écoulement de l'eau.

Surface de l'acrotère :

$$s = (0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.05) + \left(\frac{0.1 \times 0.05}{2} \right)$$

$$s = 0.0675 \text{ m}^2/\text{ml}$$

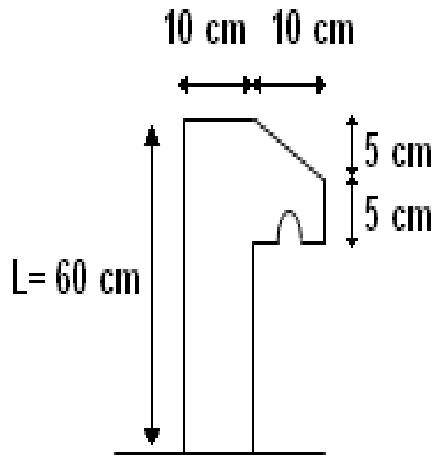


Figure II. 11: schéma de L'acrotère.

II.3. Evaluation des charges et des surcharges :

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément.

- **Plancher terrasse inaccessible :**

Désignation	e(m)	ρ (kN/m ³)	G(kN/m ²)
Protection lourde en gravillon	0.04	17	0.68
Etanchéité Multicouches	0.02	6	0.12
Forme de pente	0.01	22	2.20
Isolation thermique en polystyrène	0.04	4	0.16
Dalle en corps creux (16+5)	0.21	-	2.80
Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
G	<i>6.16 KN/m²</i>		
Q	<i>1.00 KN/m²</i>		

Tableau II. 1: Evaluation des Charges du plancher terrasse inaccessible en corps creux.

Pré-dimensionnement et descente des charges

- **Plancher étage courant :**

Désignation	e(m)	$\rho(\text{kN/m}^3)$	G(kN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Dalle en corps creux (16+5)	0.21	-	2.80
Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Cloison de séparation	0.10	10	1.00
G	<i>5.20 KN/m²</i>		
Q	<i>1.50 KN/m²</i>		

Tableau II. 2: Evaluation des Charges du plancher d'étage courant

- **Murs de façade (extérieur) :**

Désignation	e(m)	$\rho(\text{kN/m}^3)$	G(kN/m ²)
Briques creuses	0.15	9	1.35
Briques creuses	0.10	9	0.90
Enduit de ciment	0.02	20	0.40
Lame d'air	0.05	-	0.00
G	<i>2.85 KN/m²</i>		

Tableau II. 3: Charge permanente des murs extérieurs

- **Murs intérieur :**

Désignation	e(m)	$\rho(\text{kN/m}^3)$	G(kN/m ²)
Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Briques creuses	0.10	9	0.90
Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
G	<i>1.30 KN/m²</i>		

Tableau II. 4: Charge permanente des murs intérieurs

Pré-dimensionnement et descente des charges

- **Balcons:**

Désignation	e(m)	ρ (KN/m ³)	G KN/m ²
Dalle pleine	0.15	25	3.75
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Enduit en ciment	0.02	20	0.4
G	5.35KN/m ²		
Q	3.50 KN/m ²		

Tableau II. 5: Evaluation des charges dans les balcons

- **Les escaliers :**

- **Paillasse :**

Désignation	e(m)	ρ(kN/m ³)	G(kN/m ²)
Revêtement en carrelage horizontal	0.02	22	0.44
Revêtement en carrelage vertical	0.02	22 × tag α	0.28
Mortier de pose horizontal	0.01	20	0.20
Mortier de pose vertical	0.02	20 × tag α	0.26
Poids propre Marche 22 × h/2	-	22	1.87
Poids propre Paillasse 25 × ep/ cos α	0.15	25 / cos α	4.44
Enduit en plâtre 10 × ep/ cos α	0.02	10	0.23
G	7.72	KN/m ²	

Tableau II. 6: Evaluation des Charges du paillasse

• **Palier :**

Désignation	e(m)	ρ(kN/m³)	G(kN/m²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Palier	0.15	25	3.75
Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
G	4.79	KN/m²	

Tableau II. 7: Evaluation des Charges du palier

- La charge d'exploitation des escaliers est : $Q=2.5 \text{ KN/m}^2$

• **L'acrotère :**

Désignation	-	ρ (KN/m³)	G (KN/m²)
L'acrotère	0.0675	25	1.69
Enduit en ciment	0.02	20	0.4
G	2.09 KN/m²		
Q	1 KN/m²		

Tableau II. 8: Evaluation des charges de l'acrotère

II.4. pré-dimensionnement des poteaux :

Ce sont des éléments porteurs chargés de reprendre les charges et surcharges issues des différents niveaux pour les transmettre au sol par l'intermédiaire des fondations. [22]

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à l'ELU et en compression simple. Le calcul sera basé sur le poteau le plus sollicité qui le poteau central.

Etapas de pré- dimensionnement :

- Calcul de la surface reprise par poteau.
- Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposée par [1].

II.4.1. Poteaux rectangulaire :

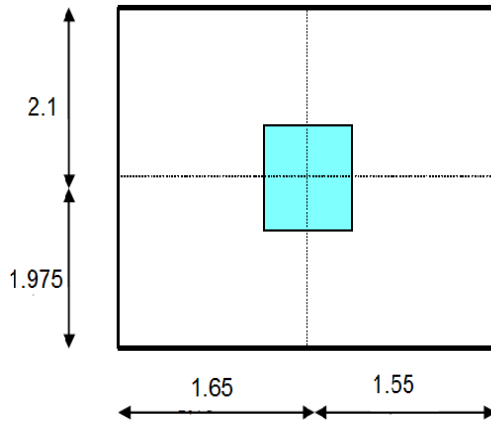


Figure II. 12: représentation du poteau le plus sollicité

La surface supportée par le poteau le plus défavorable :

S : la section que doit supporter le poteau le plus sollicité.

$$S = (2.1 + 1.975) \times (1.65 + 1.55)$$

$$S = 13.04 \text{ m}^2$$

Charges permanentes :

- Poutre principale :

$$PP = 0.35 \times 0.30 \times (1.925 + 1.8) \times 25$$

$$PP = 9.78 \text{ KN}$$

- Poutre secondaire:

$$PS = 0.30 \times 0.30 \times (1.475 + 1.375) \times 25$$

$$PS = 6.41 \text{ KN}$$

- Plancher étage courant :

$$P_{ec} = 5.20 \times 10.62 = 55.22 \text{ KN}$$

$$G_{ec} = 9.78 + 6.41 + 55.22 = 71.41 \text{ KN}$$

- Plancher terrasse :

$$P_{terr} = 6.16 \times 10.62 = 65.42 \text{ KN}$$

Pré-dimensionnement et descente des charges

$$G_{\text{terr}} = 9.78 + 6.41 + 65.42 = 81.61 \text{ KN}$$

Charges d'exploitation :

$$Q_{\text{ec}} = 1.5 \times 13.04 = 19.56 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{terr}} = 1 \times 13.04 = 13.04 \text{ KN}$$

Application de la dégression [7](2.2 art 6.3) :

Les charges d'exploitation n'agissent pas en même temps, alors on applique la loi de dégression.

Soit le Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n : les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1,2,.....n.

Numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes

Sous terrasse : Q_0

Sous dernier étage : $Q_0 + Q_1$

Sous étage immédiatement inférieur : ... $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$

Sous étage immédiatement inférieur : $Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Pour $n \geq 5$: $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$

Pour notre projet on applique :

$$Q_0 = 13.04 \text{ KN}$$

$$Q_0 + Q_1 = 32.6 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2) = 50.20 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 65.85 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 79.55 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 91.28 \text{ KN}$$

Poteau de RDC :

$$N_G = (71.41 \times 5) + 81.61 = 438.66 \text{ KN}$$

$$N_Q = 91.28 \text{ KN}$$

$$N_u = 1.15(1.35N_G + 1.5N_Q)$$

$$N_u = 1.15(1.35 \times 438.66 + 1.5 \times 91.28)$$

$$N_u = 838.48 \text{ KN}$$

L'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

CBA93 (art B.8.4.1)

$$N_u \leq \alpha \left[\left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9\gamma_b} \right) + \left(\frac{A \times f_e}{\gamma_s} \right) \right]$$

Pré-dimensionnement et descente des charges

Avec :

B_r : La section réduite du poteau obtenu en réduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$$\gamma_b = 1.5$$

$$\gamma_s = 1.15$$

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

α : est un coefficient fonction de l'élanement mécanique λ

Qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2(\lambda/35)^2} \quad \text{Pour } \lambda \leq 50$$

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

On propose $\lambda = 35$ pour une structure en béton armé (bâtiment)

Pour $\lambda \leq 50$:

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2(35/35)^2} = 0.708$$

D'après **BAEL91** : $\frac{A}{B_r} = 1\%$

$$f_e = 400 \text{ MPa}, f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$B_r \geq \left[\frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A}{B_r} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right]} \right]$$

$$B_r \geq \left[\frac{838.48 \times 10^{-3}}{0.708 \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + 0.01 \times 348 \right]} \right]$$

$$B_r \geq 0.054 \text{ m}^2 \rightarrow B_r \geq (a - 0.02)^2 \rightarrow a \geq \sqrt{B_r} + 0.02 \rightarrow a \geq \sqrt{0.054} + 0.02$$

$$a \geq 0.25 \text{ m}$$

✓ Par mesure de sécurité on prend $(40 \times 35) \text{ cm}^2$

• **Récapitulatif des sections des poteaux :**

Poteau	Nu (MN)	Br (m²)	a (cm)	b (cm)
RDC	838.48	0.054	40	35
1^{er} étage	707.38	0.045	40	35
2^{ème} étage	572.88	0.037	40	35
3^{ème} étage	435.02	0.028	40	35
4^{ème} étage	293.80	0.019	35	35
5^{ème} étage	149.19	0.010	35	35

Tableau II. 9: section des poteaux.

• **Vérification des exigences du RPA99 v2003:**

D'après l'article (Art. 7.4.1), on doit satisfaire les trois conditions suivantes :

$$\min(b_1; h_1) \geq 25 \text{ cm}$$

$$\min(b_1; h_1) \geq h_e/20$$

$$1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$$

• Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Poteau	(40 × 35)	(40 × 35)	(40 × 35)	(40 × 35)	(35 × 35)	(35 × 35)	
min(b₁; h₁) ≥ 25 cm	35	35	35	35	35	35	CV
min(b₁; h₁) ≥ h_e/20	13.55	13.55	13.55	13.55	13.55	13.55	CV
1/4 ≤ b₁/h₁ ≤ 4	1.14	1.14	1.14	1.14	1	1	CV

Tableau II. 10: Résultats des exigences du RPA pour le poteau le plus sollicité.

Vérification au flambement :

On prend un exemple :

Calcul du moment d'inertie:

$$I_x = I_y = \frac{a \times b^3}{12} = \frac{35 \times 40^3}{12}$$

$$I_x = I_y = 186666.67 \text{ cm}^4$$

Rayon de giration:

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$$

Avec : $A = a \times b = 40 \times 35 = 1400 \text{ cm}^2$

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = 11.55 \text{ cm}$$

Calcul de l'élanement:

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{i_x}$$

$$l_f = 0.7l_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m} \Rightarrow \lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{i_x} = 18.55$$

Donc on a : $\lambda_x = \lambda_y = 18.55 < 50$le flambement est vérifié.

- Pour les poteaux des autres étages on fait la même méthode de calcul :

Niveau	$(a \times b) \text{ cm}^2$	l_0 (m)	$l_f = 0.7l_0$ (m)	λ	$\lambda_y < 50$
RDC	(40×35)	3.06	2.142	18.55	CV
1	(40×35)	3.06	2.142	18.55	CV
2	$40 \times 35)$	3.06	2.142	18.55	CV
3	(40×35)	3.06	2.142	18.55	CV
4	(35×35)	3.06	2.142	21.20	CV
5	(35×35)	3.06	2.142	21.20	CV

Tableau II. 11: Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux.

II.4.2. Pré dimensionnement de poteaux circulaires :

- Charges permanents:

$$PS = 0.30 \times 0.30 \times 3.75 \times 25$$

$$PS = 8.44 \text{ KN}$$

$$P_{\text{dalle}} = 5.20 \times 0.7 \times 3.75 = 13.65 \text{ KN}$$

$$G = 8.44 + 13.65 = 22.09 \text{ KN}$$

- Charges d'exploitation :

$$Q = 1.5 \times 0.7 \times 3.75 = 3.94 \text{ KN}$$

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_u = 35.73 \text{ KN}$$

L'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha \left[\left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9\gamma_b} \right) + \left(\frac{A \times f_e}{\gamma_s} \right) \right]$$

On propose $\lambda = 35$ pour une structure en béton armé (bâtiment)

Pour $\lambda \leq 50$:

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2(\lambda/35)^2}$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2(35/35)^2} = 0.708$$

D'après BAEL : $\frac{A}{B_r} = 1\%$

$$f_e = 400 \text{ MPa}, f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$B_r \text{ calculé} \geq \left[\frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A}{B_r} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right]} \right]$$

$$B_r \text{ calculé} \geq \left[\frac{35.73 \times 10^{-3}}{0.708 \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + 0.01 \times 348 \right]} \right]$$

$$B_r \text{ calculé} \geq 0.0023 \text{ m}^2$$

Nous avons adopté pour le poteau circulaire ($D = 35\text{cm}$) par ce que c'est un poteau pour décoration.

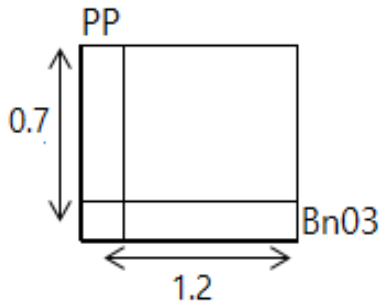
$$B_r \text{ adopté} = \frac{\pi \times (0.35 - 0.02)^2}{4}$$

$$B_r \text{ adopté} = 0.086 \text{ m}^2$$

$$B_r \text{ adopté} > B_r \text{ calculé} \rightarrow \text{Pas de risqué de flambement}$$

II .4.3 Pré dimensionnement des raidisseurs :

a) Raidisseur R1 :



$$S = 0.7 \times 1.2 = 0.84 \text{ m}^2$$

▪ Charges permanents:

- Poutre principale :

$$PP = 0.35 \times 0.30 \times 0.6 \times 25$$

$$PP = 1.575 \text{ KN}$$

- Bn03 :

$$Bn03 = 0.30 \times 0.15 \times 1.1 \times 25$$

$$Bn03 = 1.24 \text{ KN}$$

- Dalle pleine :

$$P = 5.35 \times 0.66 = 3.53 \text{ KN}$$

$$G = 1.575 + 1.24 + 3.53 = 6.35 \text{ KN}$$

▪ Charges d'exploitation :

$$Q = 3.5 \times 0.84 = 2.94 \text{ KN}$$

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_u = 12.98 \text{ KN}$$

L'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha \left[\left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9\gamma_b} \right) + \left(\frac{A \times f_e}{\gamma_s} \right) \right]$$

On propose $\lambda = 35$ pour une structure en béton armé (bâtiment)

Pour $\lambda \leq 50$:

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2(\lambda/35)^2}$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2(35/35)^2} = 0.708$$

D'après BAEL91 : $\frac{A}{B_r} = 1\%$

$$f_e = 400 \text{ MPa}, f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$B_r \geq \left[\frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A}{B_r} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right]} \right]$$

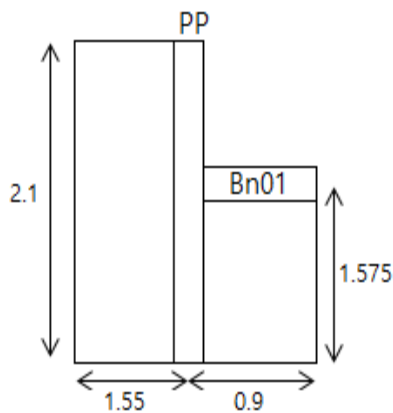
$$B_r \geq \left[\frac{12.98 \times 10^{-3}}{0.708 \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + 0.01 \times 348 \right]} \right]$$

$$B_r \geq 0.0008 \text{ m}^2 \rightarrow B_r \geq (a - 0.02)^2 \rightarrow a \geq \sqrt{B_r} + 0.02 \rightarrow a \geq \sqrt{B_r} + 0.02$$

$$a \geq 0.049 \text{ m}$$

✓ Par mesure de sécurité en prend $(20 \times 20) \text{ cm}^2$

b) Raidisseur R :



$$S = (2.1 \times 1.55) + (0.9 \times 1.575) = 4.67 \text{ m}^2$$

▪ Charges permanents:

- Poutre principale :

$$P_p = 0.35 \times 0.30 \times (0.425 + 1.475) \times 2$$

$$P_p = 5.82 \text{ KN}$$

- **Bn01 :**

$$Bn03 = 0.30 \times 0.30 \times 0.8 \times 25$$

$$Bn03 = 1.8 \text{ KN}$$

- **Dalle pleine :**

$$P = 5.20 \times 3.94 = 20.49 \text{ KN}$$

$$G = 5.82 + 1.8 + 20.49 = 28.11 \text{ KN}$$

Charges d'exploitation :

$$Q = 1.5 \times 4.67 = 7.01 \text{ KN}$$

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_u = 48.46 \text{ KN}$$

L'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha \left[\left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9\gamma_b} \right) + \left(\frac{A \times f_e}{\gamma_s} \right) \right]$$

On propose $\lambda = 35$ pour une structure en béton armé (bâtiment)

Pour $\lambda \leq 50$:

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2(35/35)^2} = 0.708$$

D'après [3] : $\frac{A}{B_r} = 1\%$

$$f_e = 400 \text{ MPa}, f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$B_r \geq \left[\frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A}{B_r} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right]} \right]$$

$$B_r \geq \left[\frac{48.46 \times 10^{-3}}{0.708 \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + 0.01 \times 348 \right]} \right]$$

$$B_r \geq 0.00311 \text{ m}^2 \rightarrow B_r \geq (a - 0.02)^2 \rightarrow a \geq \sqrt{B_r} + 0.02 \rightarrow a \geq \sqrt{B_r} + 0.02$$

$$a \geq 0.076 \text{ m}$$

✓ Par mesure de sécurité en prend $(20 \times 20) \text{ cm}^2$

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. Introduction :

La construction est un ensemble d'éléments classés en deux catégories :

- Éléments secondaires (non structuraux) qui ne contribuent pas directement au contreventement.
- Éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directs.

Dans ce chapitre, on procède au calcul des éléments secondaires suivants :

- Les planchers.
- Les escaliers.
- L'acrotère.

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement **BAEL91** en respectant le règlement parasismique Algérien **RPA99 V2003**.

III.2. Calcul des escaliers :

La détermination des efforts internes se fait pour une poutre isostatique simplement appuyée.

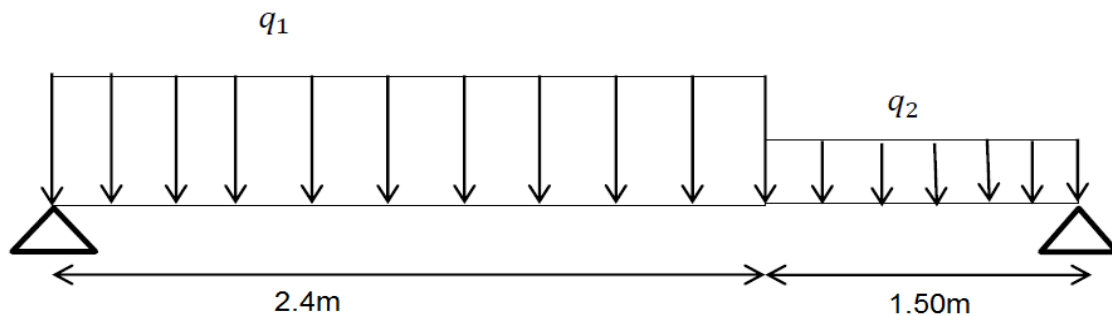


Figure III. 1 : Schéma statique d'un escalier

III.2.1. Evaluation des sollicitations :

▪ Charges et surcharges :

Palier : $G_p = 4.79\text{KN/m}^2$

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

Volée : $G_v = 7.72 \text{ KN/m}^2$

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

E.L.U :

$$\checkmark q_{U_p} = (1.35G_p + 1.5Q_p)$$

$$q_{U_p} = (1.35 \times 4.79 + 1.5 \times 2.5) = 10.22 \text{ KN/m}$$

$$\checkmark q_{U_v} = (1.35G_v + 1.5Q_v)$$

$$q_{U_v} = (1.35 \times 7.72 + 1.5 \times 2.5) = 14.17 \text{ KN/m}$$

E.L.S :

$$\checkmark q_{s_p} = (G_p + Q_p) = (4.79 + 2.5)$$

$$q_{s_p} = 7.29 \text{ KN/m}$$

$$\checkmark q_{s_v} = (G_v + Q_v) = (7.72 + 2.5)$$

$$q_{s_v} = 10.22 \text{ KN/m}$$

• Calcul des sollicitations par la méthode de RDM :

1) à L'E.L.U :

▪ **Calcul des réactions d'appui :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum M/A = 0 \\ \sum M/B = 0 \end{array} \right.$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow (-R_B \times 3.9) + (q_{U_p} \times 1.50) \times 3.15 + (q_{U_v} \times 2.4) \times 1.2 = 0$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow (R_B \times 3.9) = (10.22 \times 1.50) \times 3.15 + (14.17 \times 2.4) \times 1.2 = 0$$

$$\rightarrow R_B = 22.85 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \rightarrow (R_A \times 3.9) - (q_{U_v} \times 2.4) \times 2.7 - (q_{U_p} \times 1.50) \times 0.75 = 0$$

$$\rightarrow R_A = 26.49 \text{ KN}$$

✓ Vérifications :

$$\checkmark \sum F_v = 0 \rightarrow R_A + R_B - (q_{U_v} \times 2.4) + (q_{U_p} \times 1.50) = 0$$

$$\rightarrow 26.49 + 22.85 - (14.17 \times 2.4) + (10.22 \times 1.50) = 0 \rightarrow C.V$$

▪ **Calcul des moments et les efforts tranchants :**

Section 1.1 : $0 \leq x \leq 2.4m$

$$\begin{cases} M(x) = R_A x - q_{U_v} \frac{x^2}{2} \\ V(x) = R_A x - q_{U_v} x \end{cases}$$

$$\begin{cases} M(x) = 26.49x - 14.17 \times \frac{x^2}{2} \\ M(0) = 0 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M(2.4) = 22.77 \text{ KN.m} \\ V(x) = 26.49 - 14.17x \end{cases}$$

$$\begin{cases} V(0) = 26.49 \text{ KN} \\ V(2.4) = -7.518 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\rightarrow x = 1.88 \rightarrow M(1.88) = 24.76 \text{ KN.m}$$

Section 2.2 : $0 \leq x \leq 1.5m$

$$\begin{cases} M(x) = R_B x - q_{U_p} \frac{x^2}{2} \\ V(x) = -R_B + q_{U_p} x \end{cases}$$

$$M(x) = 22.85x - 10.22 \times \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.5) = 22.78 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$V(x) = -22.85 + 10.22x$$

$$\begin{cases} V(0) = -22.85 \text{ KN} \\ V(2.4) = -7.52 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\rightarrow x = 2.24 \rightarrow M(2.24) = 25.54 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow M_{\text{max appui}} = 0.5M_0 = 12.77 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow M_{\text{max travée}} = 0.85M_0 = 21.71 \text{ KN.m}$$

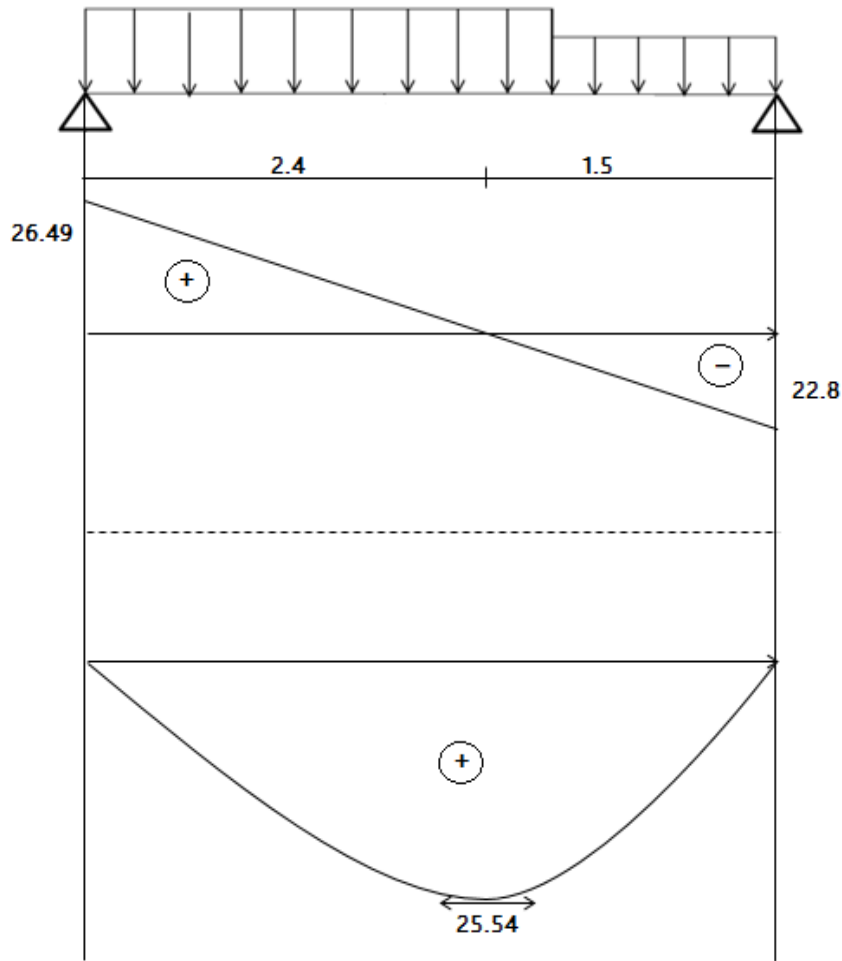


Figure III. 2 : Diagramme des sollicitations (M et T) à l'ELU

2) à L'E.L.S :

▪ Calcul des réactions d'appui :

$$\sum M/A = 0 \rightarrow R_B = 16.38KN$$

$$\sum M/B = 0 \rightarrow R_A = 19.08KN$$

✓ Vérifications :

✓ $\sum F_V = 0 \rightarrow C.V$

✓ Calcul des moments et des efforts tranchants :

Section 1.1 : $0 \leq x \leq 2.4m$

$$M(x) = 19.08x - 10.22 \times \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(2.4) = 16.36 \text{ KN.m} \end{cases}$$

ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

$$V(x) = 19.08 - 10.22x$$

$$\begin{cases} V(0) = 19.08 \text{ KN} \\ V(2.4) = -5.45 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\rightarrow x = 1.87 \rightarrow M(1.87) = 17.81 \text{ KN.m}$$

Section 2.2 : $0 \leq x \leq 1.5 \text{ m}$

$$M(x) = 16.38x - 7.29 \times \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.5) = 16.37 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$V(x) = -16.38 + 7.29x$$

$$\begin{cases} V(0) = -16.38 \text{ KN} \\ V(2.4) = -5.44 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\rightarrow x = 2.25 \rightarrow M(2.25) = 18.40 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow M_{\max \text{ appui}} = 0.5M_0 = 9.2 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow M_{\max \text{ travée}} = 0.85M_0 = 15.64 \text{ KN.m}$$

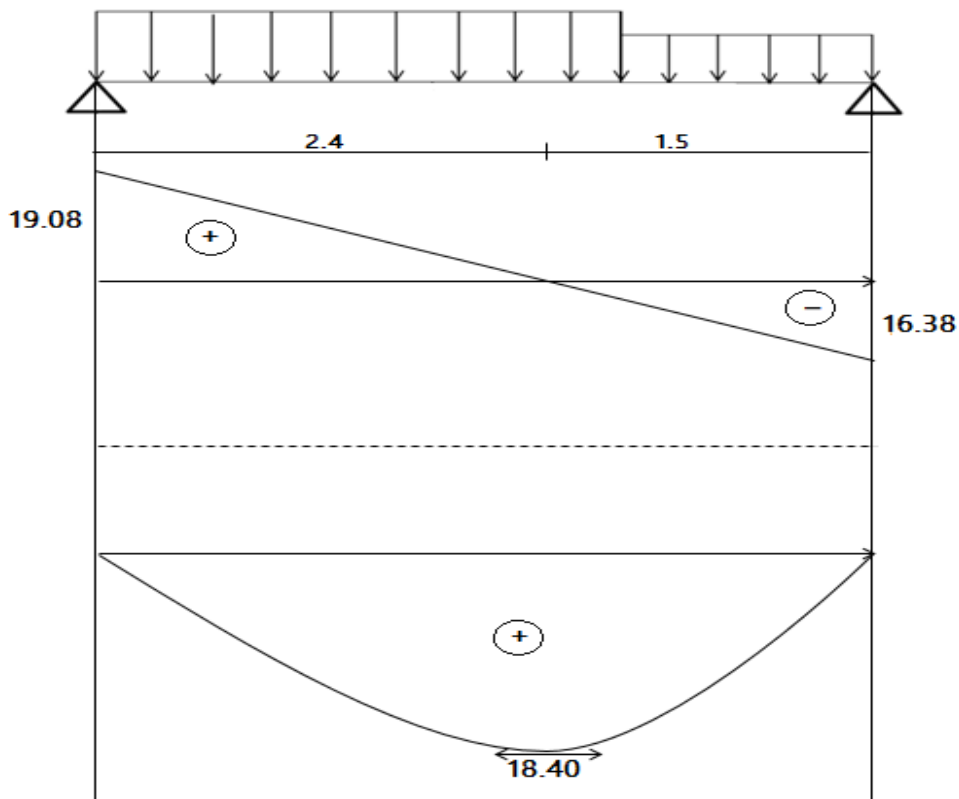


Figure III. 3: Diagramme des sollicitations (M et T) à l'ELS.

Récapitulation des moments et efforts tranchants :

	$M_{\max \text{ appui}}(\text{KN.m})$	$M_{\max \text{ travée}}(\text{KN.m})$	$V_{\max}(\text{KN})$
E.L.U	12.77	21.71	26.49
E.L.S	9.20	15.64	19.08

Tableau III. 1: valeurs maximales du moments fléchissant et effort tranchant.

● **Déterminations du ferrailage :**

Le ferrailage se fait à la flexion simple avec $M_{\text{travée max}}$ et $M_{\text{appui max}}$

Pour une section $(b \times h) = (1\text{ml} \times e)$.

● **Calcul a l'ELU :**

Les contraintes :

$$f_{bc} = 14.2\text{Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 347.83 \text{ Mpa}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2\text{Mpa}$$

En travée :

$$d = 0.9h = 0.135\text{m} ; b = 1\text{m}$$

$$M_u = 21.71\text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{21.71 \times 10^{-3}}{1 \times (0.135)^2 \times 14.2} = 0.084 \leq 0.186 \rightarrow A'_u = 0$$

$$\alpha = 0.11 ; \beta = 0.96$$

$$A_u = \frac{21.71 \times 10^{-3} \times 10^4}{0.96 \times 0.135 \times 347.83}$$

$$A_u = 4.82\text{cm}^2$$

Condition de non fragilité :

La section minimale est :

$$A_{st \min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1\text{Mpa}$$

$$A_{st \min} \geq 1.63 \text{ Condition vérifié}$$

Donc On adopte : $A_{st \text{ travée}} = 5\text{T}12 = 5.65\text{cm}^2$

En appui :

$$M_u = 12.77 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{12.77 \times 10^{-3}}{1 \times (0.135)^2 \times 14.2} = 0.049 \leq 0.186 \rightarrow A'_u = 0$$

$$\alpha = 0.063 ; \beta = 0.97$$

$$A_u = \frac{12.77 \times 10^{-3} \times 10^4}{0.97 \times 0.135 \times 347.83}$$

$$A_u = 2.80 \text{cm}^2$$

Condition de non fragilité :

La section minimale est :

$$A_{st \min} \geq 1.63 \text{ Condition vérifié}$$

Donc On adopte : $A_{st \text{ appui}} = 3\text{T12} = 3.39 \text{cm}^2$

Les armatures de répartition : [3] (Art .8.2.41)

En travée :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{cm}^2$$

En appui :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.85 \text{cm}^2$$

Donc on adopte (pour travée et l'appui) : $A_r = 2\text{T12} = 1.57 \text{cm}^2$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$V_{\max} = 26.49 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{26.49 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.19 \text{Mpa} \leq \bar{\tau}_u$$

La fissuration est peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{Mpa} \right) = 3.33 \text{Mpa}$$

$$\tau_u = 0.19 \text{Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Vérification des contraintes :**

Fissuration peu nuisible \rightarrow vérifier les contraintes.

Pas de vérification pour $\sigma_s \rightarrow$ il suffit de vérifier $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$

Avec :

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

La position de l'axe neutre (y) :

$$\frac{b}{2} \times y^2 - 15A \times d + 15A \times y$$

$$A' = 0 \Rightarrow I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
Travée	15.64	4.01	9781.97	6.41	15	Vérifiée
Appui	9.20	3.23	6486.57	4.58	15	Vérifiée

Tableau III. 2:vérification des contraintes à l'ELS.

• **Vérification des espacements:**

Cas de la fissuration peu préjudiciable: [8]

$$S_t \leq \text{Min}(3h, 33 \text{ cm}) \rightarrow \text{Pour les armatures parallèles à } l_x \quad (2.13)$$

$$S_t \leq \text{Min}(4h, 45 \text{ cm}) \rightarrow \text{Pour les armatures parallèles à } l_y \quad (2.14)$$

Armatures longitudinales:

$$S_t \leq \text{Min}(45 \text{ cm}, 33 \text{ cm})$$

On adopte en travée et en appui

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

Armatures de répartition :

$$S_t \leq \text{Min}(60, 45 \text{ cm})$$

$$S_t = 15$$

• **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \max \left(\frac{3}{80}; \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M} \right) \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{2 \text{MPa}}{f_e} \end{array} \right. \quad [9]$$

1^{er} condition : $\frac{0.17}{3.9} \geq \max \left(\frac{3}{80}; \frac{1}{20} \times \frac{15.64}{18.40} \right)$

$\Rightarrow 0.0436 > 0.0425$ Condition vérifiée

ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

$$2^{\text{ème}} \text{ condition : } \frac{5.65}{100 \times 13.5} \leq \frac{2 \text{MPa}}{400}$$

$\Rightarrow 0.0042 < 0.005$ Condition vérifiée

✓ Les deux conditions sont vérifiées, donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

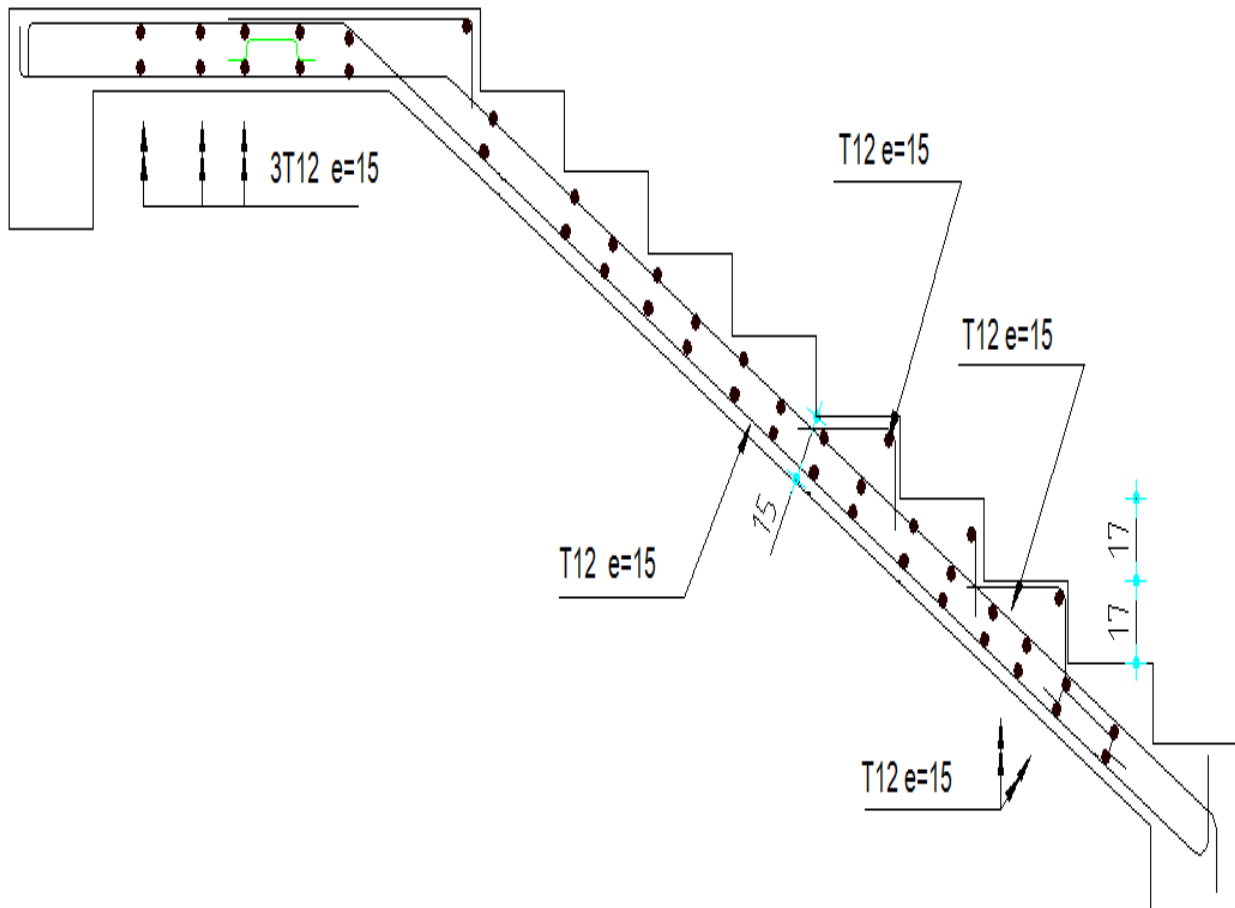


Figure III. 4: Schéma de ferrailage de l'escalier.

III.2.2. Étude de la poutre palière :

Cette poutre est soumise à la flexion simple en outre elle est soumise à la torsion.

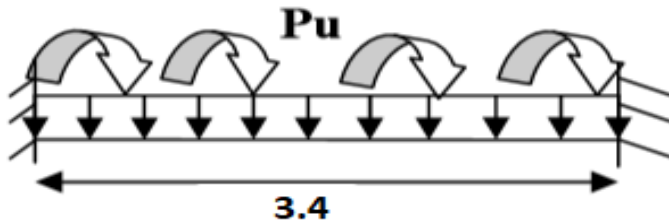


Figure III.5: Schéma statique de la poutre palière.

Dimensionnement :

D'après [3] le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante :

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

$$0.3h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

$$L_{\max} = 3.75 - 0.35 = 3.4$$

$$\frac{3.4}{15} \leq h_t \leq \frac{3.4}{10} \rightarrow 0.22 \leq h_t \leq 0.34$$

→ On prend : $h = 0.30$ m

$$0.3(0.30) \leq b \leq 0.7(0.30) \rightarrow 0.09 \leq b \leq 0.21$$

→ On prend : $b = 0.30$ m

On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis les exigences du **RPA99 V2003**:

- ✓ $b \geq 20\text{cm} \rightarrow 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots$ Condition vérifiée
- ✓ $h \geq 30\text{cm} \rightarrow 30\text{cm} > 30\text{cm} \dots$ Condition vérifiée
- ✓ $\frac{h}{b} < 4 \rightarrow 1 < 4 \dots$ Condition vérifiée

Calcul à la flexion simple :

- **Calcul des sollicitations :**

g_0 : Poids propre de la poutre.

$$g_0 = 0.3 \times 0.3 \times 25 = 2.25 \text{ KN/m}$$

La charge transmise par l'escalier est la réaction d'appui au point B

ELU: $R_B = 22.85 \text{ KN}$

$$P_u = 1.35g_0 + R_B$$

$$P_u = 1.35 \times 2.25 + 22.85 = 25.89 \text{ KN/m}_1$$

ELS: $R_B = 16.38 \text{ KN}$

$$P_s = g_0 + R_B$$

$$P_s = 2.25 + 16.38 = 18.63 \text{ KN/m}_1$$

- **Moment travée :**

$$M_t = \frac{P_u \times l^2}{24} = \frac{25.89 \times 3.4^2}{24} = 12.47 \text{ KN.m}$$

- **Moment appuis :**

$$M_a = -\frac{P_u \times l^2}{12} = -\frac{25.89 \times 3.4^2}{12} = -24.94 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant :**

$$V_u = \frac{P_u \times l}{2} = \frac{25.89 \times 3.4}{2} = 44.01 \text{ KN.m}$$

- **Ferraillage :**

	M (KN. m)	μ_u	α	β	A_u (cm^2)	A_{\min} (cm^2)	A_{adopte} (cm^2)
Travée	12.47	0.0402	0.0513	0.979	1.36	0.98	3.08
Appuis	-24.94	0.0803	0.1048	0.958	2.77	0.98	3.08

Tableau III. 3: Ferraillage de la poutre palière.

Exigence du RPA99 V2003:

$$A = 0.5\% \times b \times h = 4.5 \text{ cm}^2$$

1) Vérification à l'ELU :

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

$$V_{\max} = 44.01 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{44.01 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.27} = 0.54 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.54 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(44.01 + \frac{12.47}{0.9 \times 0.27} \right) \frac{1.15}{400} = 2.74 \text{ cm}^2$$

→ condition vérifiée

- Calcul de l'espacement :

D'après [4] (Art A.5.1.2.2 et Art A.5.1.2.3) :

$$S_t \leq \text{Min}(0.9d, 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 24 \text{ cm}$$

On adopte en travée et en appui

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

2) Calcul à la torsion :

Le moment de torsion uniformément répartie est engendré par les charges ramenées par le palier et la volée, il est égal au moment aux extrémités (aux appuis).

$$M_a = 12.77 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de la section des d'armatures longitudinales :**

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section. [4] (Art A.5.4)

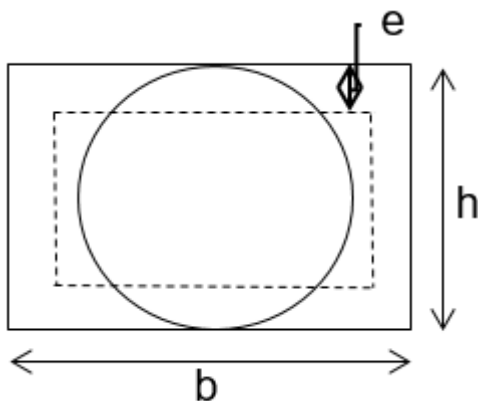


Figure III. 6 : Section creuse équivalente

- U : périmètre de la section.
- Ω : air du contour tracé à mi-hauteur.
- e : épaisseur de la paroi.

– Al : section d'acier.

$$e = \frac{h}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b - e] \times [h - e] = 0.0625 \text{ m}^2$$

$$U = 2[(h - e) + (b - e)] = 1 \text{ m}$$

$$Al = \frac{M_t \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{12.77 \times 1 \times 1.15}{2 \times 0.0625 \times 400} = 2.94 \text{ cm}^2$$

• **Choix des armatures :**

En travée :

$$A_t = A_{\text{flexion}} + \frac{A_{\text{torsion}}}{2} = 3.08 + \frac{2.94}{2} = 4.55 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 3T14 = 4.62 \text{ cm}^2$$

En appuis :

$$A_a = A_{\text{flexion}} + \frac{A_{\text{torsion}}}{2} = 3.08 + \frac{2.94}{2} = 4.55 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 3T14 = 4.62 \text{ cm}^2$$

• **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \sqrt{\tau_{\text{flexion}}^2 + \tau_{\text{torsion}}^2} \text{ contrainte de cisaillement dû à l'effort tranchant. [3](Art A.5.4)}$$

$$\text{On a } V_{\text{max}} = 44.01 \text{ KN}$$

$$\tau_{\text{flexion}} = \frac{V_{\text{max}}}{b \times d} = \frac{44.01 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.27} = 0.54 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{\text{torsion}} = \frac{M_t}{2 \times \Omega \times e} = \frac{12.77 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0625 \times 0.05} = 2.04 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 2.11 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• Calcul des armatures transversales : Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

✓ **Flexion simple :** [10]

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 0.15}{400} = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times \gamma_s \times (\tau_v - 0.3 \times f_{t28})}{0.9 \times f_e}$$

$$\tau_v < 0.3 \times f_{t28} \rightarrow 0.54 \text{ Mpa} < 0.63 \text{ Mpa}$$

✓ Torsion : [10]

$$A_t \geq 0.003 \times b \times S_t = 0.003 \times 0.3 \times 0.15 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{M_t \times S_t}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{12.77 \times 0.15}{2 \times 0.0625 \times 400} = 0.38 \text{ cm}^2$$

D'ou $A_t = 1.35 + 0.45 = 1.8 \text{ cm}^2$

Soit 4T8 = 2.01 cm², Donc un cadre et un étrier.

3) Vérification à l'ELS :

- Vérification de l'état limite de compression de béton

$$P_s = 18.63 \text{ KN/m}_1$$

- Moment travée :

$$M_t = \frac{P_u \times l^2}{24} = \frac{18.63 \times 3.4^2}{24} = 8.97 \text{ KN.m}$$

- Moment appuis :

$$M_a = -\frac{P_u \times l^2}{12} = -\frac{18.63 \times 3.4^2}{12} = -17.95 \text{ KN.m}$$

	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
Travée	8.97	9.10	29740.12	2.74	15	Vérifiée
Appui	17.95	9.10	29740.12	5.49	15	Vérifiée

Tableau III. 4: vérification des contraintes de la poutre palière.

- État limite de déformation :

$$1) \frac{h}{l_x} \geq \frac{1}{16}$$

$$\rightarrow \frac{0.3}{3.4} \geq 0.0625$$

$\rightarrow 0.088 \geq 0.0625 \rightarrow$ Condition vérifiée

$$2) \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2 \text{ Mpa}}{f_e} \rightarrow 0.0057 \leq 0.0105$$

\rightarrow Condition vérifiée

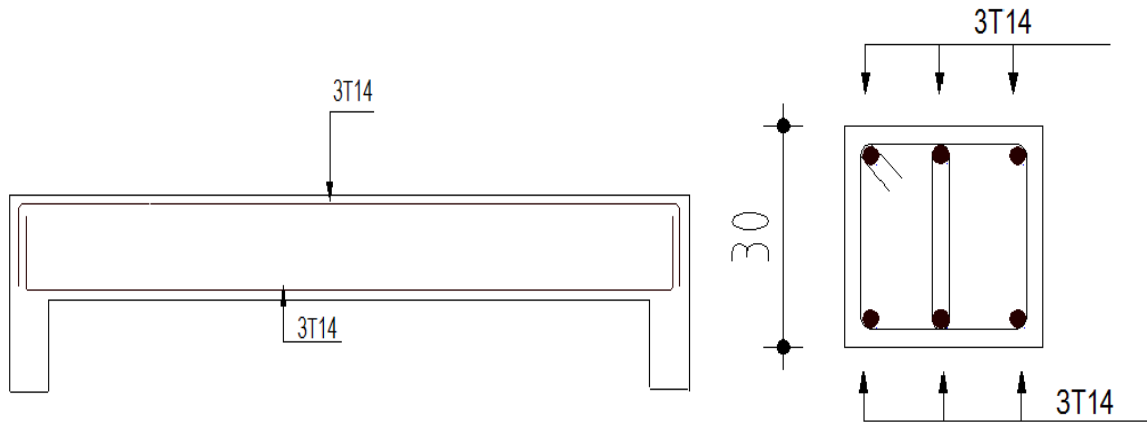


Figure III. 7: Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.3. Etude dalle pleine :

La dalle pleine est considérée comme une console encastrée, constitués d'une dalle pleine soumise à son poids propre G , à une charge d'exploitation Q

Le calcul se fera pour une bande de 1 m.

III .3.1. Etude Type 1 : dalle pleine sur 2 appuis :

$$L_x = 1.575 \text{ m} , L_y = 2.4 \text{ m} , e = 0.15 \text{ m}$$

Contre balancement :

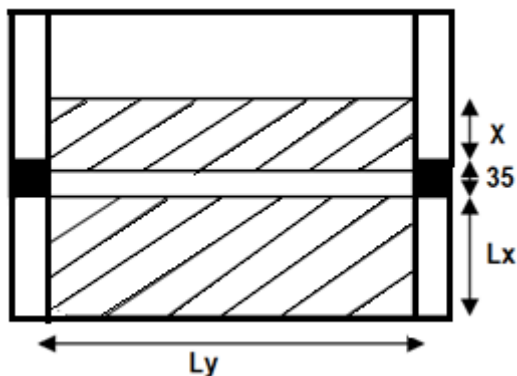


Figure III.8: vue en plan de la dalle pleine.

Calcul de la largeur :

$$P_{\text{balcon}} = 0.15 \times 2.4 \times 1.575 \times 25 = 14.175 \text{ KN}$$

$$P_{\text{contre poids}} = 0.21 \times 2.4 \times 25 \cdot x = 12.6 \cdot x \text{ KN}$$

Pour assurer l'équilibre : $P_{\text{dalle}} = P_{\text{contre poids}}$

$$\Rightarrow x = 1 \text{ m}$$

$$l_x = 1.575 + 1 = 2.575 \text{ m}$$

l_x : La petite portée ; donc : $l_x = 2.4 \text{ m}$ et $l_y = 2.575 \text{ m}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.4}{2.575} = 0.93 \rightarrow 0.4 < 0.93 < 1 \rightarrow \text{Dalle portée suivant les 2 sens}$$

• Détermination des charges :

$$G_{\text{balcon}} = 5.35 \text{ KN/m}^2$$

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

Combinaison des charges :

ELU :

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1 \text{ ml} = (1.35 \times 5.35 + 1.5 \times 3.5) \times 1 \text{ ml}$$

$$q_u = 12.47 \text{ KN/m}$$

ELS:

$$q_s = (G + Q) \times 1 \text{ ml} = (5.35 + 3.5) \times 1 \text{ ml} = 8.85 \text{ KN/m}$$

Calcul des sollicitations :

Calcul des moments:

ELU :

Sens x-x :

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.93 \rightarrow \mu_x = 0.0428$$

$$M_{0x} = 0.0428 \times 12.47 \times 2.4^2 = 3.07 \text{ KN.m}$$

Sens y-y :

$$M_{0y} = \mu_y \times M_x$$

$$\mu_y = 0.8450$$

$$M_{0y} = 0.8450 \times 3.07 = 2.59 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 2.61 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 2.20 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appui de rive (bord externe) : } M_{ax} = M_{ay} = -0.3 \times M_{0x} = -0.92 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appui intermédiaire (bord continue) : } M_{ax} = M_{ay} = -0.5 \times M_{0x} = -1.54 \text{ KN.m}$$

Calcul du ferrailage a L'ELU :

Calcul en flexion simple pour une bande de 1 ml :

	Sens	M (KN.m)	μ	α	β	A_u cm^2	A_{min} cm^2	$A_{adopté}$ cm^2
En travée	x-x	2.61	0.0101	0.0127	0.995	0.56	1.2	3T10 =2.36
	y-y	2.20	0.0085	0.0107	0.996	0.47	0.3	3T10 =2.36
En appui intermédiaire	x-x	0.92	0.0036	0.0045	0.998	0.20	1.2	3T10 =2.36
En appui de rive	x-x	1.54	0.0060	0.0075	0.997	0.33	1.2	3T10 =2.36

Tableau III. 5: Ferrailage de dalle pleine type1

Condition de non fragilité : [5]

La dalle est appuyée sur 2 cotés $\rightarrow 12cm \leq h_0 \leq 30cm$

La section minimale est :

$$A_{x \min} \geq \rho_a \times b \times h_0 \quad ; \quad \rho_a = 0.0008 \rightarrow (\text{acier FeE400})$$

$$A_{x \min} \geq 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2cm^2$$

$$A_{y \min} \geq \frac{A_x}{4} = 0.3cm^2$$

- **Les armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_{adoptée}}{4} = 0.59cm^2$$

$$\text{on adopte : } 3T8 = 1.51cm^2$$

- **Calcul de l'espacement des armatures : [5]**

ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

$$A_x // l_x \rightarrow s_x \leq \min(3h_0 ; 33cm)$$

$$s_x \leq \min(45 ; 33cm) \rightarrow \text{On adopte } s_x = 20cm$$

$$A_y // l_y \rightarrow s_y \leq \min(4h_0 ; 45cm)$$

$$s_y \leq \min(60 ; 45cm) \rightarrow \text{On adopte } s_x = 20cm$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement : [2]**

La fissuration est préjudiciable :

$$V_x = \frac{q \times l_x}{2} \frac{1}{1 + \rho/2} = \frac{12.47 \times 2.4}{2} \frac{1}{1 + 0.93/2} = 10.21 \text{KN}$$

$$V_y = \frac{q \times l_x}{2} = 14.96 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{14.96 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.11 \text{Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{Mpa}$$

E.L.S :

Vérification des contraintes :

	Sens	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$		$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$		
					σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	
Travée	x-x	2.17	2.76	4784.12	1.25	15	73.07	201.63	Vérifiée
	y-y	1.94	2.76	4784.12	1.12	15	65.33	201.63	Vérifiée
Appui de rive	x-x	0.77	2.76	4784.12	0.44	15	25.93	201.63	Vérifiée
Appui intermédiaire	x-x	1.28	2.76	4784.12	0.74	15	43.10	201.63	Vérifiée

Tableau III. 6: Vérification des contraintes à l'ELS dans dalle pleine type1.

- **Vérification de la flèche** : selon [3], si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche

$$1) \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{tser}^x}{20 \times M_{0ser}^x}, \frac{3}{80}\right)$$

$$\rightarrow \frac{0.15}{2.4} \geq \max\left(\frac{2.17}{20 \times 2.55} ; 0.0375\right)$$

→ $0.0625 \geq 0.0425$ → Condition vérifiée

$$2) \frac{A}{b \times d} \leq \frac{2Mpa}{f_e} \rightarrow 0.0017 \leq 0.005 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

→ Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

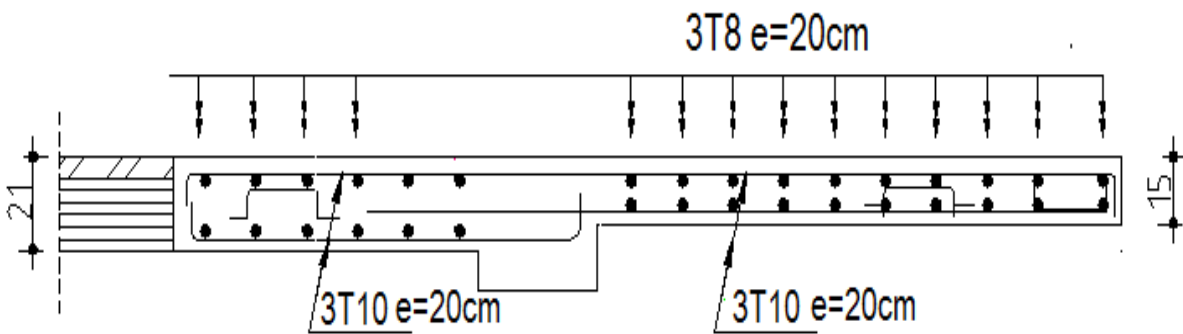


Figure III. 9: Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur deux appuis type 1

III .3.2. Etude Type 2 : dalle pleine sur 2 appuis

$$L_x = 1.575 \text{ m} , L_y = 1.8 \text{ m} , e = 0.15 \text{ m}$$

Calcul de la largeur :

$$P_{\text{balcon}} = 0.15 \times 1.8 \times 1.575 \times 25 = 10.63 \text{KN}$$

$$P_{\text{contre poids}} = 0.21 \times 1.8 \times 25 \cdot x = 9.45 \cdot x \text{KN}$$

$$\text{Pour assurer l'équilibre : } P_{\text{balcon}} = P_{\text{contre poids}}$$

$$\Rightarrow x = 1 \text{m}$$

$$l_x = 1.575 + 1 = 2.575 \text{m}$$

$$l_x: \text{La petite portée ; donc : } l_x = 1.8 \text{m et } l_y = 2.575 \text{m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.8}{2.575} = 0.70 \rightarrow 0.4 < 0.70 < 1 \rightarrow \text{Dalle portée suivant les 2 sens}$$

Calcul des sollicitations :

Calcul des moments:

ELU :

Sens x-x :

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.70 \rightarrow \mu_x = 0.0684$$

$$M_{0x} = 0.0684 \times 12.47 \times 1.8^2 = 2.76 \text{ KN.m}$$

Sens y-y :

$$M_{0y} = \mu_y \times M_x$$

$$\mu_y = 0.4320$$

$$M_{0y} = 0.4320 \times 2.76 = 1.19 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 2.35 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 1.01 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appui de rive (bord externe) : } M_{ax} = M_{ay} = -0.3 \times M_{0x} = -0.83 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appui intermédiaire (bord continue) : } M_{ax} = M_{ay} = -0.5 \times M_{0x} = -1.38 \text{ KN.m}$$

Calcul du ferrailage a L'ELU :

	Sens	M (KN.m)	μ	α	β	A_u cm^2	A_{min} cm^2	$A_{adopté}$ cm^2
En travée	x-x	2.35	0.0091	0.0114	0.995	0.50	1.2	3T10 =2.36
	y-y	1.01	0.0039	0.0049	0.998	0.22	0.3	3T10 =2.36
En appui intermédiaire	x-x	0.83	0.0032	0.0040	0.998	0.18	1.2	3T10 =2.36
En appui de rive	x-x	1.38	0.0053	0.0066	0.997	0.29	1.2	3T10 =2.36

Tableau III. 7: Tableau : Ferrailage de dalle pleine type2

- **Les armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_{adoptée}}{4} = 0.59cm^2$$

on adopte : 3T8 = 1.51cm²

- Calcul de l'espacement des armatures : [5]

$A_x // l_x \rightarrow$ On adopte $s_x = 20cm$

$A_y // l_y \rightarrow$ On adopte $s_x = 20c$

Vérification de la contrainte de cisaillement : [2]

$$V_x = \frac{q \times l_x}{2} \frac{1}{1 + \rho/2} = \frac{12.47 \times 1.8}{2} \frac{1}{1 + 0.70/2} = 8.31 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{q \times l_x}{2} = 11.22 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{11.22 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.083 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

E.L.S :

Vérification des contraintes :

ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

	Sens	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$		$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$		
					σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	
Travée	x-x	1.81	2.76	4784.12	1.04	15	60.95	201.63	Vérifiée
	y-y	1.05	2.76	4784.12	0.61	15	35.36	201.63	Vérifiée
Appui de rive	x-x	0.64	2.76	4784.12	0.37	15	21.55	201.63	Vérifiée
Appui intermédiaire	x-x	1.07	2.76	4784.12	0.62	15	36.03	201.63	Vérifiée

Tableau III. 8: Vérification des contraintes à l'ELS dans la dalle pleine type2.

- **Vérification de la flèche** : selon [3], si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$$1) \frac{0.15}{1.8} \geq \max\left(\frac{1.81}{20 \times 2.13} ; 0.0375\right)$$

$$\rightarrow 0.083 \geq 0.0425 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$2) \frac{A}{b \times d} \leq \frac{2Mpa}{f_e} \rightarrow 0.0017 \leq 0.005 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

→ Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

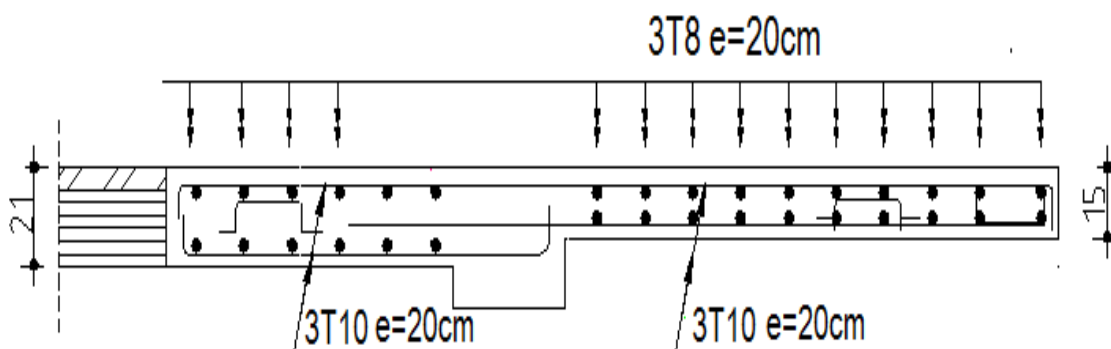


Figure III.10: Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur deux appuis type2

III.3.3. Etude Type 3 : dalle pleine sur 3 appuis

Contre balancement :

Le contre balancement est un moyen d'assurer l'équilibre pour la dalle en console, pour cela il faudra que le poids du contre balancement soit égal à celui de la console afin d'éviter la torsion. [23]

Calcul de la largeur :

$$P_{\text{balcon}} = 0.15 \times 2.4 \times 1.575 \times 25 = 14.175 \text{KN}$$

$$P_{\text{contre poids}} = 0.21 \times 2.4 \times 25 \cdot x = 12.6 \cdot x \text{KN}$$

$$\text{Pour assurer l'équilibre : } P_{\text{balcon}} = P_{\text{contre poids}}$$

$$\Rightarrow x = 1 \text{m}$$

Calcul des sollicitations :

Calcul des moments:

$$1) \quad l_x > \frac{l_y}{2} \rightarrow \begin{cases} M_x = \frac{p \times l_y^3}{24} \\ M_y = \frac{p \times l_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{p \times l_y^3}{48} \end{cases} \quad [11]$$

$$2) \quad l_y \leq \frac{l_x}{2} \rightarrow \begin{cases} M_y = \frac{p \times l_x^3}{6} \\ M_x = \frac{p \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times p \times l_x^3}{3} \end{cases}$$

ELU :

Pour notre cas :

$$l_x = 2.4 \text{ m}$$

$$l_y = 2.575 \text{ m}$$

$$2.4 > \frac{2.575}{2} \rightarrow \begin{cases} M_x = \frac{12.47 \times 2.575^3}{24} \\ M_y = \frac{12.47 \times 2.575^2}{8} \left(2.4 - \frac{2.575}{2} \right) + \frac{12.47 \times 2.575^3}{48} \end{cases}$$

$$\rightarrow M_x = 8.87 \text{ KN. m}$$

ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

$$\rightarrow M_y = 15.93 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times 8.87 = 7.54 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times 15.93 = 13.54 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appui intermédiaire : } M_{ax} = M_{ay} = -0.5 \times 8.87 = -4.44 \text{ KN.m}$$

Calcul du ferrailage a L'ELU :

	Sens	M (KN.m)	μ	α	β	A_u cm^2	A_{min} cm^2	$A_{adopté}$ cm^2
En travée	x-x	7.54	0.029	0.0368	0.985	1.63	1.2	4T12 =4.52
	y-y	13.54	0.052	0.0668	0.973	2.96	0.3	4T12 =4.52
En appui intermédiaire	x-x	4.44	0.017	0.0214	0.991	0.95	1.2	4T12 =4.52
	y-y	4.44	0.017	0.0214	0.991	0.95	0.3	4T12 =4.52

Tableau III. 9: Ferrailage de dalle peine type3

Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{adopté}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 2T10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

Calcul de l'espacement des armatures :

$$A_x // l_x \rightarrow \text{On adopte } s_x = 20 \text{ cm}$$

[5]

$$A_y // l_y \rightarrow \text{On adopte } s_x = 20 \text{ cm}$$

• Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$V_x = \frac{q \times l_x}{2} \frac{1}{1 + \rho/2} = \frac{12.47 \times 2.4}{2} \frac{1}{1 + 0.93/2} = 10.21 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{q \times l_x}{2} = 14.96 \text{ KN}$$

ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{14.96 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.11 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

E.L.S :

Vérification des contraintes :

	Sens	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm^4)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$		$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$		
					σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	
Travée	x-x	5.36	3.65	8199.03	2.39	15	96.59	201.63	Vérifiée
	y-y	9.61	3.65	8199.03	4.28	15	173.18	201.63	Vérifiée
Appuis intermédiaire	x-x	3.15	3.65	8199.03	1.40	15	56.76	201.63	Vérifiée
	y-y	3.15	3.65	8199.03	1.40	15	56.76	201.63	Vérifiée

Tableau III. 10: Vérification des contraintes à l'ELS dans dalle peine type3.

- Vérification de la flèche : selon [3], si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$$1) \frac{0.15}{2.4} \geq \max\left(\frac{5.36}{20 \times 6.30}; 0.0375\right)$$

$$\rightarrow 0.0625 \geq 0.0425 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$2) \frac{A}{b \times d} \leq \frac{2Mpa}{f_e} \rightarrow 0.0033 \leq 0.005 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

→Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

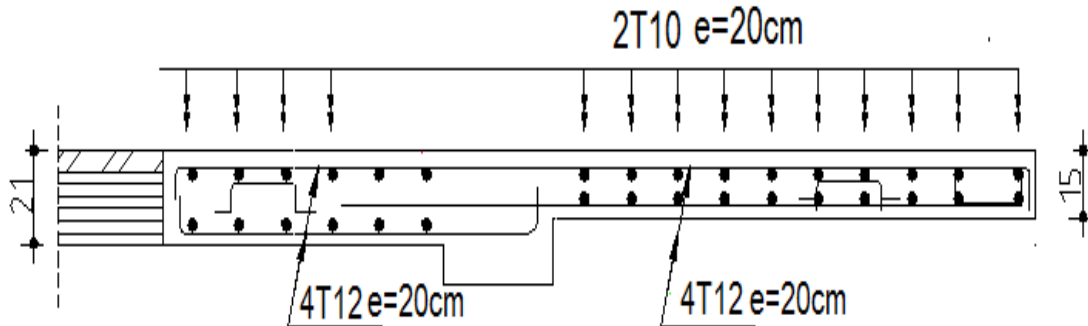


Figure III. 11: Schéma de ferrailage de la dalle pleine type3

III.3.4. Type 4 : (dalle pleine sur 3 appuis)

Contre balancement :

Le contre balancement est un moyen d'assurer l'équilibre pour la dalle en console, pour cela il faudra que le poids du contre balancement soit égal à celui de la console afin d'éviter la torsion.

Calcul de la largeur :

$$P_{dalle} = 0.15 \times 3.75 \times 1.575 \times 25 = 22.15 \text{ KN}$$

$$P_{contre\ poids} = 0.21 \times 3.75 \times 25 \cdot x = 19.69 \cdot x \text{ KN}$$

Pour assurer l'équilibre : $P_{dalle} = P_{contre\ poids}$

$$\Rightarrow x = 1m$$

• Détermination des charges :

$$G_{etage} = 5.20 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{etage} = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

Combinaison des charges :

ELU :

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1ml = (1.35 \times 5.20 + 1.5 \times 1.5) \times 1ml$$

$$q_u = 9.27 \text{ KN/m}$$

ELS :

$$q_s = (G + Q) \times 1ml = (5.20 + 1.5) \times 1ml = 6.7 \text{ KN/m}$$

Calcul des sollicitations :

ELU :

Pour notre cas :

$$l_x = 1.575 + 1 = 2.575m$$

$$2.575 > \frac{3.75}{2} \rightarrow \begin{cases} M_x = \frac{9.27 \times 3.75^3}{24} \\ M_y = \frac{9.27 \times 3.75^2}{8} \left(2.575 - \frac{3.75}{2} \right) + \frac{9.27 \times 3.75^3}{48} \end{cases}$$

$$\rightarrow M_x = 20.37 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow M_y = 21.59 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times 20.37 = 17.31 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times 21.59 = 18.35 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appui intermédiaire : } M_{ax} = M_{ay} = -0.5 \times 20.37 = -10.19 \text{ KN.m}$$

Calcul du ferrailage a L'ELU :

	Sens	M (KN.m)	μ	α	β	$A_u \text{ cm}^2$	$A_{min} \text{ cm}^2$	$A_{adopté} \text{ cm}^2$
En travée	x-x	17.31	0.0669	0.0866	0.965	3.82	1.2	5T12 = 5.65
	y-y	18.35	0.0709	0.0920	0.963	4.06	0.3	5T12 = 5.65
En appui intermédiaire	x-x	10.19	0.0394	0.0503	0.980	2.21	1.2	5T12 = 5.65
	y-y	10.19	0.0394	0.0503	0.980	2.21	0.3	5T12 = 5.65

Tableau III. 11: Ferrailage de dalle peine type 4

Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{adopté}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2T10 = 1.57cm²

- Calcul de l'espacement des armatures :**

$A_x // l_x \rightarrow$ On adopte $s_x = 20\text{cm}$

$A_y // l_y \rightarrow$ On adopte $s_x = 20\text{cm}$

- Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$V_x = \frac{q \times l_x}{2} \frac{1}{1 + \rho/2} = \frac{9.27 \times 2.575}{2} \frac{1}{1 + 0.69/2} = 8.87 \text{ K}$$

$$V_y = \frac{q \times l_x}{2} = 11.93 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{11.93 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.088 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

E.L.S :

Vérification des contraintes :

	Sens	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$		$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$		
					σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	
Travée	x-x	12.51	4.01	9781.97	5.13	15	182.05	201.63	Vérifiée
	y-y	13.26	4.01	9781.97	5.42	15	192.96	201.63	Vérifiée
Appui intermédiaire	x-x	7.36	4.01	9781.97	3.02	15	107.10	201.63	Vérifiée
	y-y	7.36	4.01	9781.97	3.02	15	107.10	201.63	Vérifiée

Tableau III. 12: Vérification des contraintes à l'ELS dans la dalle pleine type4.

- **Vérification de la flèche** : selon [3], si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$$1) \frac{0.15}{2.575} \geq \max\left(\frac{12.51}{20 \times 14.72} ; 0.0375\right)$$

→ $0.058 \geq 0.0425$ → Condition vérifiée

$$2) \frac{A}{b \times d} \leq \frac{2Mpa}{f_e} \rightarrow 0.004 \leq 0.005 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

→ Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

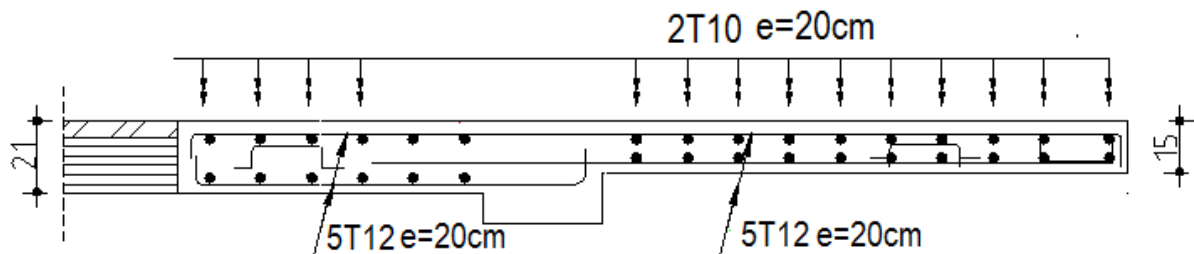


Figure III.12: Schéma de ferrailage de la dalle pleine type4

III.4. Calcul des planchers :

Notre structure présente des planchers à corps creux associés à des poutrelles disposée suivant la petite portée.

III.4.1. Etude des poutrelles :

Les trois méthodes pour faire l'étude du plancher :

- Méthode forfaitaire
- méthode de Caquot
- Méthode de trois moments

Les types des poutrelles :

Nous avons 7 types des poutrelles :

ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Type 1 :

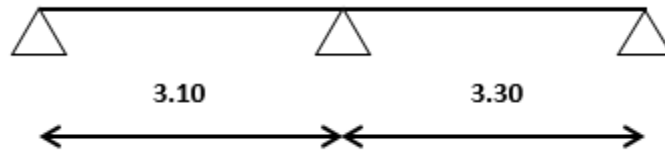


Figure III. 13: poutrelle type1

Type 2 :

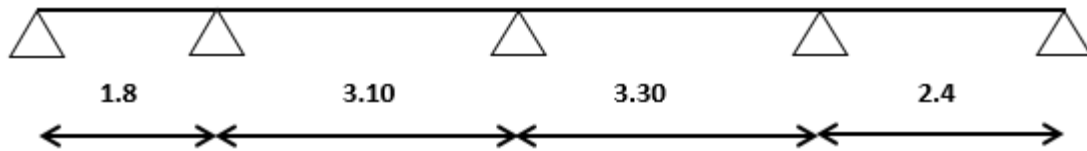


Figure III.14: poutrelle Type 2

Type 3 :

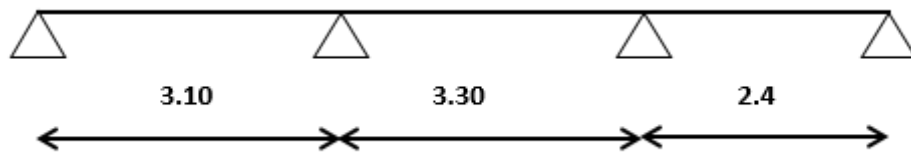


Figure III.15: poutrelle Type 3

Type 4 :

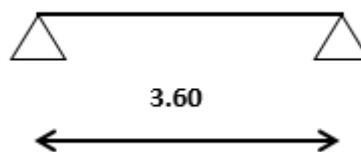


Figure III.16: poutrelle Type 4

Type 5 :

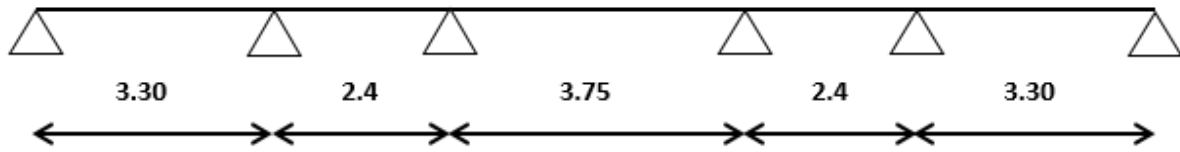


Figure III.17: poutrelle Type 5

Type 6 :

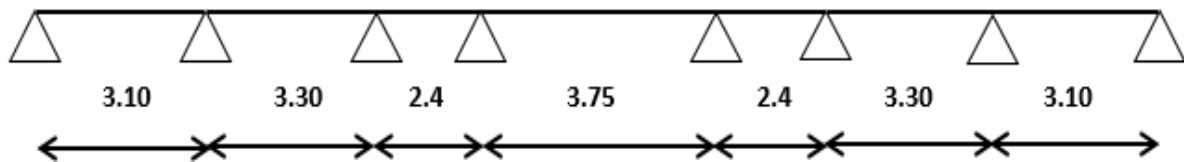


Figure III.18: poutrelle Type 6

Type 7 :

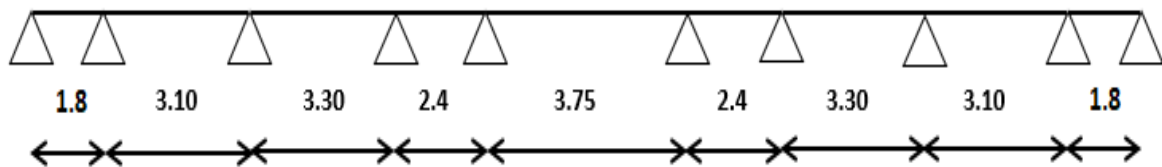


Figure III.19: poutrelle Type 7

ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Types de poutrelles	Conditions d'application de la méthode forfaitaire	Cause	Méthode adoptée
Type 1	Vérifiées	$Q \leq \min(2G; 5KN/m^2)$ $0.8 \leq \frac{l_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$ <i>I: constant</i> <i>fissuration peu préjudiciable</i>	Méthode forfaitaire
Type 2, 3, 5, 6,7	Non Vérifiées	$\frac{L_i}{L_{i+1}} \notin [0.8; 1.25]$	Méthode de Caquot minorée
Type 4	-	Poutrelle isostatique	Méthode de la RDM

Tableau III. 13: Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles

BAEL91 (Art.B.6.210) propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire. Elle n'est applicable que si les 4 conditions suivantes sont vérifiées :

- ✓ $Q \leq (2G ; 5KN/m)$
- ✓ Les moments d'inerties sont constants (h ,b constante)
- ✓ $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$
- ✓ Fissuration peu préjudiciable.

• **Type 1 : Méthode de forfaitaire :**

- ✓ **1^{ère} Condition :** $1.5 \leq \min(10.4; 5KN/m)$
→ condition vérifiée
- ✓ **2^{ème} condition :** Les moments d'inerties sont constants (h ,b constante)
→ condition vérifiée
- ✓ **3^{ème} condition :** $0.8 \leq \frac{3.10}{3.30} \leq 1.25 \rightarrow 0.8 \leq 0.94 \leq 1.25$
→ condition vérifiée
- 4^{ème} condition : Fissuration peu préjudiciable.
→ condition vérifiée

Moment en travée :

- Principe de la méthode forfaitaire (**Art. B 6.2.2.1.1**)

Les moments fléchissant :

M_0 : Moment max de la travée indépendante.

M_t : Moment max dans la travée étudiée.

M_w : Moment sur l'appui de gauche de la travée.

M_e : Moment sur l'appui de droite de la travée.

α : Le rapport de charges d'exploitation « Q » sur la somme des charges permanentes « G » et

les charges d'exploitation «Q» : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

Les valeurs prise pour (M_t, M_w, M_e) doivent vérifier les conditions suivantes :

1^{ère} condition

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

2^{ème} condition :

$$\begin{cases} M_t \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2}\right) M_0 & \text{dans une travée intermédiaire} \\ M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right) M_0 & \text{dans une travée rive} \end{cases}$$

Moment en appuis : pour poutre à 2 travées :

$$M_A = 0.15 M_{01}$$

$$M_B = 0.6 M_0^{1,2}$$

$$M_C = 0.15 M_{02}$$

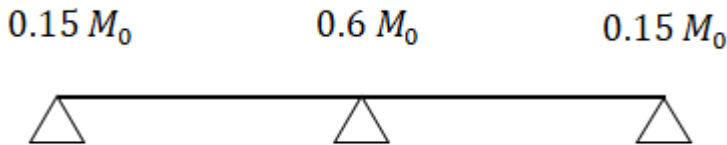


Figure III.20: Moment en appuis pour une poutre à 2 travées

Evaluation des efforts tranchants:

$$T_{01} = \frac{q \times l_1}{2}$$

$$T_{02} = \frac{q \times l_2}{2}$$

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées.

10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées

III.4.1.1. Calcul des charges et surcharges revenant aux poutrelles :

Etage courant :

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q$; $p_u = q_u \times b$

ELS : $q_s = G + Q$; $p_s = q_s \times b \rightarrow$ Avec : $b=0.60m$.

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q_u (KN/m ²)	p_u (KN/ml)	q_s KN/m ²)	q_s (KN/ml)
Etage courant	5.20	1.5	9.27	5.56	6.7	4.02

Tableau III. 14: Charges qui reviennent sur le plancher et la poutrelle et combinaisons d'actions.

III.4.1.2. Calcul des sollicitations :

Poutrelle type 1 :

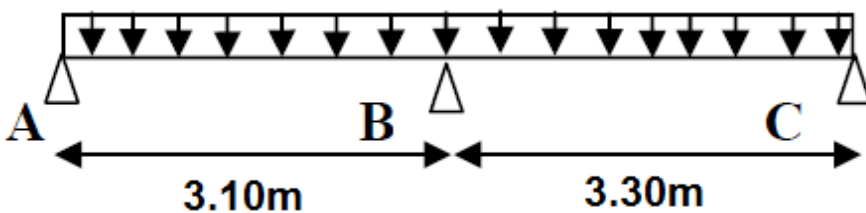


Figure III.21: Schéma statique de poutrelle type 1.

Pour le calcul des sollicitations, de poutrelles type 1 du plancher étage courant on utilise la méthode forfaitaire.

Moment isostatique

A l'ELU :

Travée A-B :

$$M_{01} = \frac{P_u \times l_1^2}{8} = \frac{5.56 \times 3.10^2}{8} = 6.68 \text{ KN.m}$$

Travée B-C :

$$M_{02} = \frac{P_u \times l_2^2}{8} = \frac{5.56 \times 3.30^2}{8} = 7.57 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

Travée A-B :

$$M_{01} = \frac{P_s \times l_1^2}{8} = \frac{4.02 \times 3.10^2}{8} = 4.83 \text{ KN.m}$$

Travée B-C :

$$M_{02} = \frac{P_s \times l_2^2}{8} = \frac{4.02 \times 3.30^2}{8} = 5.47 \text{ KN.m}$$

Moment en appuis :

A l'ELU :

Appuis de rive : $M_A = M_C = 0$ sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $0.15 \times M_0$

$$\text{Max}(M_{01} ; M_{02}) = 7.57 \text{ KN.m}$$

$$M_A = M_C = -0.15 \times 7.57 = -1.14 \text{ KN.m}$$

Appuis intermédiaire :

$$M_B = -0.6 \times M_{02} = -0.6 \times 7.57 = -4.54 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

Appuis de rive :

$$\text{Max}(M_{01} ; M_{02}) = 5.47 \text{ KN.m}$$

$$M_A = M_C = -0.15 \times 5.47 = -0.82 \text{ KN.m}$$

Appuis intermédiaire :

$$M_B = -0.6 \times M_{02} = -0.6 \times 5.47 = -3.28 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

A l'ELU

$$\alpha = \frac{1.5}{1.5 + 5.20} = 0.22$$

Travée A-B :

$$\begin{cases} M_t \geq \{(1 + 0.3 \times 0.22) \times 6.68\} - \frac{4.54}{2} = 4.85 \text{KN.m} \\ M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3(0.22)}{2}\right) \times 6.68 = 4.23 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_t = \max(4.85; 4.23) = 4.85 \text{KN.m}$$

Travée B-C :

$$\begin{cases} M_t \geq \{(1 + 0.3 \times 0.22) \times 7.57\} - \frac{4.54}{2} = 5.80 \text{KN.m} \\ M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3(0.22)}{2}\right) \times 7.57 = 4.79 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_t = \max(5.80; 4.79) = 5.80 \text{KN.m}$$

A L'ELS :

Travée A-B :

$$\begin{cases} M_t \geq \{(1 + 0.3 \times 0.22) \times 4.83\} - \frac{3.28}{2} = 3.51 \text{KN.m} \\ M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3(0.22)}{2}\right) \times 4.83 = 3.06 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_t = \max(3.51; 3.06) = 3.51 \text{KN.m}$$

Travée B-C :

$$\begin{cases} M_t \geq \{(1 + 0.3 \times 0.22) \times 5.47\} - \frac{3.28}{2} = 4.19 \text{KN.m} \\ M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3(0.22)}{2}\right) \times 5.47 = 3.46 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_t = \max(4.19; 3.46) = 4.19 \text{KN.m}$$

Les efforts tranchants :

A L'ELU :

Travée A-B :

$$V_A = \frac{5.56 \times 3.1}{2} = 8.62 \text{KN}$$

$$V_B = -1.15 \times V_A = -9.91 \text{KN}$$

Travée B-C :

$$V_B = 1.15 \times \frac{5.56 \times 3.30}{2} = 10.55 \text{KN}$$

$$V_C = -\frac{5.56 \times 3.30}{2} = -9.17 \text{KN}$$

III.4.1.3. Ferrailage des poutrelles :

A L'ELU :

$$M_t^{\max} = 5.80 \text{KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 4.54 \text{KN.m}$$

$$T_{\max} = 10.55 \text{KN}$$

$$M_a^{\text{rive}} = -1.14 \text{KN.m}$$

A L'ELS:

$$M_t^{\max} = 4.19 \text{KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 3.28 \text{KN.m}$$

$$M_a^{\text{rive}} = -0.82 \text{KN.m}$$

La poutrelle sera calculée comme une section en Té dont les caractéristiques géométriques suivant :

$$b=60\text{cm}; b_0=12\text{cm}; h=21\text{cm}; h_0=5\text{cm}; h_t=24\text{cm}.$$

Calcul à l'ELU :

a) Armature longitudinales

Ferrailage en travée : flexion simple

$$d = 0.9h = 0.9 \times 21 = 18.9 \text{cm}$$

$$M_u^t = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_u^t = 0.6 \times 0.05 \times 14.2 \left(0.189 - \frac{0.05}{2} \right) \times 10^3 = 69.86 \text{KN.m}$$

$$M_{tmax} = 5.80 \text{KN.m}$$

$$M_u^t > M_{tmax} \rightarrow \text{L'axe neutre tombe dans la table de compression.}$$

Le calcul des armatures sera identique à une section rectangulaire ($b \times h$)

Calcul des armatures :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{5.80 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.6 \times (0.189)^2} = 0.0191 < \mu_1 = 0.3916$$

$$\mu_{bu} < \mu_1 \rightarrow A' = 0 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$f_{st} = 348 \text{MPa}$$

$$\alpha = 0.024$$

$$\beta = 0.990$$

$$A_t = \frac{5.80 \times 10^{-3} \times 10^4}{0.99 \times 0.189 \times 348} = 0.89 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 60 \times 18.9 \times 2.1}{400} = 1.37 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2T12+1T10= 3.05 cm²

Ferraillage en appui :

La table de compression est tendue, un béton tendue n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se fera pour une section rectangulaire (b₀ × h)

Appuis intermédiaire :

$$M_{a \max} = 4.54 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{4.54 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.12 \times (0.189)^2} = 0.0746 < \mu_1 = 0.3916$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \rightarrow A' = 0 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 0.097$$

$$\beta = 0.961$$

$$A_a = \frac{4.54 \times 10^{-3} \times 10^4}{0.961 \times 0.189 \times 348} = 0.72 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 12 \times 18.9 \times 2.1}{400} = 0.23 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2 T12=2.26cm²

Appuis de rive :

$$M_{a \max} = 1.14 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{1.14 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.12 \times (0.189)^2} = 0.0187 < \mu_1 = 0.3916$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \rightarrow A' = 0 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 0.024$$

$$\beta = 0.99$$

$$A_a = \frac{1.14 \times 10^{-3} \times 10^4}{0.99 \times 0.189 \times 348} = 0.18 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 12 \times 18.9 \times 2.1}{400} = 0.23 \text{cm}^2$$

On adopte : 1T12=1.13cm²

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$V_u = 10.55 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{10.55 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.189} = 0.47 \text{Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{Mpa}$$

→ C'est vérifié donc pas de risque de rupture par cisaillement.

Ferrailage transversal :

Le diamètre ϕ_t des armatures transversales est donne par :

$$\phi_t \leq \min\{h/35, b_0/10, \phi_L\} \quad [12]$$

ϕ_L :Diamètre minimale des armatures longitudinale ($\phi_L = 10 \text{mm}$)

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{210}{35}, \frac{120}{10}, 10\right\} = 6 \text{mm} \rightarrow \text{On adopte un étrier } \phi 6.$$

Donc la section d'armature transversale sera : $A_t = 2\phi 6 = 0.57 \text{cm}^2$

Espacement :

D'après [4] (article A.5.1.2.2) et (art A5.1.2.3)

$$s_t \leq \min \begin{cases} (0.9d, 40 \text{cm}) = 17.01 \text{cm} \\ \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times 0.4} = \frac{0.57 \times 400}{12 \times 0.4} = 47.5 \\ \frac{A_t \times 0.9 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 \times \gamma_s (\tau_u - 0.3K \times f_{t28})} = -92.93 \text{cm} \end{cases}$$

Flexion simple

$$\alpha = 90^\circ$$

$$K = 1$$

Soit : $s_t = 10 \text{cm}$

Vérification des armatures longitudinales

Appuis de rives :

$$A_s \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} \quad [13]$$

$$A_s \geq \frac{1.15 \times 10.55}{400} = 0.30 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2T12 + 1T10 + 1T12 = 2.26 + 0.79 + 1.13 = 4.18 > 0.30 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Appuis intermédiaires :

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u - \frac{M_u}{0.9d} \right) \quad [13]$$

$$A_s \geq \frac{1.15}{400} \left(10.55 - \frac{4.54}{0.9 \times 0.189} \right) = -0.46 \text{ cm}^2$$

La valeur négative → Pas de contrôle effectué.

Vérification de la jonction table-nervure :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0.9 \times d \times b \times h_0} \quad [11]$$

$$\text{Avec : } b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 0.24 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{10.55 \times 0.24}{0.9 \times 0.189 \times 0.6 \times 0.05}$$

$$\tau_u = 0.496 \text{ Mpa} < 3.33 \text{ Mpa}$$

Vérification de la bielle : [13]

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \text{ Avec } a = \min(a_1, a_2)$$

$$a_1 = 0.9d = 17.01 \text{ cm}$$

$$a_2 = 35 - 3 - 2 = 30 \text{ cm}$$

$$V_u \leq 0.267 \times 17.01 \times 12 \times 25$$

$$V_u \leq 136.25 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Vérification à l'ELS :

Plancher	En travée				En appuis				Cv
	M _t (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	M _a (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	
Etage courant	4.19	4.66	11300.97	1.73	3.28	7.89	6074.04	4.26	Cv

Tableau III. 15: vérification des contraintes à l'ELS de poutrelle étage courant

État limite de déformation :

Vérification de la flèche :

$$f < f_{adm}$$

$$\text{avec } L = 2.95\text{m} \Rightarrow f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0.5 = \frac{2.95}{1000} + 0.5 = 0.50\text{m}$$

Calcul de f :

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

$$I_0 = \frac{0.60 \times (0.21)^3}{12} + 15 \times (3.05 \times 10^{-4}) \left(\frac{0.2}{2} - 0.021 \right)^2$$

$$I_0 = 4.95 \times 10^{-4} \text{m}^4$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\varphi \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)}$$

$$\text{Avec : } \varphi = \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} = \frac{3.05 \times 10^{-4}}{0.12 \times 0.189}$$

$$\varphi = 0.0134$$

$$\rightarrow \lambda_i = 3.01$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \varphi \cdot \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0134 \times 347.8 + 2.1}$$

$$\mu = 0.177$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} = \frac{1.1 \times 4.95 \times 10^{-4}}{1 + 3.01 \times 0.177}$$

$$I_{fi} = 3.552 \times 10^{-4} \text{m}^4$$

$$\frac{1}{\gamma} = \frac{M_{ser}}{E_i \cdot I_{fi}} = \frac{4.19}{32164.2 \times 10^3 \times 3.552 \times 10^{-4}} = 0.000367 \text{m}^{-1}$$

$$E_i = 11000(f_c 28)^{1/3} = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$f = \frac{L^2}{10} \times \frac{1}{\gamma} = \frac{(2.95)^2}{10} \times 0.000367$$

$$f = 0.000319 \text{ m} < f_{adm} = 0.50 \text{ m} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.4.1.4. Calcul des charges et surcharges revenant aux poutrelles terrasse:

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q_u (KN/m ²)	p_u (KN/ml)	q_s (KN/m ²)	q_s (KN/ml)
Terrasse	6.16	1	9.82	5.89	7.16	4.30

Tableau III. 16: Charges qui reviennent sur le plancher terrasse et la poutrelle et combinaisons d'actions.

III.4.1.5. Calcul des sollicitations :

Pour le calcul des sollicitations, de poutrelles type 1 du plancher terrasse on utilise la méthode forfaitaire.

Moment isostatique

A l'ELU :

Travée A-B : $M_{01} = 7.08 \text{ KN.m}$

Travée B-C : $M_{02} = 8.02 \text{ KN.m}$

A l'ELS :

Travée A-B : $M_{01} = 5.17 \text{ KN.m}$

Travée B-C : $M_{02} = 5.85 \text{ KN.m}$

Moment en appuis :

A l'ELU :

Appuis de rive : $\text{Max}(M_{01} ; M_{02}) = 8.02 \text{ KN.m}$

$M_A = M_C = -1.2 \text{ KN.m}$

Appuis intermédiaire :

$M_B = -4.81 \text{ KN.m}$

A l'ELS :

Appuis de rive :

$$\text{Max}(M_{01} ; M_{02}) = 5.85 \text{ KN.m}$$

$$M_A = M_C = -0.88 \text{ KN.m}$$

Appuis intermédiaire :

$$M_B = -3.51 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

A l'ELU

$$\alpha = \frac{1}{1 + 6.16} = 0.14$$

Travée A-B :

$$\{ M_t \geq 5.03 \text{ KN.m}$$

$$\{ M_t \geq 4.40 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max(5.03; 4.40) = 5.03 \text{ KN.m}$$

Travée B-C :

$$\{ M_t \geq 6.02 \text{ KN.m}$$

$$\{ M_t \geq 4.98 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max(6.02; 4.98) = 6.02 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

Travée A-B :

$$\{ M_t \geq 3.67 \text{ KN.m}$$

$$\{ M_t \geq 3.21 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max(3.67; 3.21) = 3.67 \text{ KN.m}$$

Travée B-C :

$$\{ M_t \geq 4.39 \text{ KN.m}$$

$$\{ M_t \geq 3.63 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max(4.39; 3.63) = 4.39 \text{ KN.m}$$

Les efforts tranchants :

A l'ELU :

Travée A-B :

$$V_A = \frac{5.89 \times 3.1}{2} = 9.13 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.15 \times V_A = -10.50 \text{ KN}$$

Travée B-C :

ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

$$V_B = 1.15 \times \frac{5.89 \times 3.30}{2} = 11.18 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{5.89 \times 3.30}{2} = -9.72 \text{ KN}$$

A L'ELU:

$$M_t^{max} = 6.02 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{max} = 4.81 \text{ KN.m}$$

$$T_{max} = 11.18 \text{ KN}$$

$$M_a^{rive} = -1.2 \text{ KN.m}$$

A L'ELS:

$$M_t^{max} = 4.39 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{max} = 3.51 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{rive} = -0.88 \text{ KN.m}$$

III.4.1.6. Ferrailage des poutrelles (Type 1 plancher terrasse) :

A L'ELU :

$M_u^t > M_{tmax} \rightarrow$ L'axe neutre tombe dans la table de compression.

	M (KN. m)	μ	α	β	A_u (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adopte} (cm ²)
Travée	6.02	0.0198	0.025	0.99	0.92	1.37	2T12+1T10 =3.05
Appui intermédiaire	4.81	0.0790	0.103	0.96	0.76	0.23	2T12=2.26
Appui de rive	1.2	0.0197	0.025	0.99	0.18	0.23	1T12=1.13

Tableau III. 17: Ferrailage de poutrelle type 1 plancher terrasse.

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$V_u = 11.18 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 \times d} = \frac{11.18 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.189} = 0.49 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

\rightarrow C'est vérifié donc pas de risque de rupture par cisaillement.

Ferrailage transversal :

ϕ_L : Diamètre minimale des armatures longitudinale ($\phi_L = 10mm$)

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{210}{35}, \frac{120}{10}, 10 \right\} = 6mm \rightarrow \text{On adopte un étrier } \phi 6.$$

$$A_t = 2\phi 6 = 0.57cm^2$$

Espacement :

$$s_t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} (0.9d, 40cm) = 17.01cm \\ \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times 0.4} = \frac{0.57 \times 400}{12 \times 0.4} = 47.5 \\ \frac{A_t \times 0.9f_e(\sin\alpha + \cos\alpha)}{b_0 \times \gamma_s(\tau_u - 0.3K \times f_{t28})} = -106.21cm \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow s_t = 10cm$$

Vérification des armatures longitudinales

Appuis de rives :

$$A_s \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e}$$

$$A_s \geq \frac{1.15 \times 11.18}{400} = 0.32 cm^2$$

$$A_s = 2T12 + 1T10 + 1T12 = 2.26 + 0.79 + 1.13 = 4.18 > 0.32 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Appuis intermédiaires :

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u - \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$A_s \geq \frac{1.15}{400} \left(11.18 - \frac{4.81}{0.9 \times 0.189} \right) = -0.49$$

La valeur négative \rightarrow Pas de contrôle effectué.

Vérification de la jonction table-nervure :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0.9 \times d \times b \times h_0}$$

$$\text{Avec : } b_1 = \frac{b-b_0}{2} = 0.24 m$$

$$\tau_u = \frac{11.18 \times 0.24}{0.9 \times 0.189 \times 0.6 \times 0.05}$$

$$\tau_u = 0.526Mpa < 3.33 Mpa$$

Vérification de la bielle :

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \text{ Avec } a = \min(a_1, a_2)$$

$$a_1 = 0.9d = 17.01 \text{ cm}$$

$$a_2 = 35 - 3 - 2 = 30 \text{ cm}$$

$$V_u \leq 0.267 \times 17.01 \times 12 \times 25$$

$$11.18 \leq 136.25 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Vérification à l'ELS :

Plancher	En travée				En appuis				cv
	M_t (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	M_a (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	
Terrasse	4.39	4.66	11300.97	1.81	3.51	7.89	6074.04	4.56	

Tableau III. 18: vérification des contraintes à l'ELS de poutrelle terrasse.

État limite de déformation :

Vérification de la flèche :

$$f < f_{adm}$$

$$\text{avec } L = 2.95 \text{ m} \Rightarrow f_{adm} = 0.50 \text{ m}$$

Calcul de f :

$$I_0 = 4.95 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\varphi = 0.0134$$

$$\rightarrow \lambda_i = 3.01$$

$$\mu = 0.177$$

$$I_{fi} = 3.552 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\frac{1}{\gamma} = \frac{M_{ser}}{E_i \cdot I_{fi}} = \frac{4.39}{32164.2 \times 10^3 \times 3.552 \times 10^{-4}} = 0.000384 \text{ m}^{-1}$$

$$E_i = 11000(f_{c28})^{1/3} = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$f = \frac{L^2}{10} \times \frac{1}{\gamma} = \frac{(2.95)^2}{10} \times 0.000384$$

- $f = 0.000334 \text{ m} < f_{adm} = 0.50 \text{ m} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$

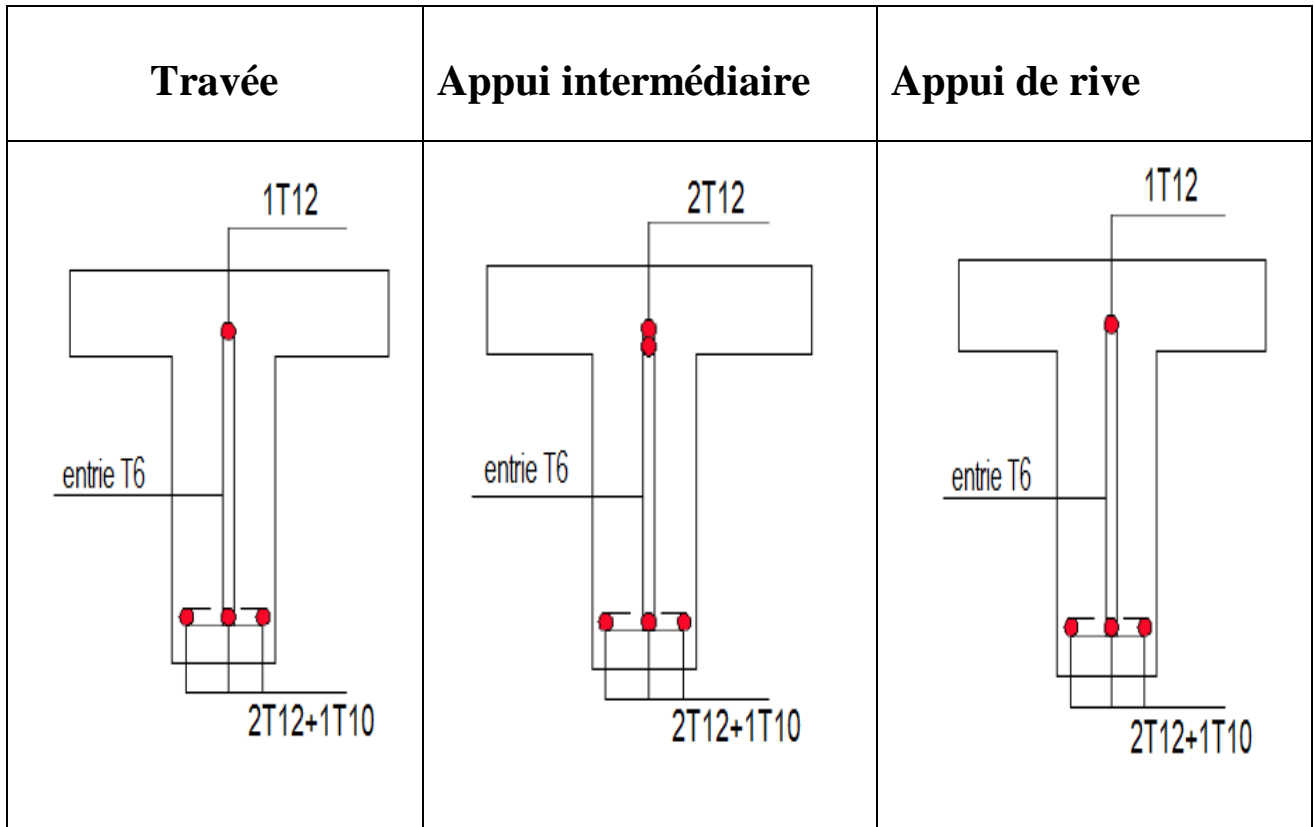


Figure III. 22: Ferrailage des poutrelles Type 1(étage courant et terrasse).

III.4.2. Étude de la dalle de compression :

Selon le CBA (B.6.8.4.2.3), la dalle de compression doit être armée par un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

$$\left\{ \begin{array}{l} 50 \leq L_1 \leq 80 \Rightarrow A_1 = 4 \frac{L_1}{f_e} \\ L_1 \leq 50 \Rightarrow A_2 = \frac{200}{f_e} \\ A_2 = \frac{A_1}{2} \end{array} \right.$$

L_1 : Distance entre l'axe des poutrelles ($L_1 = 60 \text{ cm}$)

A_1 : Diamètre perpendiculaire aux poutrelles

A_2 : Diamètre parallèle aux poutrelles

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

f_e : Limite d'élasticité de l'acier [2]

$f_e = 235 \text{ MPa}$ Ou $f_e = 315 \text{ MPa}$

$$A_1 = 4 \frac{L_1}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1.106 \text{ cm}^2/\text{m}_1$$

On adopte $6\phi 5 = 1.17 \text{ cm}^2/\text{m}_1$

Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = \frac{1.17}{2} = 0.585 \text{ cm}^2/\text{m}_1$$

On adopte $4\phi 5 = 0.78 \text{ cm}^2/\text{m}_1$

Donc on adopte un treillis soudé de $\phi 5(15 \times 15)$

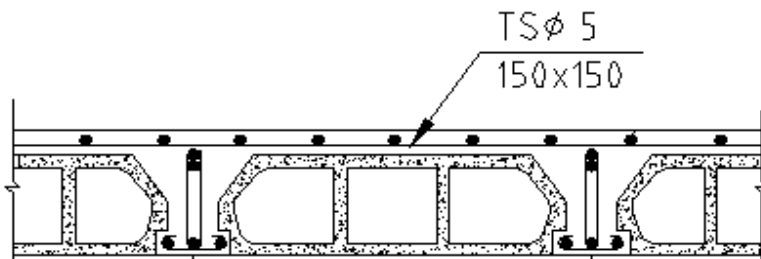


Figure III.23: ferrailage de la dalle de compression.

III.5. Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est considéré comme une console, encastrée dans le plancher (plancher terrasse), soumise à son poids propre (G), une force latérale due à l'effort (F_p) et une charge horizontale (Q) due à la main courante.

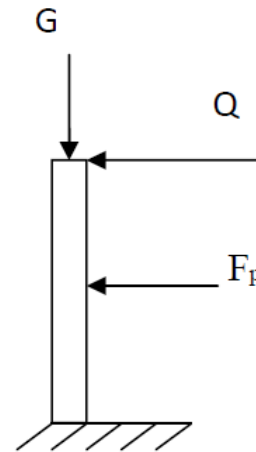


Figure III.24 : schéma statique de l'acrotère

1. Hypothèse de calcul :

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- Le calcul se fera pour une bande de 1 m.
- Type de fissuration est considéré comme préjudiciable.

2. Evaluation des charges :

$$S = 0.09 \text{ m}^2$$

$$G = 2.09 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

La force sismique :

La force sismique horizontale F_p est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad [1](\text{Art. 6.2.3})$$

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone II_a A= 0.15).

C_p : Facteur de force horizontal ($C_p = 0.8$).

W_p : Poids de l'acrotère.

Donc $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.09$

$$F_p = 1.0032 \text{ KN}$$

Calcul du centre de gravité de la section $G(X_g, Y_g)$:

$$Y_g = \frac{\sum Y_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.327 \text{ m}$$

$$X_g = \frac{\sum X_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.060 \text{ m}$$

3. Calcul des sollicitations :

L'acrotère est sollicité par :

$$N_G = 2.09 \text{ KN}$$

$$N_Q = 0 \text{ KN}$$

$$N_F = 0 \text{ KN}$$

$$M_G = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_Q = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$M_F = F_p \times Y_g = 1.0032 \times 0.327 = 0.33 \text{ KN.m}$$

Le calcul se fait en flexion composée de bande de 1m.

	RPA 99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G+Q+E	1.35G+1.5Q	G+Q
N(KN)	2.09	2.82	2.09
M(KN.m)	0.93	0.9	0.6

Tableau III. 19: Les sollicitations du calcul de l'acrotère.

4. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :

La combinaison à considérer est : $1,35G + 1,5Q$.

$$N_u = 2.82 \text{ KN}$$

$$M_u = 0.9 \text{ KN.m}$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.82} = 0.32 \text{ m}$$

$$\frac{H}{6} = \frac{0.6}{6} = 0.1 \text{ m}$$

$e_1 > \frac{H}{6} \rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central. Pour cela la section est partiellement comprimée et le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple. Pour la justification vis-à-vis de l'ELU de stabilité de forme nous allons remplacer e_1 par e qui est l'excentricité réelle de calcul.

Avec :
$$e = e_1 + e_2 + e_a \quad [4] \text{ (Art. A.4.3.5)}$$

e_1 : L'excentricité structurale.

e_a : L'excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{L}{250}\right) = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{60}{250}\right) = 2 \text{ cm}$$

e_2 : Excentricité due aux effets de second ordre liés à la déformation de la structure.

$$e_2 = \frac{3L_f^2(2+\alpha\times\varphi)}{10^4\times h} \quad [4] \text{ (Art. A.4.3.5)}$$

Avec :
$$\alpha = \frac{M_G}{M_G+M_Q} = 0$$

φ : Le rapport de déformation dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge ($\varphi = 2$).

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi permanentes ; au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

L_f : Longueur de flambement $L_f = 2l_0 = 2 \times 0.6 = 1.2 \text{ m}$

h : Hauteur de la section égale à 10 cm.

$$e_2 = \frac{3 \times (1.2)^2(2 + 0)}{10^4 \times 0.1} = 0.0086 \text{ m}$$

D'où :

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 0.32 + 0.0086 + 0.02 = 0.349 \text{ m}$$

5. Ferrailage de la section :

$$N_u = 2.82 \text{ KN}$$

$$M_u = N_u \times e = 2.09 \times 0.349 = 0.729 \text{ KN.m}$$

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0.813 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = 0.00707$$

$$\mu_{BC} = 0.8 \times \frac{h}{d} \left(1 - 0.4 \frac{h}{d} \right)$$

$\mu_{bu} < \mu_{BC} \rightarrow$ La section est partiellement tendue

$$\alpha = 0.0088$$

$$\beta = 0.996$$

$$A_a = 0.26 \text{ cm}^2$$

Ainsi, la section à la flexion composée sera : $A_s = A + \frac{N_u}{f_{st}} = 0.25 \text{ cm}^2$

6. Vérification à l'ELU :

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

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 9 \times 2.1}{400} = 1.087 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} > A_s$$

On adopte : 4T8 = 2.01 cm²

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3T8 = 1.51 cm²

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$V_u = F_p + Q = 1.0032 + 1 = 2.0032 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{2.0032 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09} = 0.0022 \text{ Mpa}$$

La fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.15f_{cj}/\gamma_b; 4M_{pa}) = 2.5Mpa$$

$$\tau_u = 0.0022 Mpa \leq \bar{\tau}_u = 3.33 Mpa \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

• **Vérification de l'adhérence : [11]**

$$\tau_s = \frac{V_u}{(0.9 \times d \times \sum \mu_i)}$$

$\sum \mu_i$: Somme des périmètres des barres.

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3.14 \times 8 = 100.48 \text{ mm}$$

$$\tau_s = \frac{2.47 \times 10^{-3}}{(0.9 \times 0.09 \times 100.48) \times 10^{-3}} = 0.25$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 Mpa$$

$$\tau_s < \bar{\tau}_s \rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

7. Vérification à l'ELS :

$$N_{ser} = 2.09 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$d = 0.09 \text{ m}$$

• Vérification des contraintes :

– Position de l'axe neutre :

$$c = d - e_1$$

$$e_1 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$e_1 = 0.33 \text{ m}$$

$$e_1 > d \rightarrow (c) \text{ à l'extérieure de la section}$$

$$c = d - e_1 = 0.09 - 0.33 = -0.24 \text{ m}$$

$$y = y_c + c$$

Calcul de y_c :

$$y_c^3 + p \times y_c + q = 0$$

$$q = -2 \times c^3 - (d - c)^2 \times \frac{6 \times n \times A_s}{b}$$

n : Coefficient d'équivalence.

$$q = -2 \times (-0.24)^3 - (0.09 + 0.24)^2 \times \frac{6 \times 15 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1}$$

$$q = 0.026 \text{ m}^2$$

$$p = -3 \times c^2 + \frac{(d - c)6 \times n \times A_s}{b}$$

$$p = -3 \times (-0.24)^2 + \frac{(0.09 + 0.24)6 \times 15 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1}$$

$$p = -0.17 \text{ m}$$

$$\Delta = q^2 + 4 \times \frac{p^3}{27} = (0.026)^2 + 4 \times \frac{(-0.17)^3}{27} = -5.19 \times 10^{-5} < 0$$

Donc il existe 3 racines réelles :

$$-c \leq y_c \leq h - c \Rightarrow 0.24 \leq y_c \leq 0.33$$

$$\left\{ \begin{array}{l} a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 0.476 \\ \varnothing = \cos^{-1}\left(\frac{3q\sqrt{\frac{-3}{p}}}{2p}\right) = 164.52^\circ \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} y_{c1} = a \cos\left(\frac{\varnothing}{3}\right) = 0.27 \\ y_{c2} = a \cos\left(\frac{\varnothing}{3} + 120^\circ\right) = -0.47 \\ y_{c3} = a \cos\left(\frac{\varnothing}{3} + 240^\circ\right) = 0.1999 \end{array} \right.$$

On prend $y_c = 0.27 \Rightarrow y = 0.27 - 0.24 = 0.03 \text{ m}$

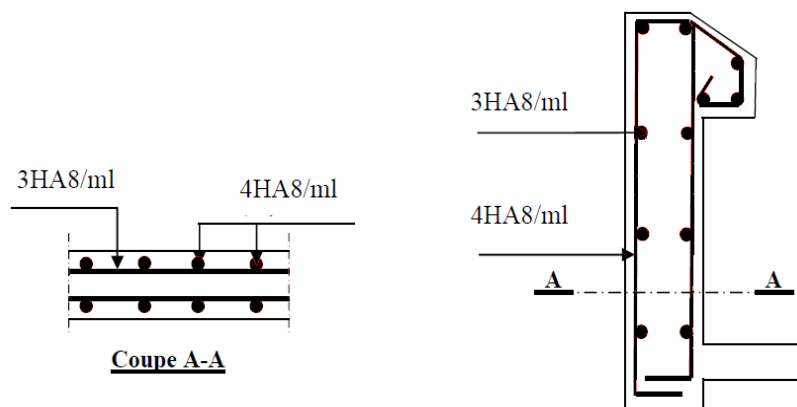


Figure III. 25: Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.6. Calcule ferrailage des bondes noyées :

Bn01 :

Charge permanente :

$$G = 5.20 \times 1.035 + (0.3 \times 0.3 \times 25) = 7.63 \text{ KN/m}$$

Charge exploitation :

$$Q = 1.5 \times 1.035 = 1.55 \text{ KN/m}$$

$$P_u = 1.35 \times 7.63 + 1.5 \times 1.55 = 12.63 \text{ KN/m}$$

$$M_u = 20.46 \text{ KN.m}$$

Flexion simple :

$$\mu = \frac{20.46 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.27)^2 \times 14.2} = 0.065 \leq 0.186 \rightarrow A'_u = 0$$

$$\alpha = 0.085 ; \beta = 0.97$$

$$A_u = \frac{20.46 \times 10^{-3} \times 10^4}{0.97 \times 0.27 \times 348}$$

$$A_u = 2.25 \text{ cm}^2$$

On prend : 3T10 = 2.36 cm²

Bondes noyées	P_u (KN/m)	M_u (KN. m)	A_u (cm²)	Ferrailage
BN 01	12.63	20.46	2.25	3T10 = 2,36 cm ²
BN 02	21.59	37.96	4,47	3T14 = 4,62 cm ²
BN03	10,25	7,38	0,81	3T8 = 1,51cm ²

Tableau III. 20: choix de ferrailage des bondes noyées.

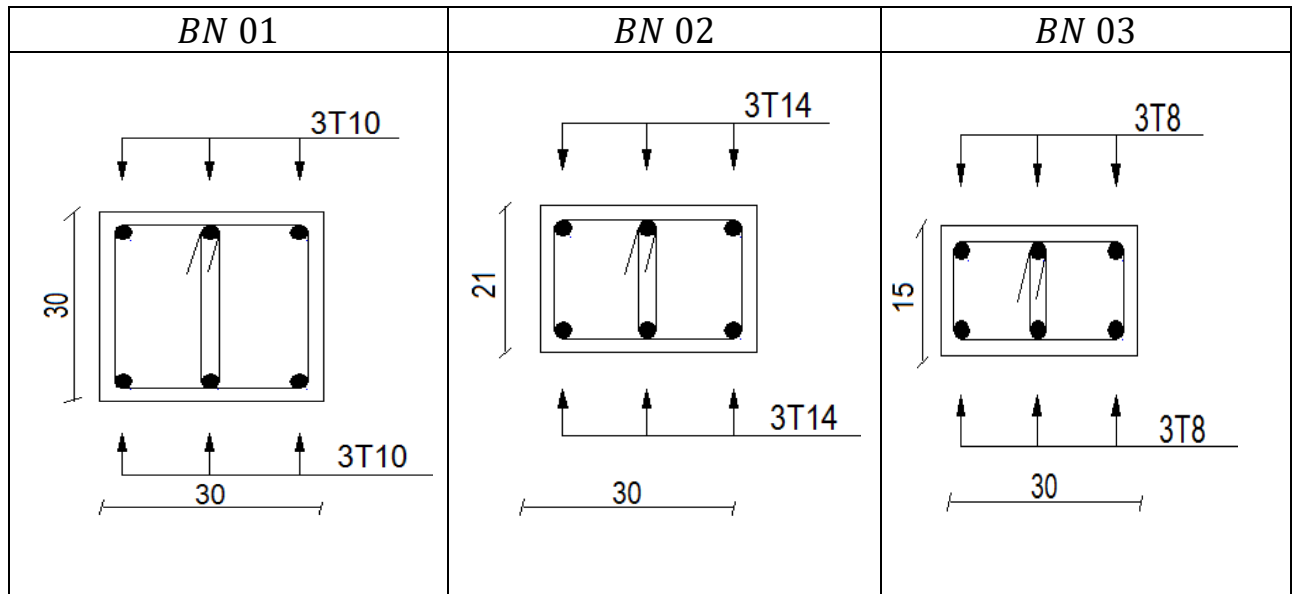


Figure III. 26: schéma de ferrillages des bondes noyées

III.7. Calcul Ferrillage des Raidisseurs :

Exemple calcul R1 :

Le calcul se fait à compression simple :

$$N_u \leq \alpha \left[\left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9\gamma_b} \right) + \left(\frac{A \times f_e}{\gamma_s} \right) \right]$$

$$A \leq \left[\frac{N_u}{\alpha} - \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9\gamma_b} \right) \right] / \sigma_s$$

$$L'élancement \lambda = \frac{L_f}{i_{min}}$$

Poteau articulé en castrée

$$L_f = (3.06 - 0.35) \times 0.7 = 1.9$$

$$i_{min} = \frac{a}{6} \sqrt{3} = \frac{0.2}{6} \sqrt{3} = 0.058$$

$$\lambda = \frac{1.9}{0.058} = 32.76$$

Pour $\lambda \leq 50$:

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2(\lambda/35)^2}$$

ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2(32.76/35)^2} = 0.723$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}, f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$A \leq \left[\frac{12.98}{0.723} - \left(\frac{(0.2 - 0.02)(0.2 - 0.02) \times 25}{0.9 \times 1.5} \right) \right] / 348$$

$$A < 0$$

Calcul la section minimale :

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{4 \times \text{périmètre}(\text{cm}^2)}{0.2B/100} \right\} \quad [10]$$

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{4 \times 4 \times 0.2}{0.2 \times 400/100} \right\}$$

$$A_{\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 3.2 \text{ cm}^2 \\ 0.8 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow A_{\min} = 3.2 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T12

Raidisseur	N_u (KN)	λ	α	A_{\min} (cm^2)	A_{adopte} (cm^2)
R1	12.98	32.76	0.723	3.2	4T12=4,52
R	48.46	32.76	0.723	3.2	4T12=4,52

Tableau III. 21: choix de ferrailage des raidisseurs.

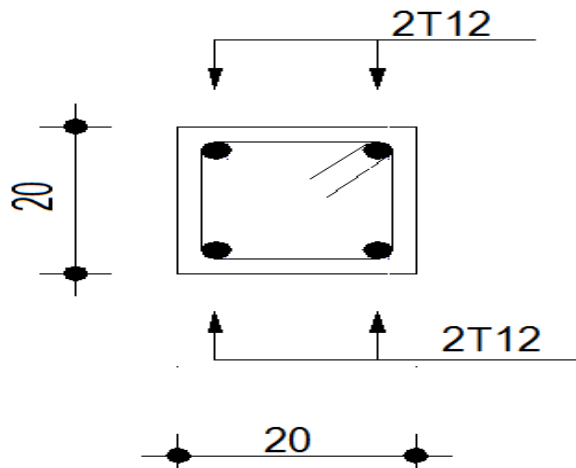


Figure III.27: schéma de ferrailage des raidisseurs.

III .8. Ferrailage des Poteaux circulaires :

Le calcul se fait à compression simple :

$$N_u \leq \alpha \left[\left(\frac{B_r \times f_{C28}}{0.9\gamma_b} \right) + \left(\frac{A \times f_e}{\gamma_s} \right) \right]$$

$$A \leq \left[\frac{N_u}{\alpha} - \left(\frac{B_r \times f_{C28}}{0.9\gamma_b} \right) \right] / \sigma_s$$

L'élancement $\lambda = \frac{L_f}{i_{min}}$

Poteau articulé en castrée

$$L_f = (3.06 - 0.3) \times 0.7 = 1.9$$

$$i_{min} = \frac{D}{4} = \frac{0.35}{4} = 0.0875$$

$$\lambda = \frac{4 \times L_f}{D} = 21.71$$

Pour $\lambda \leq 50$:

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2(21.71/35)^2} = 0.789$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}, f_{C28} = 25 \text{ MPa}$$

$$A \leq \left[\frac{53.73}{0.789} - \left(\frac{0.086 \times 25}{0.9 \times 1.5} \right) \right] / 348$$

$$A < 0$$

Calcul la section minimale :

$$A_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 4 \text{ cm}^2 / \text{m de périmètre} \\ 0.2B/100 \end{array} \right. \quad [10]$$

$$A_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 4 \times 1.1 \\ 0.2 \times 962.11/100 \end{array} \right.$$

$$A_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 4.4 \text{ cm}^2 \\ 1.92 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A = 4.4 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T12+4T10

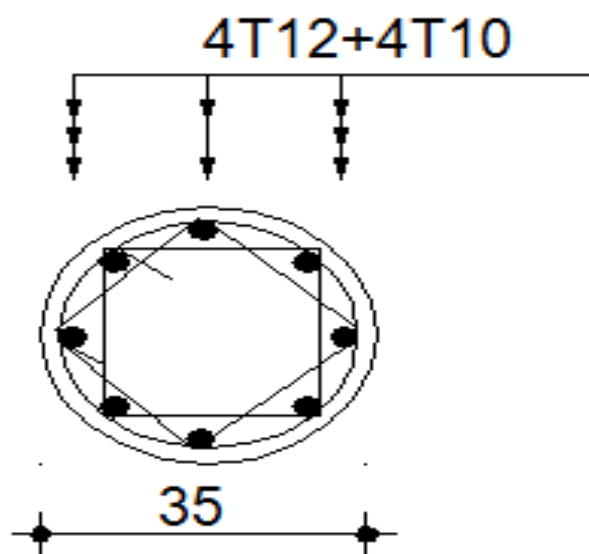


Figure III.28: schéma de ferrailage d'un poteau circulaire.

Chapitre IV:ETUDE SISMIQUE

IV .1. Introduction :

La direction de l'action sismique est un élément important, car il influe sur le type d'analyse sismique qui sera ainsi que sur les éléments structuraux principaux. Pour ce faire une comparaison entre les critères du règlement **RPA99 v2003** et les résultats de l'analyse de ce projet.

La nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l'effet du séisme.

Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel SAP2000 qui utilise une approche dynamique (par opposition à l'approche statique équivalente) basés sur le principe de la superposition modale.

Les méthodes de calcul :

En Algérie la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « RPA99 Version 2003 ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application différent et cela selon le type de structure à étudier ; ces méthodes sont les suivantes :

1. La méthode statique équivalente
2. La méthode d'analyse modale spectrale
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Méthode statique équivalente :

Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure. [1].

Domaine d'application :

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans [1] l'article 4.1.2

a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III

b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes:

Zone I : tous groupes

Zone II : groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone III : groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

Méthodes dynamiques

a) La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas,

Et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

b) La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

IV.2. Choix de la méthode de calcul :

a) Régularité en plan : [1](article 3.5)

a.1) Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

a.2) A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

a.3) La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal à 4.

$$\Rightarrow \frac{25.35}{20.30} = 1.25 < 4 \text{ Condition vérifiée}$$

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

$$\frac{l_1 + l_2}{L} \leq 0.25 \Rightarrow \frac{2.2 + 2.2}{20.30} = 0.22 < 0.25$$

a.4) Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan. Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

b) Régularité en élévation : [1] (article 3.5)

Calcul de la force sismique totale par la méthode statique équivalente :

D'après (Article 4.2.3 de RPA99 /version2003) La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

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

Avec

A : coefficient d'accélération de zone, donné par [1] le tableau (4.1) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

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

R : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par [1] le tableau (4.3) en fonction du système de contreventement.

Q : facteur de qualité de la structure, est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction

W : Poids total de la structure.

IV.2.1. Détermination des paramètres :

Coefficient d'accélération A :

Zone IIa, groupe 2 (C'est la classification sismique de la wilaya de AIN TEMOUCHENT selon [1] ; alors d'après les deux critères précédents on obtient : **A=0,15**.)

Facteur d'amplification Dynamique moyen "D" :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Tableau 4.7 : Valeurs de T1 et T2

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T _{1(sec)}	0.15	0.15	0.15	0.15
T _{2(sec)}	0.30	0.40	0.50	0.70

Site meuble (S3) donc :

T₁ = 0.15 s

T₂ = 0.50 s

Estimation de la période fondamentale (T):

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques. La formule empirique est donnée par [1]:

$T = C_T h_N^{3/4}$ (4-6)

Avec :

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

(h_N = 18.36 m)

C_T: Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau (4.6) du [1]

Cas n°	Système de contreventement	C_T
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé.	0.050

Dans notre cas (n°4) on peut également utiliser la formule :

$$T = 0.09h_N/\sqrt{D} \quad (4-7)$$

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

$$L_x = 25.35\text{m}$$

$$L_y = 20.30\text{m}$$

D'après [1], la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les deux formules **4-6** et **4-7**.

$$\text{Donc } \begin{cases} T_x = \min(0.44s ; 0.33s) \rightarrow T_x = 0.33s \\ T_y = \min(0.44s ; 0.37s) \rightarrow T_y = 0.37s \end{cases}$$

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

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad (4-3)$$

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

$\Rightarrow \xi = 7\%$ pour Portiques en béton armé avec un remplissage dense.

$$\text{Donc : } \eta = \sqrt{7/(2 + 7)} = 0.88$$

Ce qui donne pour les deux sens :

$$D_x = D_y = 2.5\eta = 2.2$$

Coefficient de comportement global de la structure (R) :

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement tel que défini en (article 3.4).

Portique contreventés par des voiles $\rightarrow R = 4$ (tableau 4.3)

Facteur de qualité Q :

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q \quad [1] \quad (4.4)$$

Avec P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au [1].

Les valeurs de p_q a retenir pour les deux sens sont récapitulées dans le tableau

Ci-dessous :

Tableau : valeurs de pénalités p_q

Critère p_q	Observation		pénalité p_q	
	Sens X	Sens Y	Sens X	Sens Y
	1. Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	Oui	0
2. Redondance en plan	Non	Non	0.05	0.05
3. Régularité en plan	Oui	Oui	0	0
4. Régularité en élévation	Oui	Oui	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Non	Non	0.05	0.05
5. Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	Non	0.10	0.10

Donc les valeurs de Q sont :

$$Q_x = 1.2$$

$$Q_y = 1.2$$

Poids total de la structure W :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad [1] \quad (4.5)$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation et donné par [1] **tableau 4.5.**

Pour notre projet : bâtiment d'habitation : $\beta = 0.20$

Le poids total de la structure a été calculé en utilisant le logiciel sap2000

La valeur trouvée est : $W = 26485.95\text{KN}$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_x = V_y = \frac{A D_x Q_x}{R} \times W = \frac{0.15 \times 2.2 \times 1.2}{4} \times 26485.95 = \mathbf{2622.11\text{KN}}$$

IV.3. Modélisation et résultats :

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est le SAP2000 version 14.
 La modélisation 3D de notre structure est représentée sur cette figure :

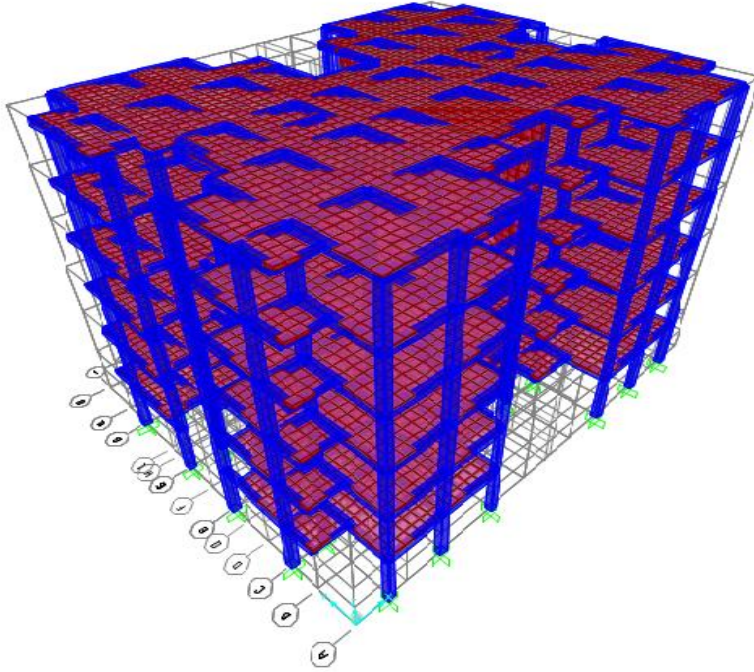


Figure IV.1: vue en 3D de la modélisation de la structure.

Spectre de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

[1] (art 4.3.3)

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

Schéma du spectre de calcul :

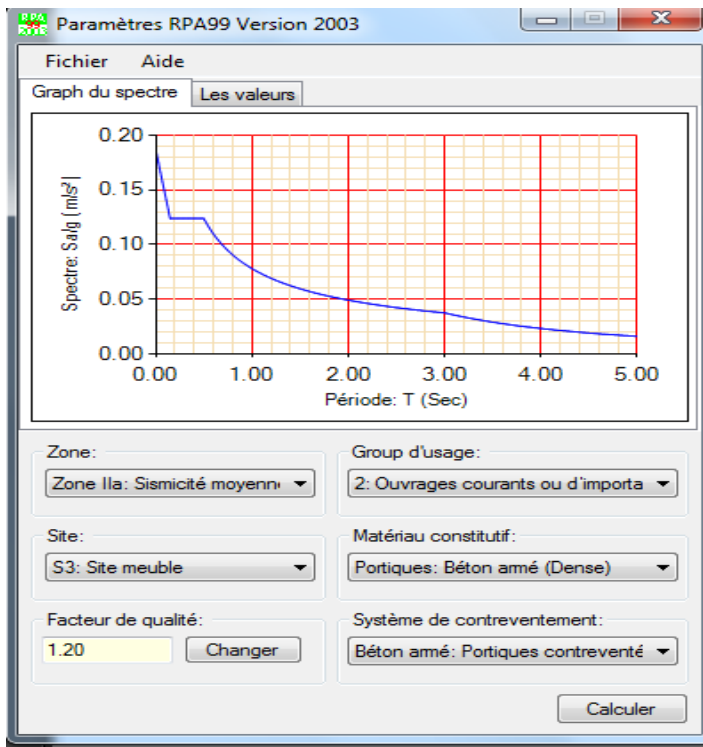


Figure IV. 2: spectre de réponse de calcul

Choix de disposition des voiles :

A partir des plans d'architecture, nous avons procédé à la recherche d'une meilleure disposition des voiles pour assurer une rigidité suffisante. La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciable pour la structure, nous sommes arrivées à la disposition des voiles indiquée dans la figure suivante :

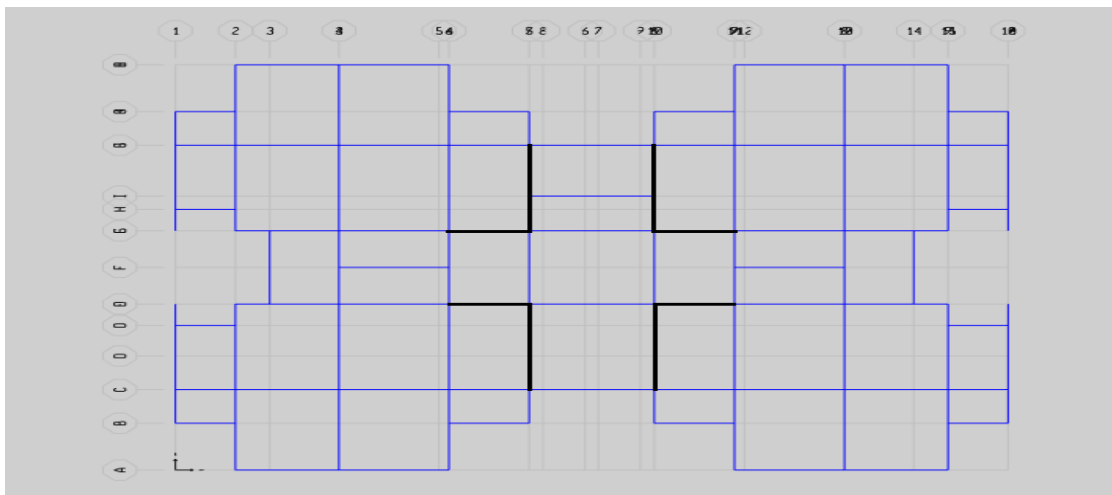


Figure IV. 3: disposition des voiles

- **Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP2000V14 :**

1. Vérification de période fondamentale :

Dans le premier cas : (T=0.79886)

Premier mode de vibration montré sur la figure ci-dessous :

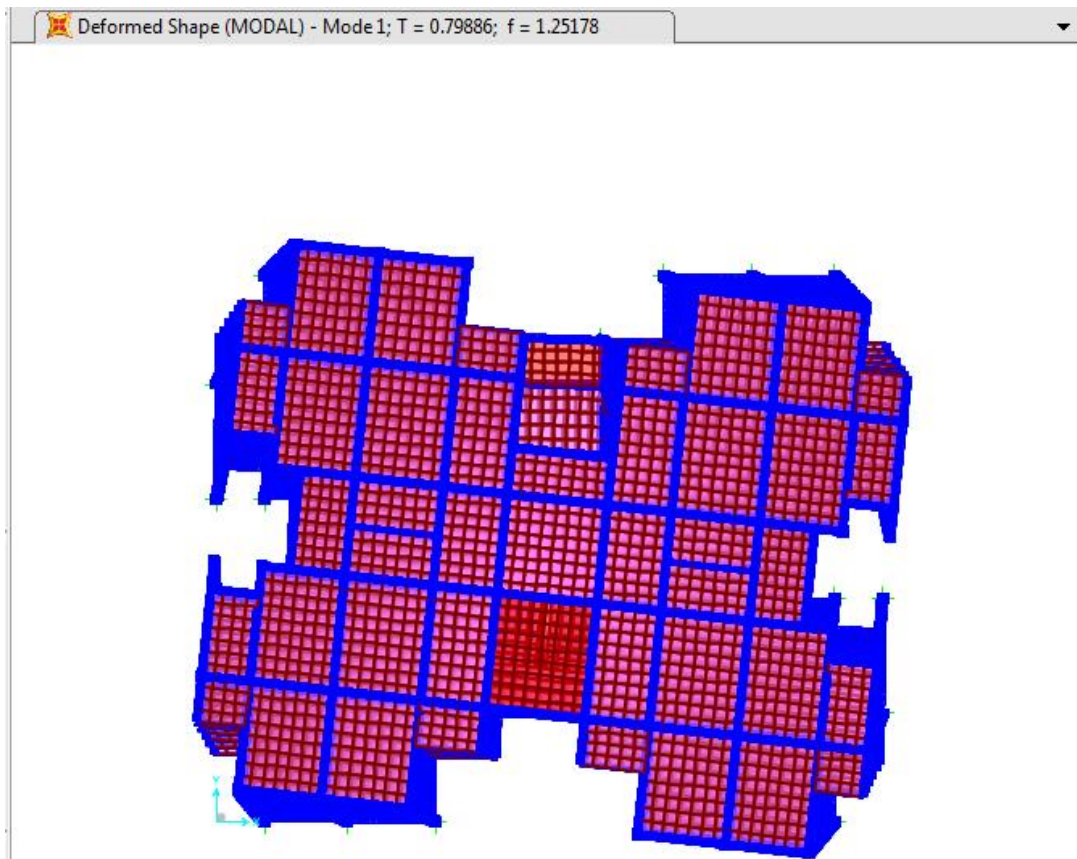


Figure IV.4: 1^{er} mode de vibration (1er cas)

Analyse des résultats :

La condition du [1] (Art. 4.2.4) Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T_{calculer} = 0.33 \text{ s}$$

$$0.79886 > 1.3 \times 0.33$$

$$0.79886 > 0,429 \rightarrow C.N.V$$

Dans le deuxième cas :

Notre solution est d'utiliser des raidisseurs par ce que pour le bâtiment a hauteur moyenne utilisé des plusieurs voiles ne sera pas une solution économique.

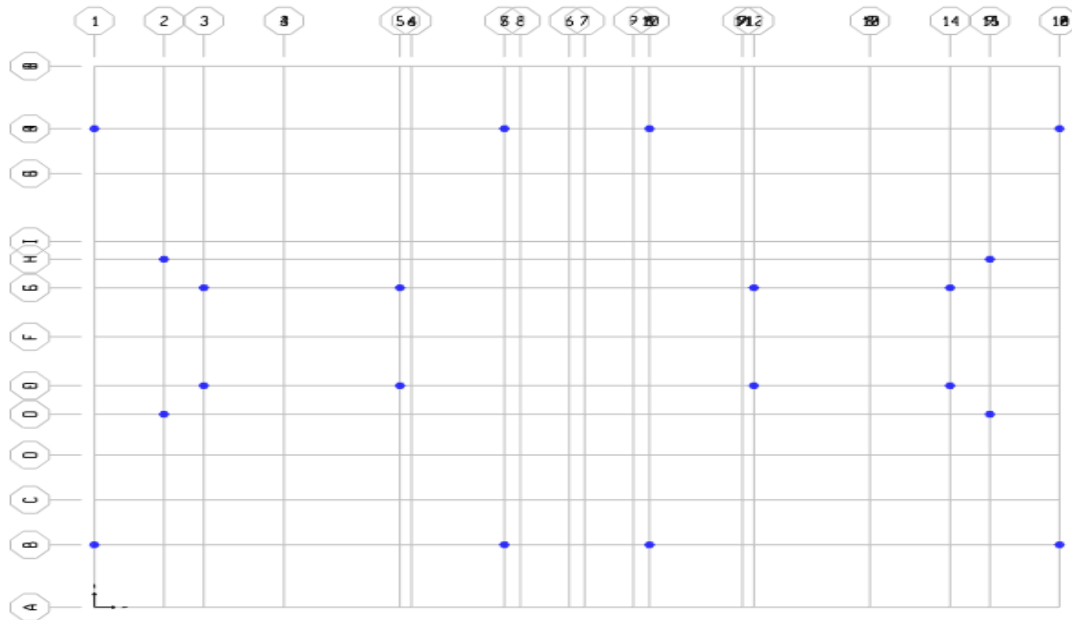


Figure IV.5: disposition des raidisseurs

Premier mode de vibration montré sur la figure ci-dessous :

Deformed Shape (MODAL) - Mode 1; T = 0,41690; f = 2,39866

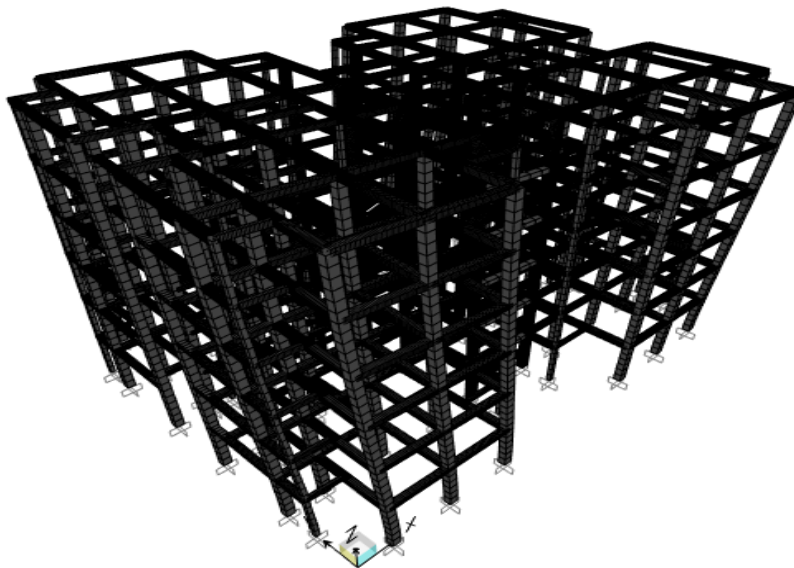


Figure IV.6 : 1^{er} mode de vibration (2eme cas)

$$T_{sap} = 0.4169 \text{ s}$$

$$T_{calculer} = 0.33 \text{ s}$$

$$0,4169 < 1.3 \times 0.33$$

$$0,4169 \text{ s} < 0,429 \text{ s} \rightarrow C.V$$

2. vérification de la résultante des forces sismiques :

D’après **RPA99 V2003 l’article 4.3.6:** la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure a 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée .

$$0.8 V_{st} < V_{dyn}$$

Output Case	Case Type	Step Type	Global FX	Global FY
EX	LinRespSpec	Max	1024.903	0.534
EY	LinRespSpec	Max	0.535	1041.696
EXST	LinStatic	Max	-1119.726	3.169E-12
EYST	LinStatic	Max	2.869E-10	-1119.726

Tableau IV.1: réaction a la base obtenue par sap2000

Sens	V_{dyn} (KN)	V_{st} (KN)	$0.8 \times V_{st}$ (KN)	Remarque	Observation
X-X	1024,903	1119.726	895.78	$V_{dyn} > 0.8 \times V_{st}$	Condition vérifiée
Y-Y	1041,696	1119.726	895.78	$V_{dyn} > 0.8 \times V_{st}$	Condition vérifiée

Tableau IV.2: vérification de la résultante des forces sismiques.

3. Vérification de l'effort normal réduit ([1] Art 7.4.3.1) :

L'article (7.4.3.1) du [1] exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton.

La vérification s’effectue par la formule suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

Où :

N_d : L’effort normal de calcul s’exerçant sur une section de béton.

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{c28} : Résistance de compression caractéristique du béton a 28 jours.

Niveaux	Poteaux	Section cm^2	N_u	v	Observation
RDC	40×35	1400	957,922	0,273692	Vérifié
1	40×35	1400	795,576	0,2273074	Vérifié
2	40×35	1400	636,273	0,1817923	Vérifié
3	40×35	1400	478,85	0,1368143	Vérifié
4	35×35	1225	322,625	0,1053469	Vérifié
5	35×35	1225	168,825	0,0551265	Vérifié

Tableau IV. 3: Vérifications de l'effort normal réduit.

4. Justification vis-à-vis des déformations :

Selon [1] (**Art 5.10**) les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10, ne doit pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement horizontal a chaque niveau "K" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek} \quad [1] \text{ Art (4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismique F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal a :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

$$\overline{\Delta}_k = h_k \times \frac{1}{100} = 306 \times 0.01 = 3.06 \text{ cm}$$

$\overline{\Delta}_k$: Déplacement relatif admissible

h_k : La hauteur d'étage

Sens X-X					
Niveau	δ_{ck}	$\delta_k = \delta_{ck} \times R$	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$	$\overline{\Delta}_k = 1\% \times h$	Condition
5	0.0041	0.0164	0.0032	0.0306	Vérifiée
4	0.0033	0.0132	0.0032	0.0306	Vérifiée
3	0.0025	0.0100	0.0032	0.0306	Vérifiée
2	0.0017	0.0068	0.0028	0.0306	Vérifiée
1	0.0010	0.0040	0.0024	0.0306	Vérifiée
RDC	0.0004	0.0016	0.0016	0.0306	Vérifiée

Tableau IV. 4: Vérification des déplacements relatifs suivant x

Sens Y-Y					
Niveau	δ_{ck}	$\delta_k = \delta_{ck} \times R$	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$	$\overline{\Delta}_k = 1\% \times h$	Condition
5	0.0022	0.0088	0.0016	0.0306	Vérifié
4	0.0018	0.0072	0.0016	0.0306	Vérifié
3	0.0014	0.0056	0.0020	0.0306	Vérifié
2	0.0009	0.0036	0.0016	0.0306	Vérifié
1	0.0005	0.0020	0.0012	0.0306	Vérifié
RDC	0.0002	0.0008	0.0008	0.0306	Vérifié

Tableau IV. 5: Vérification des déplacements relatifs suivant y

5. Justification vis à vis de l'effet P-Δ: [1] (art 5.9) :

Les effets du 2ème ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k".

Avec : $P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δ_k : Déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1".

h_k : Hauteur de l'étage "k"

Si $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$ l'effet $P - \Delta$ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyen d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_k)}$

Niveaux	P_k	Δ_{kx}	Δ_{ky}	V_{kx}	V_{ky}	H	θ_x	θ_y	θ_x	θ_y
									$\leq 0,1$	$\leq 0,1$
5	3592,799	0,0032	0,0016	309,18	185,710	3,06	0,0122	0,0101	cv	cv
4	7041,554	0,0032	0,0016	639,99	405,100	3,06	0,0115	0,0091	cv	cv
3	6989,021	0,0032	0,0020	730,53	482,768	3,06	0,0100	0,0095	cv	cv
2	7066,648	0,0028	0,0016	835,72	549,279	3,06	0,0077	0,0067	cv	cv
1	7332,565	0,0024	0,0012	881,28	559,457	3,06	0,0065	0,0051	cv	cv
RDC	12377,739	0,0016	0,0008	1450,18	1314,236	3,06	0,0045	0,0025	cv	cv

Tableau IV. 6: Justification de l'effet P-Δ

6. Vérification de renversement : $M_s/M_r \geq 2$ [14]

Sens X-X :

$$M_s = w \times l/2 = 26485,94 \times 25,35/2 = 335709.29 \text{ KN.m}$$

étages	$f(x)$	hi	$f(x) \times hi$
5	309,18	3,06	946,091
4	330,81	3,06	1012,28
3	399,72	3,06	1223,15
2	436,00	3,06	1334,16
1	445,28	3,06	1362,56
RDC	1004,90	3,06	3074,99
			8953,22

Tableau IV. 7: calcul moment renversant suivant x

$$M_r = 8953.22 \text{ KN.m}$$

$$335709.29/8953.22 \geq 2 \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

Sens Y-Y :

$$M_s = w \times l/2 = 26485,94 \times 20,30/2 = 268832,29 \text{ KN.m}$$

Etages	f(x)	hi	f(x) × hi
5	185,71	3,06	568,273
4	219,39	3,06	671,333
3	263,378	3,06	805,937
2	285,901	3,06	874,857
1	273,556	3,06	837,081
RDC	1040,68	3,06	3184,481
			6941,96

Tableau IV. 8: calcul moment renversant suivant y

$$M_r = 6941,96 \text{ KN.m}$$

$$268832,29/6941,96 \geq 2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

7. Vérification des Périodes de vibration et taux de participation des masses modales :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. [1](Art4.3.4)

Modes	Période	Sum U_x	Sum U_y
Mode 1	0,4169	0,0016	6,1E-08
Mode 2	0,306189	0,7219	1,98E-07
Mode 3	0,223919	0,7219	0,71732
Mode 4	0,127383	0,72211	0,71732
Mode 5	0,079908	0,90131	0,71732
Mode 6	0,06862	0,90133	0,71732
Mode 7	0,058661	0,90133	0,90244
Mode 8	0,049526	0,90133	0,90259
Mode 9	0,048537	0,90133	0,90359
Mode 10	0,048283	0,90133	0,90363
Mode 11	0,047889	0,90134	0,90363
Mode 12	0,047573	0,90134	0,90363

Tableau IV. 9: périodes et facteur de participation massique.

8. Justification de l'interaction voiles portiques :

L'article 3.4.4.a du [1] exige que pour les constructions à contreventement mixte avec justification de l'interaction que :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques.
- Les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

❖ Sous charges verticales :

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations :

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$$

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations :

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\%$$

Les résultants des charges verticales sont présentés dans le tableau suivant : (ELS)

Niveaux	Charges verticaux (KN)		Charges verticaux %	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
RDC	26812,012	2732,413	90,751	9,248
1	19054,043	916,936	95,409	4,591
2	15011,566	682,344	95,652	4,348
3	11226,804	503,703	95,706	4,294
4	7424,413	324,873	95,808	4,192
5	3732,354	142,521	96,322	3,679
			> 80% C.V	< 20% C.V

Tableau IV. 10: charges verticales reprises par les portiques et voiles

❖ Sous charges horizontales :

Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations :

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$$

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations :

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$$

Les résultants des charges horizontales sont présentés dans les tableaux suivants : (EX, EY)

Sens X-X

étages	portique	Voile	portique %	Voile %
RDC	450,849	554,049	44,86515049	55,13484951
1	305,907	139,375	68,69961058	31,30038942
2	331,303	104,695	75,98727517	24,01272483
3	321,879	77,843	80,52571537	19,47428463
4	283,081	47,731	85,5715633	14,4284367
5	286,394	22,782	92,63138148	7,368618521
			> 75% C.N.V	< 25% C.N.V

Tableau IV. 11: 1er résultats de l'interaction sous charges horizontales (Sens x-x)

Sens Y-Y :

Etages	portique	Voile	portique %	Voile %
RDC	362,983	677,697	34,87940577	65,12059423
1	171,343	102,213	62,63543845	37,36456155
2	201,999	83,902	70,65347795	29,34652205
3	198,88	64,498	75,5112424	24,4887576
4	177,614	41,776	80,95811113	19,04188887
5	176,57	9,14	95,07834796	4,921652038
			> 75% C.N.V	< 25% C.N.V

Tableau IV. 12: 1^{er} résultats de l'interaction sous charges horizontales (sens y-y)

Analyse des résultats :

La condition de l'interaction voile portique sous charges horizontales n'est pas vérifiée, on doit redimensionner les sections des poteaux.

On adopte poteaux *de* (45 × 45) *cm*²

Sens X-X :

Etages	portique	Voile	portique %<75%	Voile %>25%
RDC	1290,889	1128,223	53,3621	46,6379
1	1005,07	822,643	54,99058	45,00942
2	990,195	810,032	55,0039	44,9961
3	888,991	700,323	55,93552	44,06448
4	687,014	486,103	58,56313	41,43687
5	578,118	310,404	65,06513	34,93487

Tableau IV. 13: 2eme résultats de l'interaction sous charges horizontales
(sens x-x)

Sens Y-Y :

Etages	Portique	Voile	portique %<75%	Voile %>25%
RDC	1108,902	1339,343	45,29375	54,70625
1	967,87	823,261	54,03681	45,96319
2	750,051	582,119	56,30295	43,69705
3	532,615	337,792	61,19149	38,80851
4	499,513	296,483	62,7532	37,2468
5	300,267	131,673	69,5159	30,4841

Tableau IV. 14: 2eme résultats de l'interaction sous charges horizontales
(sens y-y)

Analyses du 2ème résultat :

Les résultats obtenus montrent que l'interaction voile portique sous charges horizontales est vérifiée pour tous les niveaux.

Donc finalement, les dispositions des voiles assurant un bon comportement dynamique du bâtiment.

Chapitre V :étude des éléments structuraux

V.1. Introduction :

La stabilité et la résistance d'une structure vis-à-vis aux charges horizontales et verticales est assurée par ces éléments porteurs principaux (poteaux, poutres et voiles).

Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, nous avons utilisé le logiciel d'analyse des structures (SAP2000), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

V.2. Etude de ferrailage des poutres :

Les poutres sont calculées en flexion simple en tenant compte des combinaisons suivantes :

Les combinaisons fondamentales :

$$1.35G + 1.5Q \dots \dots \dots (\text{ELU})$$

$$G + Q \dots \dots \dots (\text{ELS})$$

Les combinaisons accidentelles:

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

Pour les combinaisons fondamentales et accidentelles, on prend le moment maximum et on vérifie avec la combinaison ELS.

Recommandations du [1]:

a. Coffrage :

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

$$h \geq 30\text{cm} \quad (\text{Art 7.5.1})$$

$$h/b \leq 4$$

$$b_{\text{max}} \leq 1.5h + b_1$$

Pour notre cas on a deux types de poutre à étudier :

Poutre principale : (35 × 30)

$$\checkmark 30 \geq 20\text{cm} \quad \text{c.v}$$

$$\checkmark 35 \geq 30\text{cm} \quad \text{c.v}$$

$$\checkmark \frac{35}{30} = 1.17 \leq 4 \quad \text{c.v}$$

$$\checkmark 30 \leq 1.5 \times 35 + 45 \quad \text{c.v}$$

Poutre secondaire : (30 × 30)

- ✓ $30 \geq 20\text{cm}$ c.v
- ✓ $30 \geq 30\text{cm}$ c.v
- ✓ $\frac{30}{30} = 1 \leq 4$ c.v
- ✓ $30 \leq 1.5 \times 30 + 45$ c.v

b. Ferrailages : [1] (art 7.5.2) :

Les armatures longitudinales : (art 7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Poutre principale : $A_{min} = 0.5\%(30 \times 35) = 5.25\text{cm}^2$

Poutre secondaire: $A_{min} = 0.5\%(30 \times 30) = 4.5\text{cm}^2$

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4 % en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.

Poutre principale : $\begin{cases} A_{max}^{courante} = 4\%(30 \times 35) = 42\text{cm}^2 \\ A_{max}^{recouvrement} = 6\%(30 \times 35) = 63\text{cm}^2 \end{cases}$

Poutre secondaire: $\begin{cases} A_{max}^{courante} = 4\%(30 \times 30) = 36\text{cm}^2 \\ A_{max}^{recouvrement} = 6\%(30 \times 30) = 54\text{cm}^2 \end{cases}$

- La longueur minimale de recouvrement est de :
 - 40 \emptyset en zone I et II
 - 50 \emptyset en zone III
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

Les armatures transversales : [1] (art 7.5.2.2) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t^{min} = 0.003.S_t.b$$

S_t : Espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset\right)$
- En dehors de la zone nodale : $s \leq h/2$

La valeur du diamètre \emptyset des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petite des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Calcul du ferrailage des poutres :

Le ferrailage des poutres est calculé à partir des sollicitations maximales, tirées du logiciel sap2000 :

Exemple de calcul :

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (35×30) la plus Sollicitée.

Avec les sollicitations suivantes : $\begin{cases} M_t^{max} = 31,75 \text{ KN.m} \\ M_a^{max} = 65,77 \text{ KN.m} \end{cases}$

Armatures en travée :

$$f_{bc} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{31,75 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.315)^2 \times 14.2} = 0,075 \leq 0.186 \rightarrow \text{PivotA} \rightarrow A'_u = 0$$

$$\alpha = 0,098 ; \beta = 0,96$$

$$A_u = \frac{31,75 \times 10^{-3} \times 10^4}{0,96 \times 0.315 \times 348}$$

$$A_u = 3,014 \text{ cm}^2$$

Armatures en appui :

$$\mu = \frac{65,77 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.315)^2 \times 14.2} = 0,156 \leq 0.186 \rightarrow \text{PivotA} \rightarrow A'_u = 0$$

$$\alpha = 0,213 ; \beta = 0,91$$

$$A_u = \frac{65,77 \times 10^{-3} \times 10^4}{0,91 \times 0.315 \times 348}$$

$$A_u = 6,59 \text{ cm}^2$$

Niveau	Type	Localisation	M (KN.m)	A_{cal} cm²	A_{min} cm²	A_{adop} cm²
Etage courant	Poutre principale	Travée	31,75	3,014	5,25	3T14+3T12=8,01
		Appui	65,77	6,59		3T14+3T12=8,01
	Poutre secondaire	Travée	27,36	3,05	4,5	3T12+2T12=5,65
		Appui	45,55	5,27		3T12+2T12=5,65
terrasse	Poutre principale	Travée	25,18	2,36	5,25	3T14+3T12=8,01
		Appui	60,09	5,94		3T14+3T12=8,01
	Poutre secondaire	Travée	20,31	2,24	4,5	3T12+2T12=5,65
		Appui	44,55	5,14		3T12+2T12=5,65

Tableau V .1: Ferrailage des poutres principales et secondaires

✓ **Vérification des armatures selon RPA99 V2003:**

- Les longueurs de recouvrement :

$$L_r = 40\phi$$

$$\text{Pour : } \begin{cases} \phi = 1,2 \rightarrow L_r = 40 \times 1.2 > 48\text{cm} . \text{ on adopte: } L_r = 50\text{cm} \\ \phi = 1,4 \rightarrow L_r = 40 \times 1.4 > 56\text{cm} . \text{ on adopte: } L_r = 60\text{cm} \end{cases}$$

- Les armatures transversales :

Calcul de ϕ_t :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_1^{\min}\right) \quad [3](\text{Art 7.2.2})$$

$$\text{Pour les poutres principales : } \phi_t \leq \min\left(\frac{350}{35}; \frac{300}{10}; 12\right) \rightarrow \phi_t \leq \min(10; 30; 12)$$

$$\rightarrow \phi_t = 8\text{mm}$$

$$\text{Pour les poutres secondaires : } \phi_t \leq \min\left(\frac{300}{35}; \frac{300}{10}; 12\right) \rightarrow \phi_t \leq \min(8.6; 30; 12)$$

$$\rightarrow \phi_t = 8\text{mm}$$

Calcul des espacements S_t : [1](Art.7.5.2.2)

Zone nodale :

$$\begin{cases} \text{poutre principale: } S_t = 10\text{cm} \\ \text{poutre secondaire: } S_t = 10\text{cm} \end{cases}$$

Zone courante :

$$\begin{cases} \text{poutre principale: } S_t = 15\text{cm} \\ \text{poutre secondaire: } S_t = 15\text{cm} \end{cases}$$

Vérification des sections d'armatures transversales minimales :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{cm}^2$$

$$A_t > A_t^{\min} \text{ vérifiée}$$

✓ **Vérification à L'ELU:**

1) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A_{\text{cal}}$$

$$\begin{cases} \text{poutre principale: } A_{\min} = 1.14\text{cm}^2 \\ \text{poutre secondaire: } A_{\min} = 0.98\text{cm}^2 \end{cases} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2) Vérification de la contrainte de cisaillement :

La fissuration est peu préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa}\right)$$

Poutres	V_u (kN)	τ_u (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	Observation
Principales	104,84	1,09	3.33	Vérifiée
Secondaires	47,43	0,59	3.33	Vérifiée

Tableau V .2: Vérification des contraintes tangentielles

3) Vérification les armatures longitudinale inferieur sur appui :

Appui de rives :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e}$$

Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d}\right)$$

Poutre	V_u (KN)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{intr} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Observation
Poutre principale	104,84	3,01	-3,55	4,62	Condition vérifiée
Poutre secondaire	47,43	1,36	-4,03	3,39	Condition vérifiée

Tableau V .3: Vérification les armatures longitudinale inferieur sur appui

→ Donc : pas de risque de cisaillement

4) Vérification d'équilibre de la bielle :

$$\frac{2 \times V_u}{b \times a} \leq \frac{0.8 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $a = \min(a_1, a_2)$

$$a_1 = 0.9d = 28.35 \text{ cm}$$

$$a_2 = (\text{largeur de l'appui} - c - 2\text{cm}) = 35 - 3 - 2 = 30 \text{ cm}$$

$$a = 28.35\text{cm}$$

	V_{max} (KN)	a (cm)	$2V_u/b \times a$	$0.8f_{c28}/\gamma_b$	Observation
Poutre principale	104,84	28,35	2,47	13,33	Condition vérifiée
Poutre secondaire	47,43	24,3	1,3	13,33	Condition vérifiée

Tableau V .4 : Vérification de la bielle

✓ **Vérification à L'ELS:**

- **Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$$

Poutre	Position	M_{ser} (KN.m)	A_{st} (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	
Principale étage courant	Travée	15,92	8,01	12	62967,04	3,034	15	C.V
	Appui	31,56	8,01	12	62967,04	6,015	15	C.V
Principale Terrasse	Travée	17,79	8,01	12	62967,04	3,39	15	C.V
	Appui	28,88	8,01	12	62967,04	5,504	15	C.V
Secondaire étage courant	Travée	11,51	5,65	9,55	49542,6	2,219	15	C.V
	Appui	27,25	5,65	9,55	49542,6	5,252	15	C.V
Secondaire terrasse	Travée	13,40	5,65	9,55	49542,6	2,583	15	C.V
	Appui	26,75	5,65	9,55	49542,6	5,156	15	C.V

Tableau V .5: Vérification de l'état limite de compression du béton

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

D'après **BAEL91 (Art B.6.5)** La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$L \leq 8m$$

✓ **Poutre principale :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{0.35}{4.20} = 0.0833 > 0.0625 \rightarrow \text{c.v} \\ \frac{0.35}{4.20} = 0.0833 \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} = \frac{1}{10} \times \frac{17,79}{78,53} = 0,022 \rightarrow \text{c.v} \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{8,01}{30 \times 31,5} = 0,0085 \leq \frac{4.2}{400} = 0,0105 \rightarrow \text{c.v} \end{array} \right.$$

$$L = 4,2m < 8m \rightarrow \text{c.v}$$

✓ **Poutre secondaire :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{0,30}{3,75} = 0,08 > 0,0625 \rightarrow \text{c.v} \\ \frac{0,30}{3,75} = 0,08 \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{13,4}{47,7} = 0,028 \rightarrow \text{c.v} \\ \frac{5,65}{30,27} = 0,0071 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow \text{c.v} \\ L = 3,75\text{m} < 8\text{m} \rightarrow \text{c.v} \end{array} \right.$$

Les trois conditions de la flèche sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

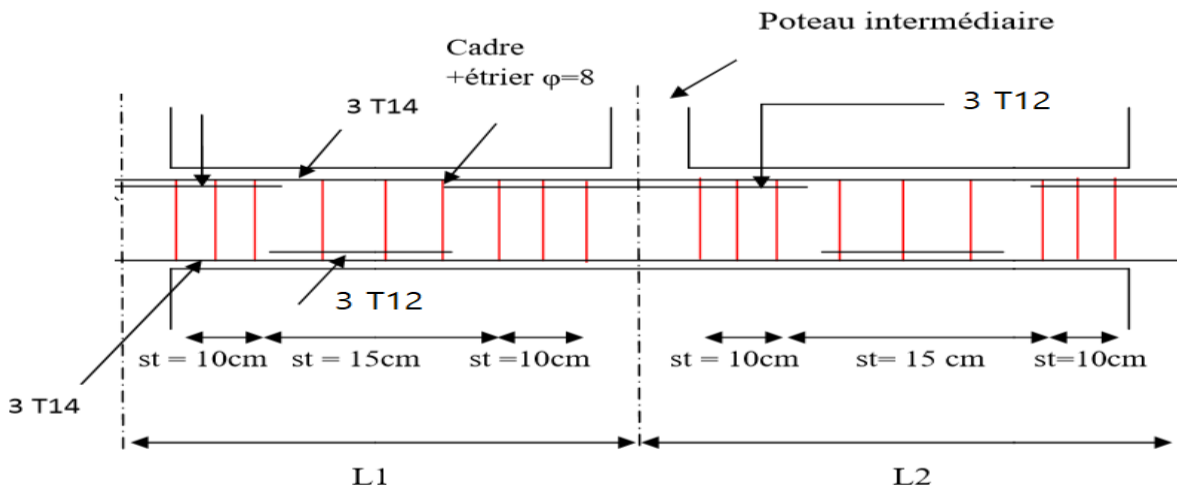


Figure V. 1: Schéma de ferrailage de la poutre principale

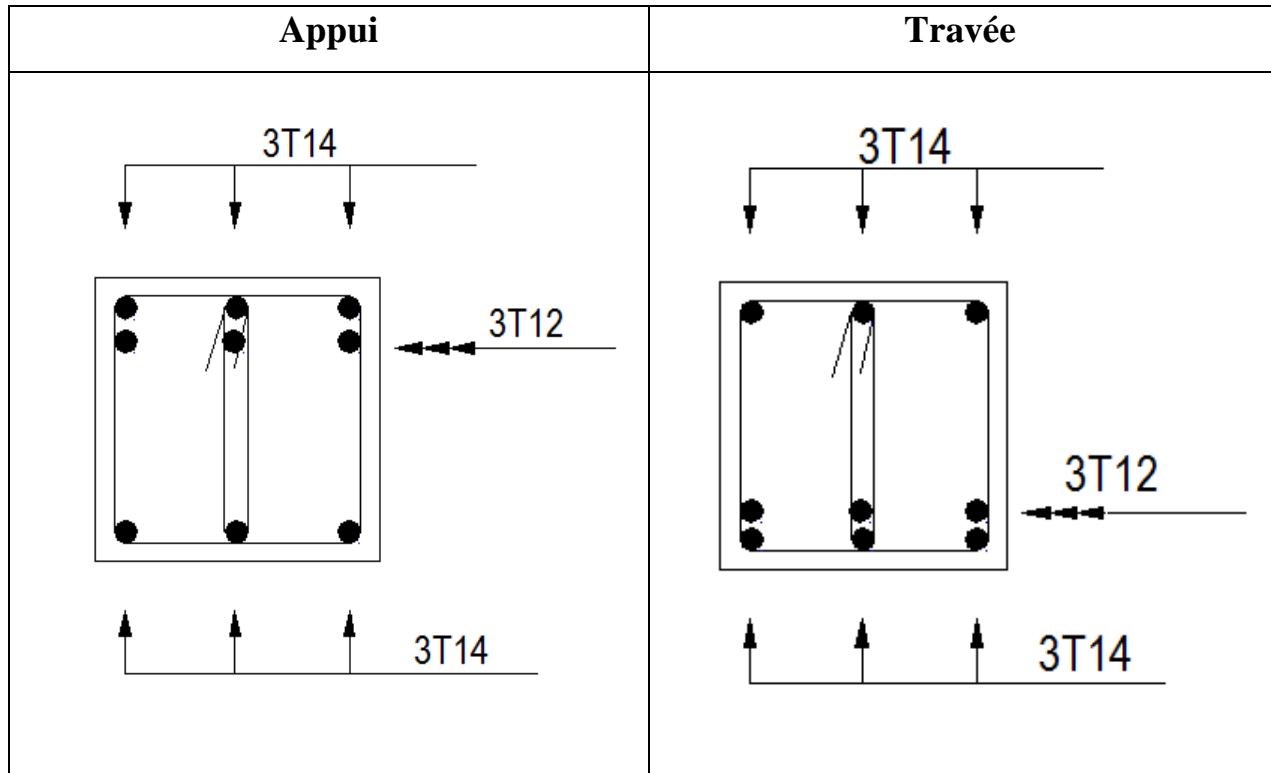


Figure V. 2: schémas de ferrailage de la poutre principale de l'étage courant.

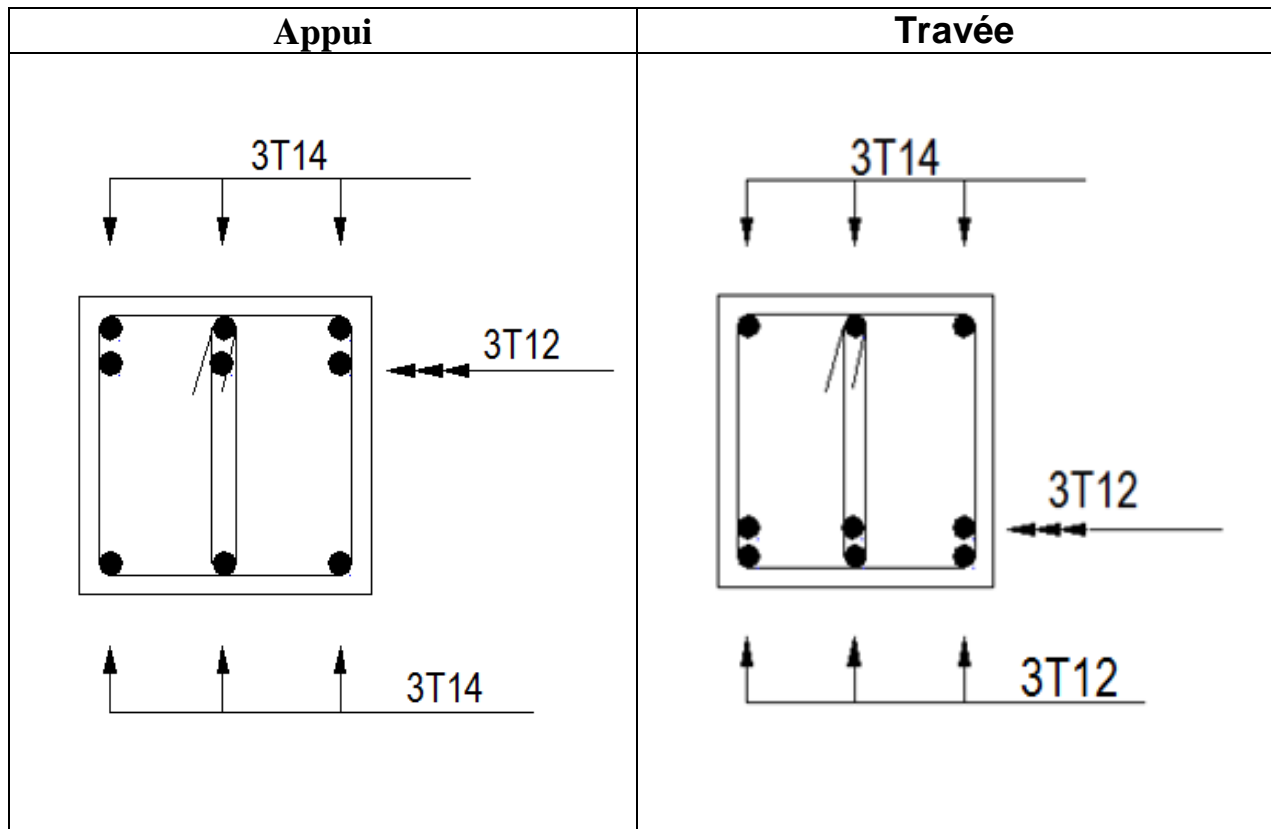


Figure V. 3: schémas de ferrailage de la poutre principale de La terrasse.

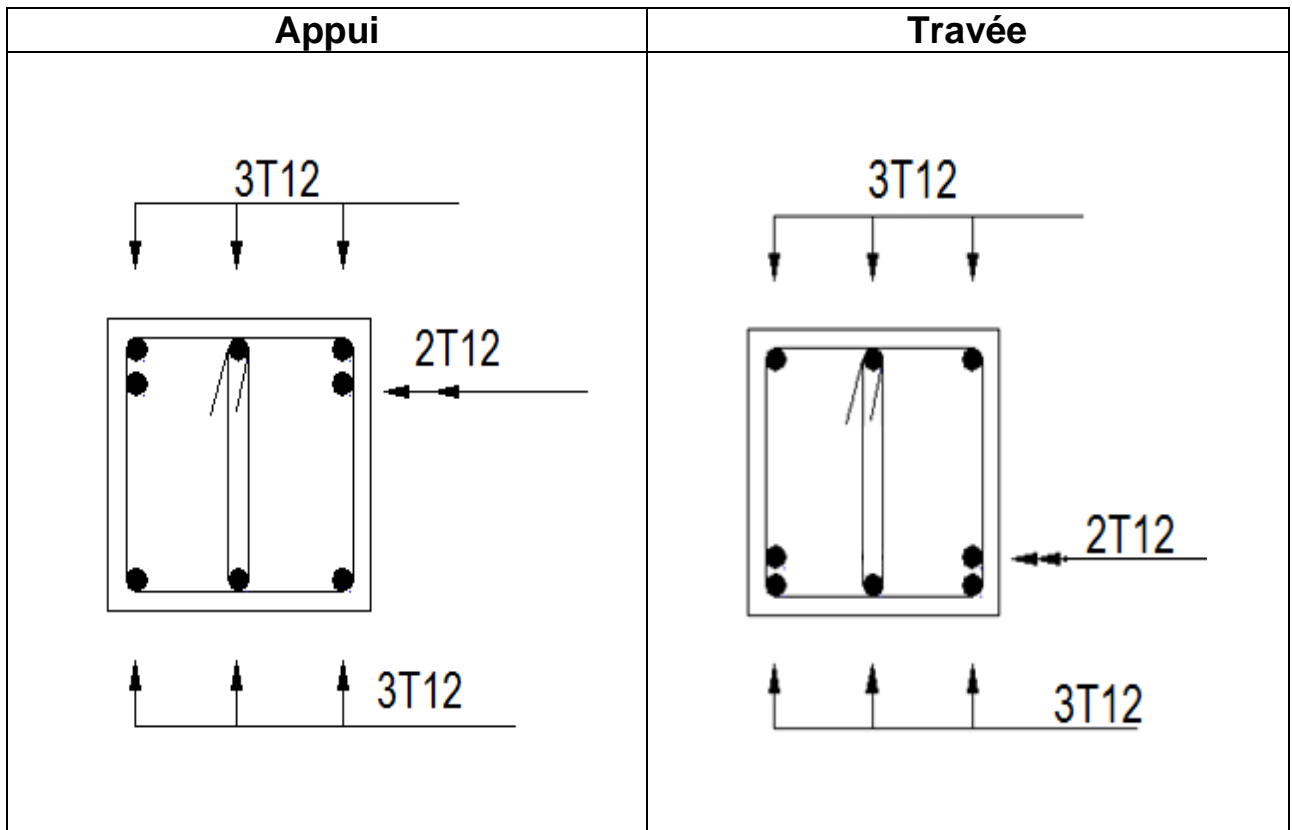


Figure V. 4: schémas de ferrailage de la poutre secondaire de l'étage courant.

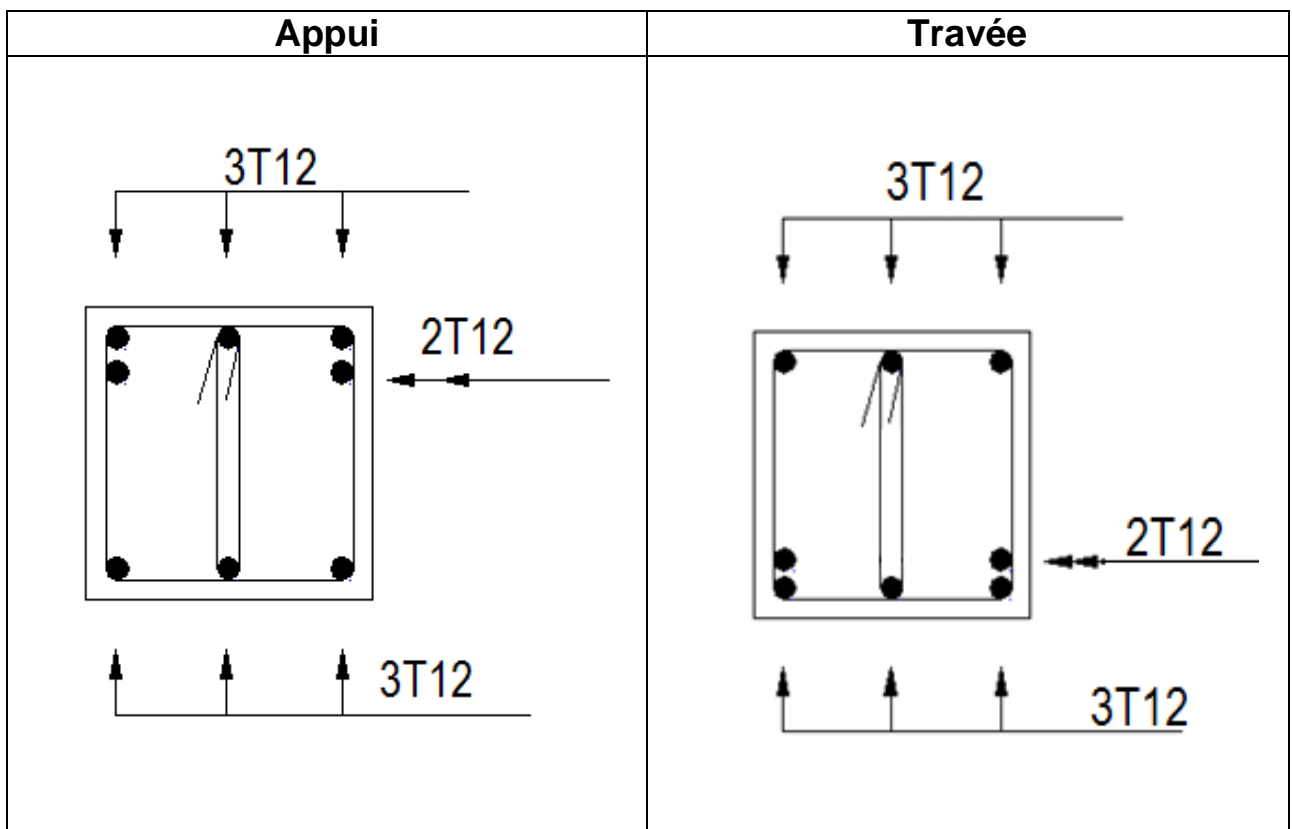


Figure V. 5: schémas de ferrailage de la poutre secondaire de la terrasse.

V .3. Étude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Leur ferrailage se fait à la flexion composée avec une fissuration peu nuisible ; il est déterminé selon les combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \\ G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$$

Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes :

- L'effort normal maximal et le moment correspondant : $N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$
- L'effort normal minimal et le moment correspondant : $N_{min} \rightarrow M_{correspondant}$
- Le moment maximum et l'effort normal correspondant : $M_{max} \rightarrow N_{correspondant}$

Les recommandations du RPA99 V2003:

- **Les armatures longitudinales : (Art 7.4.2.1)**

- les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :
- le pourcentage minimal est de: 0.8 % (Zone IIa).
- le pourcentage maximal et de : 4 % en zones courantes.
- 6% en zones de recouvrement.

Le diamètre minimal est de 12mm.

- la longueur minimale des recouvrements est de : $40\emptyset$ (en zone IIa).
- la distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critiques).
- La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

_ Le tableau suivant résume le ferrailage minimal et maximal des poteaux selon **RPA99 V2003**:

Niveau	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			Zone courante	Zone recouvrement
RDC+1+2+3	45 × 45	16,2	81	121,5
4+5	45 × 40	14,4	72	108

Tableau V .6: Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

• **Les armatures transversales :**

Les armatures transversales dans les poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

V_u: Effort tranchant de calcul.

h₁: Hauteur totale de la section brute.

f_e: Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

t: L'espacement des armatures transversales telle que :

Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi_l, 15cm)$

Dans la zone courante : $t \leq 15\phi_l$

ϕ_l: Diamètre minimal des armatures longitudinales de poteau.

ρ_a: Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à :

- 2.5 si λ_g ≥ 5
- 3.75 si λ_g < 5

λ_g: L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec : a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f: Longueur de flambement du poteau.

-La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{t} \cdot b$ en % est donnée comme suit :

Si $\lambda_g \geq 5$: 0.3%

Si $\lambda_g \leq 3$: 0.8%

Si $3 < \lambda_g < 5$: *interpoler entre les valeurs limites précédentes.*

-Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum.

Calcul de ferrailage :

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

Exemple de calcul :

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du niveau RDC.

Données : $b = 45\text{cm}$; $h = 45\text{cm}$; $d = 42\text{cm}$; $d' = 3\text{cm}$

1) combinaison fondamental E.L.U :

➤ Calcul sous N_{\max} et M_{cor} :

$$\begin{cases} N_{\max} = 1041,868\text{KN} \\ M_{\text{cor}} = 4,3048\text{KN.m} \end{cases}$$

• Excentricité :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{4,3048}{1041,868} = 0,00413\text{m}$$

$$e < \frac{h}{2} - d' \Rightarrow 0,00413\text{m} < \frac{0,45}{2} - 0,03 = 0,195\text{m}$$

→Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures (AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u \times (d - d') - M_{ua} \leq (0,337 \times h - 0,81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$M_{ua} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) \quad [10]$$

$$M_{ua} = 4,3048 + (1041,868) \times \left(0,42 - \frac{0,45}{2}\right) = 207,47\text{KN.m}$$

$$\checkmark 1041,868 \times (0,42 - 0,03) - 207,47 \times 10^{-3} = 0,199\text{MN.m} \dots (1)$$

$$\checkmark (0,337 \times 0,45 - 0,81 \times 0,03) \times 0,45 \times 0,45 \times 14,2 = 0,366 \dots (2)$$

✓ (1) < (2) →Donc la section est partiellement comprimée.

Calcul des aciers à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{207,47 \times 10^{-3}}{0,45 \times 0,42^2 \times 142} = 0,184$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,256$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,897$$

$$A_u = \frac{207,47 \times 10^{-3} \times 10^4}{0,897 \times 0,42 \times 348} = 15,82 \text{ cm}^2$$

$$\text{Flexion composée} \Rightarrow A_u^{fc} = A_u - \frac{N_u}{\sigma_s} = 15,82 - \frac{1041,868 \times 10^{-3}}{348} \times 10^4 = -14,12 \text{ cm}^2$$

$A_u^{fc} < 0 \Rightarrow$ Le béton seul est capable de résister à l'effort de compression.

➤ **Calcul sous M_{\max} et N_{cor} :**

$$\begin{cases} N_{\text{cor}} = 1508,537 \text{ KN} \\ M_{\max} = 65,7763 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Excentricité :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{65,7763}{1508,537} = 0,043 \text{ m}$$

$e < \frac{h}{2} - d' = m \rightarrow$ Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures (AA').

$$M_{ua} = 65,7763 + 1508,537 \times \left(0,42 - \frac{0,45}{2}\right) = 359,94 \text{ KN.m}$$

$$\checkmark 1508,537 \times (0,42 - 0,03) - 359,94 \times 10^{-3} = 0,228 \quad \dots (1)$$

$$\checkmark (0,337 \times 0,45 - 0,81 \times 0,03) \times 0,45 \times 0,45 \times 14,2 = 0,366 \quad \dots (2)$$

✓ (1) < (2) → Donc la section est partiellement comprimée.

Calcul des aciers à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{359,94 \times 10^{-3}}{0,45 \times 0,42^2 \times 14,2} = 0,319$$

$$\mu_{bu} > 0,186 \rightarrow \text{Pivot B}$$

$$\varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = 1,739\%$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_{sl}} = 0,668$$

$$\beta_l = 1 - 0,4\alpha_l = 0,733$$

$$\mu_l = 0,8\alpha_l\beta_l = 0,392$$

$$\mu_{bu} < \mu_1 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,498 ; \beta = 0,80$$

$$A_u = 30,78 \text{ cm}^2$$

$$A_u^{fc} = -12,57 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul sous N_{\min} et M_{cor} :**

$$\begin{cases} N_{\min} = 0,021 \text{ KN} \\ M_{\text{cor}} = 9,1731 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Excentricité :**

$$e = \frac{9,1731}{0,021} = 436,81 \text{ m}$$

$e > \frac{h}{2} - d' = m \rightarrow$ Le centre de pression est en dehors de la section et N est un effort de compression.

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple.

$$M_{ua} = 9,1731 + 0,021 \times \left(0,42 - \frac{0,45}{2}\right) = 9,177 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9,177 \times 10^{-3}}{0,45 \times 0,42^2 \times 14,2} = 0,0081$$

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

$$\alpha = 0,0010 ; \beta = 0,996$$

$$A_u = 0,63$$

$$A_u^{fc} = 0,63 - \frac{0,021 \times 10^{-3}}{348} \times 10^4 = 0,629 \text{ cm}^2$$

Niveau	Section	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
RDC+1+2+3	45 × 45	0,63	16,2	4T20+4T14 =18,71
4+5	45 × 40	1,87	14,2	8T16 =16,08

Tableau V .7: Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux

• Les armatures transversales :

Section	45 × 45 (cm ²)	45 × 40 (cm ²)
Ø _{l min} (cm)	1,4	1,6
I _f (cm)	214,2	214,2
λ _g	4,76	5,355
ρ _a	3,75	2,5
V (KN)	126,035	60,721
t _{z nodale} (cm)	10	10
t _{z courante} (cm)	15	15
A _t ^{cal} (cm ²)	3,93	1,27
A _t ^{min} (cm ²)	3,71	1,8
A _t ^{adoptée} (cm ²)	8T8	4T8

Tableau V .8: Ferrailages transversale des poteaux

Conformément aux règles du [4], le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{l \max}}{3} \Rightarrow 8\text{cm} \geq \frac{2}{3} = 0,67 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérifications :

➤ **Vérification au flambement :**

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis du flambement; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On va vérifier que :

$$N_{\max} \leq N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

Avec:

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

α : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élanement λ .

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

$$\alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad [3]$$

Section	l_0 (cm)	l_f (cm)	λ	α	B_r (cm ²)	A_s (cm ²)	N_u (KN)	$1.1N_{max}$ (KN)	Observation
45 × 45	306	214,2	16,49	0.81	1849	18,71	3300,634	1146,05	C.V
45 × 40	306	214,2	16,49	0,81	1800	16,08	3153,07	358,84	C.V

Tableau V .9: Vérification au flambement des poteaux.

- ✓ La condition est vérifiée pour tous les niveaux donc il n'ya pas de risque de flambement.

➤ Vérifications des contraintes :

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicités à chaque niveau; pour cela nous allons procéder comme suit :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser} \times V}{I}$$

$$S = b \times h + 15(A + A')$$

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

$$V' = h - V$$

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

Niveau	RDC+1+2+3	4+5
Section	45 × 45	45 × 40
d (cm)	42	42
A _s (cm ²)	18,71	16,08
V(cm)	24,87	24,80
V'(cm)	20,13	20,196
I _y (cm ⁴)	435446,0385	384563,3345
N _{ser} (KN)	760,711	237,32
M _{ser} (KN.m)	18,56	27,69
σ (MPa)	4,359	2,95
σ̄ (MPa)	15	15

Tableau V .10: Vérification des contraintes dans le béton.

Dans le tableau ci-dessus, on remarque que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

➤ **Vérification aux sollicitations tangentielles :**

D'après [1]Art 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec:

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : Élancement géométrique.

$$\tau_{bu} = \frac{V_{max}}{b \times d}$$

Section	l_f (m)	λ_g	ρ_d	d (m)	V_{max} (Kn)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)
45 × 45	214,2	4,76	0,04	42	126,035	0,66	1
45 × 40	214,2	5,355	0,075	42	60,721	0,36	1,875

Tableau V .11: vérification des contraintes tangentielles.

- ✓ Dans le tableau ci-dessus, on remarque que $\tau_{bu} < \bar{\tau}_{bu}$ donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

Disposition constructive des poteaux :

Selon [1] (**Article 7.4.2.1**) la longueur minimale de recouvrement est :

$$L_r \geq 40 \times \phi \text{ en zone II.}$$

Pour $\phi = 20\text{mm}$ donc $L_r = 80\text{cm}$

Pour $\phi = 16\text{mm}$ donc $L_r = 65\text{cm}$

Pour $\phi = 14\text{mm}$ donc $L_r = 60\text{cm}$

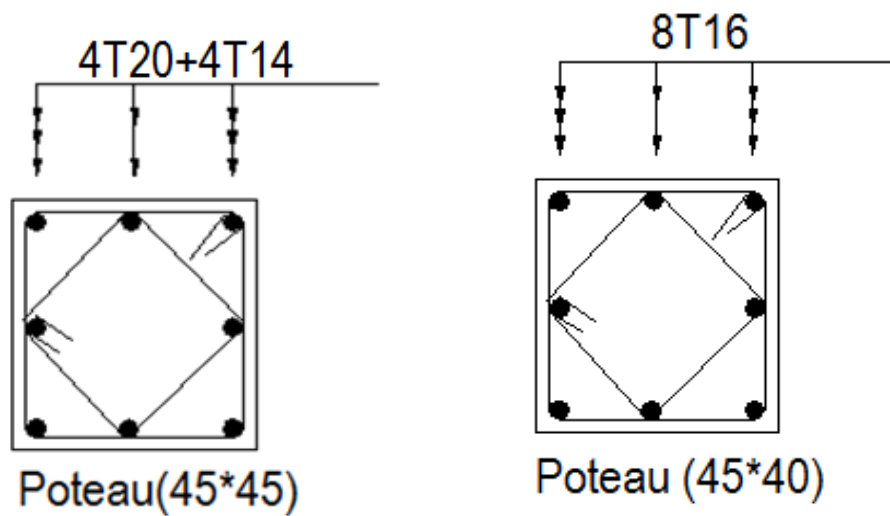


Figure V. 6: schémas de ferrailage des poteaux

- **Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale est définie par l' et h' tel que :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right)$$

h_e : Hauteur d'étage.

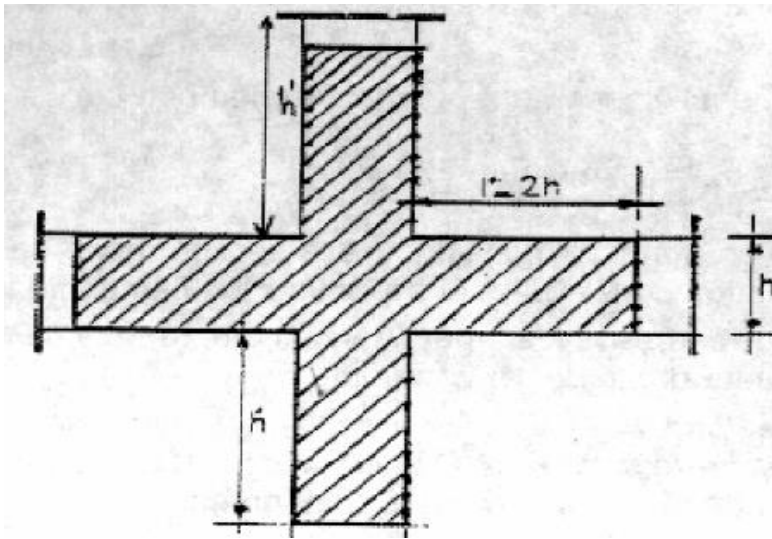


Figure V. 7: zone nodale

Niveau		RDC+1+2+3	4+5
Section ($b_1 \times h_1$)		45 × 45	45 × 40
l' (cm)	Poutre principale	70	70
	Poutre secondaire	60	60
h' (cm)		60	60

Tableau V .12: Dimensions de la zone nodale.

➤ **Vérification des zones nodales :**

Les dispositions constructives données pour les poteaux et les poutres doivent être respectées pour leurs parties communes que sont les nœuds et ce, afin d'assurer un minimum de confinement préservant au maximum l'intégrité de ces derniers et permettre au reste de la structure de déployer ses capacités de disposition de dissipation d'énergie.

[1] (Art 7.6.1)

Il convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments

résistants ultimes des extrémités de poteaux au montants aboutissant au nœud est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient majorateur de 1.25. [1] (**Art 7.6.2**)

Ça consiste à vérifier la condition suivante, pour chaque sens d'orientation de l'action sismique :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25(|M_w| + |M_e|)$$

Cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

M_n : Moment résistant dans le poteau supérieur.

M_s : Moment résistant dans le poteau inférieur.

M_w : Moment résistant gauche de la poutre.

M_e : Moment résistant droite de la poutre.

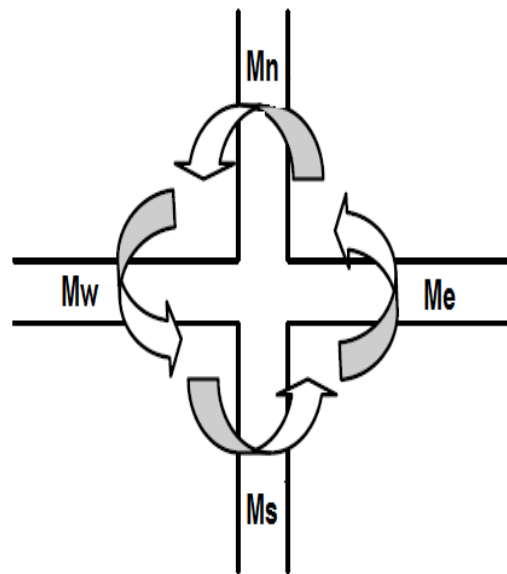


Figure V.8: Les moments sur la zone nodale.

Détermination des moments résistants :

Le moment résistant M_r d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton.
- De la quantité d'armatures dans la section.
- De la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_r = Z \times A_s \times \sigma_s$$

$$\text{Avec : } Z = 0.9 \times h ; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa}$$

1) Détermination des moments résistants sur les poteaux :

Niveau	Section	Z(m)	A_s (cm^2)	M_r ($KN.m$)
RDC+1+2+3	45 × 45	0,405	18,71	263,70
4+5	45 × 40	0,405	16,08	226,63

Tableau V .13: moment résistant dans les poteaux.

2) Détermination des moments résistants sur les poutres :

Poutre	Section	Z(m)	A_s (cm^2)	M_r ($KN.m$)
Poutre principale	35 × 30	0,315	8,01	87,81
Poutre secondaire	30 × 30	0,27	5,65	53,09

Tableau V .14: moment résistant dans les poutres.

Vérification des zones nodales :

Niveau	Poutre	$M_e = M_w$	M_s	M_n	$1.25(M_e + M_w)$	$M_n + M_s$	
RDC+ 1+2	PP	87,81	263,70	263,70	219,53	527,4	cv
	PS	53,09	263,70	263,70	132,73	527,4	cv
3	PP	87,81	263,70	226,63	219,53	490,33	cv
	PS	53,09	226,63	226,63	132,73	453,26	cv
4	PP	87,81	226,63	226,63	219,53	453,26	cv
	PS	53,09	226,63	226,63	132,73	453,26	cv
5	PP	87,81	226,63	226,63	219,53	453,26	cv
	PS	53,09	226,63	226,63	132,73	453,26	cv

Tableau V .15: Vérification des zones nodales.

- ✓ la vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

V .4 Étude des voiles :

Le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

Les recommandations du RPA99 V2003:

a) Armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de la flexion et sont disposées à deux nappes parallèles aux faces du voile. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- Le pourcentage minimal sur toute la zone tendue est de $0.2\% \times l_t \times e$

Avec : l_t : longueur de la zone tendue.

e: Épaisseur du voile

-Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement (S_t) doit être inférieur à l'épaisseur du voile .

-L'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur $L/10$ dans les zones extrêmes.

Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

b) Armatures horizontales

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants. disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales Pour empêcher leurs flambements elles doivent être munies de crochètes à 135° de longueur $10 \varnothing$.

c) Armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont au nombre de 4 épingles par 1m^2 au moins.

c) Armatures de couture

Le long des joints de reprise de collage, l'effort tranchant doit être pris par la section des aciers de couture doit être calculée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e} \quad [1](\text{Art 7.7.4.3})$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

Règles communes (armatures verticales et horizontales) :

D'après [1](Art 7.7.4.3)le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

Dans la section globale du voile : $A_{min} = 0.15\% \times a \times L$

Dans la zone courante: $A_{min} = 0.10\% \times a \times L$

Calcul des sollicitations :

Dans le tableau suivant on va regrouper les sollicitations obtenues par le logiciel

SAP 2000 :

	N_{max} (KN)		M_{cor} (KN.m)		M_{max} (KN.m)		N_{cor} (KN)	
	F_{11}	F_{22}	M_{11}	M_{22}	M_{11}	M_{22}	F_{11}	F_{22}
ELA	1195,56	1735,5	0,09	0,017	2,31	9,18	23,91	144,81
ELU	558,15	862,82	0,013	0,26	0,86	3,61	55,71	57,42

Tableau V .16: les sollicitations dans les voiles

Calcul des voiles :

La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M.) d'après [15]:

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \times V$$

Avec :

N: Effort normal appliqué.

S: Section du voile.

I: Moment d'inertie.

V: Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

- **1^{er} cas :**

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée (pas de zone tendue).

La zone courante est armée par le minimum exigé par [1]:

$$A_{\min} = 0.15\% \times a \times L$$

- **2^{ème} cas :**

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on a calculé le volume des contraintes pour la zone tendue.

Exemple de calcul des voiles :

- $N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$

$$N_{\max} = 1735,5 \text{KN}$$

$$M_{\text{cor}} = 0,017 \text{KN.m}$$

Calcul du moment d'inertie :

$$y_G = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i} = \frac{(0,2025 \times 0,225) + (0,36 \times 1,65) + (0,2025 \times 3,075)}{(0,2025 + 0,36 + 0,2025)}$$

$$y_G = 1,65 \text{m}$$

$$I = \sum I + \sum (y - y_G)^2 A_i$$

$$I = \frac{(0,45)^4}{12} \times 2 + \frac{0,15 + 2,43}{12} + (1,65 - 1,65)^2 \times 0,2025 + (1,65 - 3,075)^2 \times 0,2025$$

$$I = 0,59 \text{m}^4$$

Calcul des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} \times V$$

$$\sigma_1 = 2268,67 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} \times V$$

$$\sigma_2 = 2268,57 \text{ KN/m}^2$$

- $M_{max} \rightarrow N_{cor}$:

$$N_{cor} = 144,81 \text{ KN}$$

$$M_{max} = 9,18 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = 216,72 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 168,13 \text{ KN/m}^2$$

→ $\sigma_1 > 0$ et $\sigma_2 > 0$ la section du voile est entièrement comprimée (pas de zone tendue)
donc la zone courante est armée par le minimum exigé par [1]

Calcul des armatures verticales :

$$A_{min} = 0.15\% \times a \times L$$

On calcul le ferrailage pour une bande de 1m.

$$A_{min} = 0.15\% \times 15 \times 100 = 2,25 \text{ cm}^2/ml$$

Diamètre des armatures :

$$D \leq \frac{1}{10} \times a \Rightarrow D \leq \frac{1}{10} \times 150 = 15 \text{ mm}$$

L'espacement :

Selon le RPA99 V2003 :

$$S_t \leq \min(1.5 \times a; 30 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(22,5; 30 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 22,5 \text{ cm}$$

Selon le CBA 93 :

$$S_t \leq \min(2 \times a; 33 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(30; 33 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(S_{t \text{ RPA}}; S_{t \text{ CBA}}) \Rightarrow S_t \leq \min(22,5; 30)$$

On adopte un espacement de 15 cm.

Le choix de la section des armatures verticales est de 4T12 soit $A_v = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Selon les deux nappes.

Armatures horizontales :

$$A_h = \frac{2}{3} A_v$$

$$A_h = \frac{2}{3} \times 4,52 = 3,01 \text{ cm}^2$$

Le choix de la section des armatures horizontales est de 4T10 $A_h = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ selon les deux nappes.

On vérifie que :

$$\tau_u \leq (0,8 \times f_e \times \frac{A_h}{a \times S_t} + 0,3 \times f_{tj}) \times \frac{1}{1,25}$$

$$\tau_u = \frac{1,4 \times V}{a \times l_c}$$

Avec :

S_t : Espacement maximal trouvé pour A_v

l_c : Longueur de confinement

a : Épaisseur du trumeau ou voile

V : Effort tranchant obtenu par le calcul dans la combinaison sismique la plus défavorable.

$$\left(0,8 \times 400 \times \frac{3,14 \times 10^{-4}}{0,15 \times 0,15} + 0,3 \times 2,1 \right) \times \frac{1}{1,25} = 5,09 \text{ MPa}$$

$$V = 10,38 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,4 \times 10,38 \times 10^{-3}}{0,15 \times 3,3} = 0,029 < 5,09 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de la stabilité et de la résistance du voile :

Effort de compression a L'ELU :

L'effort limite ultime $N_{u \text{ lim}}$ est donné par la formule suivante : [2]

$$N_{u \text{ lim}} = \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec : $B_r = l_w \times [a - 2(\text{cm})]$

l_w : Longueur du mur (1ml)

a : Epaisseur du mur

$$\lambda = \frac{l_f \cdot \sqrt{12}}{a} = 43,81$$

$$\lambda < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,65$$

$$N_{u \text{ lim}} = 11,8 \text{ MN}$$

$$\sigma_{u \text{ lim}} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{a \cdot l_w} = \frac{11,8}{0,15 \times 1} = 78,66 \text{ MPa} = 78666,67 \text{ kn/m}^2$$

$$\sigma_{u \text{ lim}} > \sigma_1 \text{ et } \sigma_2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement : La contrainte tangente maximale à laquelle est soumis chaque voile doit être inférieure à la contrainte tangente de cisaillement admissible.

$$\tau_u = \frac{V}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau} = 0,2f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{10,38 \times 10^{-3}}{0,15 \times 0,9 \times 3,3} = 0,023 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les résultats du ferrailage des voiles Type 2 sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Voile	Type 2
l(m)	4,2
e(m)	0,15
N(KN)	1691,77
M(KN. m)	1,30
V(KN)	17,99
τ(MPa)	0,026
σ_1(KN/m²)	1636,69
σ_2(KN/m²)	1632,44
A_v Adopté (cm²)	4,52
N_{barre}	4T12
S_t(cm)	15
A_h (cm²)	3,01
A_h Adopté (cm²)	3,14
N_{barre}	4T10
S_t(cm)	15

Tableau V .17 : sollicitations et ferrailages des voiles type 2

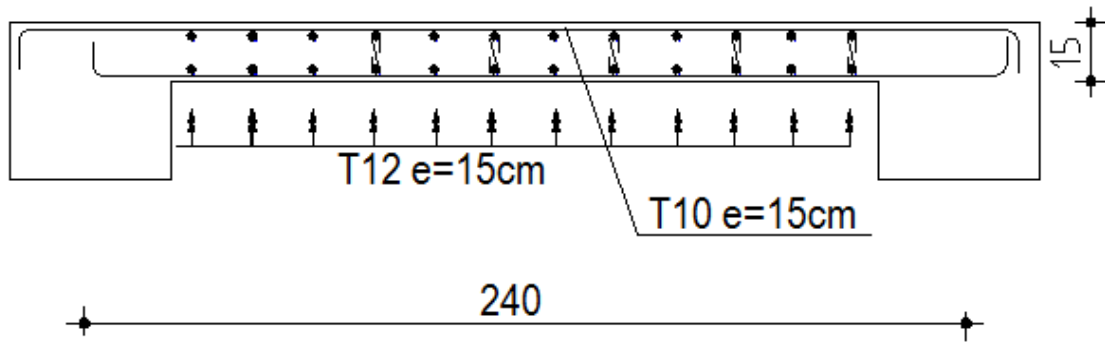


Figure V. 9: Schéma de ferrailage du voile Type 1.

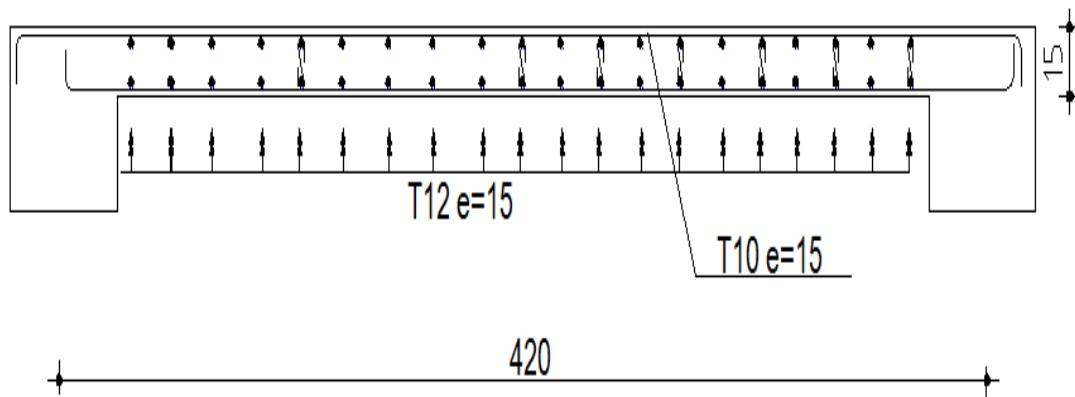


Figure V. 10: Schéma de ferrailage du voile Type 2.

Chapitre VI :

étude de l'infrastructure

VI .1. Introduction :

Les fondations sont des organes de transmission des charges de la superstructure au sol, c'est une partie essentielle de l'ouvrage, sa bonne conception et réalisation forment une assise rigide et assure une bonne répartition des charges et évite les tassements différentiels.[2]

Les fondations peuvent être superficielles ou profondes en fonction de la nature du sol et le poids de la structure.

Il est admis que la fondation est dite superficielle si l'une de deux conditions suivant est vérifiée :

- ✓ $H \leq 3m$
- ✓ $\frac{H}{B} < 6$

Dans le cas contraire, la fondation est profonde.

Choix du type de fondations :

Le choix de la fondation est en fonction de plusieurs paramètres qui sont :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du sol.
- La capacité portante du sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- L'aspect économique.
- La facilité de réalisation.

Les fondations que nous allons étudier, sont des fondations superficielles des types :

- Semelles isolées sous poteaux
- Semelles filantes sous voiles

D'après le rapport du sol, la contrainte admissible est de 1.6 bars

VI .2. Etude des fondations :

VI .2.1. Semelles isolées sous poteaux :

Exemple de calcul :

Semelle isolée sous poteau centrale à une section carrée(45 × 45) cm²

$$ELU : \begin{cases} N_u = 987.09KN \\ M_u = 25.43 KN.m \end{cases}$$

$$\text{ELS} : \begin{cases} N_{ser} = 718.23 \text{ KN} \\ M_{ser} = 18.44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Détermination des dimensions de semelle :

Considérons une semelle carrée $A \times B$ située sous un poteau carré :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \Rightarrow \frac{A}{B} = 1 \Rightarrow A = B$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{18.44}{718.23} = 0.026 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \frac{N_{ser}}{B^2} \leq \bar{\sigma} \Rightarrow B^2 \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{718.23}{160}}$$

$$\Rightarrow B \geq 2.11 \text{ m}$$

Donc on adopte : $B = A = 2.2 \text{ m}$

Condition de stabilité :

- Selon RPA99 V2003 (Art 10.1.5) :

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

$$e = 0.026 \leq \frac{2.2}{4} = 0.55 \text{ Condition vérifiée}$$

- Selon [3]:

$$e_0 \leq \frac{B}{6}$$

$$e_0 = 0.026 < 0.37 \text{ Condition vérifiée (Répartition trapézoïdale)}$$

Condition de rigidité :

$$d \geq \max\left\{\frac{A-a}{4}, \frac{B-b}{4}\right\}$$

$$d \geq \max(0.44 ; 0.44) \quad [5]$$

$$d = 0.45 \text{ m}$$

$$h = d + 5 \text{ cm} = 45 + 5 = 50 \text{ cm}$$

Vérification des contraintes : [5]

$$\sigma_1 = \frac{N_{ser}}{AB} \left(1 + \frac{6 \cdot e_0}{B}\right) = 158.92 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_{ser}}{AB} \left(1 - \frac{6 \cdot e_0}{B}\right) = 137.87 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} \left(\frac{B}{4}\right) = \frac{\sigma_2 + 3\sigma_1}{4}$$

$$\sigma_{moy} = 153.66 < \sigma_{sol} = 160 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Calcul de ferrailage des semelles isolées :

Poids propre de la semelle :

$$P_{p \text{ semelle}} = 25 \times 0.5 \times 2.2 \times 2.2 = 39.33 \text{ KN}$$

$$P'_{ser} = P_{ser} + P_{ps} = 718.23 + 60.5 = 778.73 \text{ KN}$$

$$\frac{P'_{ser}}{B^2} = \frac{778.73}{2.2^2} = 1.6 \text{ bar} \leq \bar{\sigma} = 1.6 \text{ bar} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Poids des terres au-dessus de la semelle :

$$P_t = V_t \times \gamma_{sol}$$

$$V_t = V_s - V_{pot} = (2.2 \times 2.2 \times 0.5) - (0.45 \times 0.45 \times 0.5) = 2.32 \text{ m}^3$$

$$P_t = V_t \times \gamma_{sol} = 2.32 \times 18 = 41.74 \text{ KN}$$

$$N_{ut} = N_u + 1.35(P_{p \text{ semelle}} + P_t) = 987.09 + 1.35(39.33 + 41.74) = 1096.53 \text{ KN}$$

$$N_{ser t} = N_{ser} + (P_{p \text{ semelle}} + P_t) = 718.23 + (39.33 + 41.74) = 799.3 \text{ KN}$$

A ELU :

$$e_0 \leq \frac{B}{24} \rightarrow 0.026 < 0.092$$

On utilise la méthode des bielles et la répartition des contraintes sera trapézoïdale :

$$N'_{ut} = N_{ut} \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) = 1096.53 \left(1 + \frac{3 \times 0.026}{2.2}\right) = 1135.41 \text{ KN}$$

$$A_{ua} = A_{ub} = \frac{N'_{ut} \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{1135.41 \times (2.2 - 0.45)}{8 \times 0.45 \times 348}$$

$$A_{ua} = A_{ub} = 15.86 \text{ cm}^2$$

A ELS :

$$N'_{ser t} = N_{ser t} \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) = 799.3 \left(1 + \frac{3 \times 0.026}{2.2}\right) = 827.64 \text{ KN}$$

$$A_{sa} = A_{sb} = \frac{N'_{ser t} \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{827.64 \times (2.2 - 0.45)}{8 \times 0.45 \times 348}$$

$$A_{sa} = A_{sb} = 11.56 \text{ cm}^2$$

Étude de l'infrastructure

Semelle	M (KN. m)	N (KN)	S (m ²)	e ₀	σ ₁	σ ₂	σ _{moy}	σ _{sol}	
S ₀	2.75	122.30	1 × 1.5	0.022	88.71	74.36	85.12	160	CV
S ₁	15.06	369.66	1.7 × 1.7	0.041	146.42	109.40	137.17	160	CV
S ₂	15.21	471.65	2 × 2	0.032	129.23	106.59	123.57	160	CV
S ₃	18.44	718.23	2.2 × 2.2	0.026	159.92	137.87	153.66	160	CV

Tableau VI .1: Vérification des semelles isolées

Avec :

S₀: Semelles sous les raidisseurs et poteaux circulaire.

S₁: Semelles sous poteaux d'angle.

S₂: Semelles sous poteau de rive.

S₃: Semelles sous poteau central.

Semelle		A _a (cm ²)	A _b (cm ²)	Choix de Ferrailage
S ₀	ELU	2.74	1.03	5T12
	ELS	2	0.75	
S ₁	ELU	8.19	8.19	8T12
	ELS	5.82	5.82	
S ₂	ELU	11.03	11.03	10T12
	ELS	10.61	10.61	
S ₃	ELU	15.86	15.86	15T12
	ELS	11.56	11.56	

Tableau VI .2: Ferrailage des semelles isolées

Vérification au poinçonnement : [3] (Art 5.2, 42)

$$N_u \leq [0.045 \times u_c \times h \times f_{c28}/\gamma_b]$$

Avec :

u_c : Le périmètre utile.

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$u_c = (a + h + b + h) \times 2 = (0.45 + 0.5 + 0.45 + 0.5) \times 2 = 3.8 \text{ m}$$

$$[0.045 \times u_c \times h \times f_{c28}/\gamma_b] = [0.045 \times 3.8 \times 0.5 \times 25/1.5] = 1.425 \text{ MN}$$

$$N_u = 987.09 \text{ KN} < 1.425 \text{ MN} \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

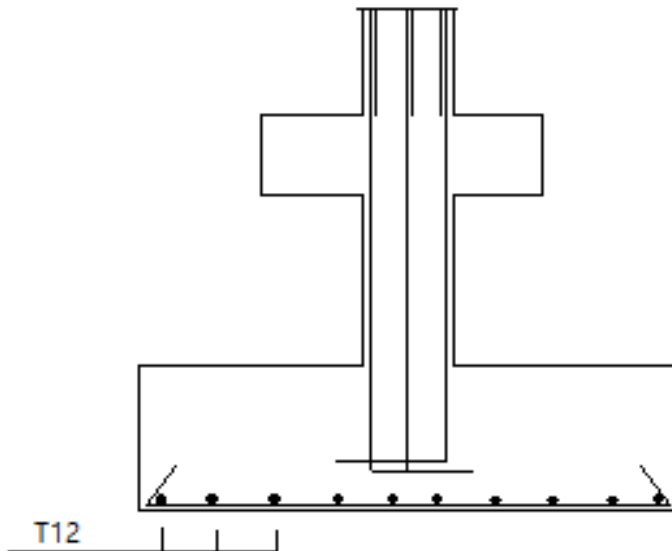


Figure VI .1: Disposition des armatures d'une semelle isolée.

VI .2.2.Semelles filantes sous voiles :

Dimensions du voile :

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

$$L = 2,4\text{m}$$

Pré dimensionnement de la semelle :

On ajoute des débords de 1m de part et d'autre de la semelle.

Donc ; on aura une longueur de semelle égale à 4,4m

$$N_{p1} = 760.71 \text{ KN}, N_{p2} = 588.96 \text{ KN},$$

$$N_v = 25 \times 0.15 \times 2.4 \times 0.65 = 5.85$$

$$N = 1355.52\text{KN}$$

$$B \geq \frac{N}{L \times \sigma_{sol}}$$

$$B \geq \frac{1355.97}{4.4 \times 160}$$

$$B \geq 1.9 \text{ m}$$

$$B \geq 2 \text{ m}$$

$$d = \frac{B - b}{4} = 50 \text{ cm}$$

$$h = d + 5 = 55 \text{ cm}$$

Calcul de ferrailage des semelles :

- **ELU :**

$$N_u = 862.82 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 3.61 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{3.61}{862.82} = 0.0042 \text{ m} < \frac{B}{6} = 0.33 \text{ m} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$e_0 = 0.0042 \text{ m} < \frac{B}{24} = 0.083 \text{ m} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$B \times L \geq \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \quad [5]$$

- **Poids propre de la semelle :**

$$P_{p \text{ semelle}} = 25 \times 4.4 \times 2 \times 0.55 = 121 \text{ KN}$$

- **Poids des terres au-dessus de la semelle :**

$$P_t = V_t \times \gamma_{sol}$$

$$V_t = V_s - V_{pot} = (2 \times 4.4 \times 0.55) - (0.15 \times 4.4 \times 0.65) = 4.41 \text{ m}^3$$

$$P_t = V_t \times \gamma_{sol} = 3.06 \times 18 = 79.4 \text{ KN}$$

$$N_{ut} = N_u + 1.35(P_{p \text{ semelle}} + P_t) = 862.82 + 1.35(121 + 79.4) = 1133.36 \text{ KN}$$

Donc les armatures seront calculées par la méthode des bielles :

$$A_u = \frac{N_{uT} \times \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) (A - a)}{8 \times d \times \sigma_s}$$

$$A_u = \frac{1133.36 \times \left(1 + \frac{3 \times 0.0042}{2}\right) (2 - 0.15)}{8 \times 0.5 \times 348}$$

$$A_u = 15.16 \text{ cm}^2$$

• **ELS :**

$$N_s = 629.95 \text{ KN}$$

$$M_s = 1.17 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = 0.0019 \text{ m} < \frac{B}{24} = 0.083 \text{ Condition vérifiée}$$

Donc les armatures seront calculées par la méthode des bielles :

$$A_s = \frac{N_{st} \times \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) (A - a)}{8 \times d \times \sigma_s}$$

$$N_{st} = 830.35 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{830.35 \times \left(1 + \frac{3 \times 0.0019}{2}\right) (2 - 0.15)}{8 \times 0.5 \times 348}$$

$$A_s = 11.07 \text{ cm}^2$$

On prend 16T12

L'espacement :

$$esp = \frac{440 - 5 - 1.2 \times 16}{15} = 27.7 \text{ cm}$$

Ferraillage de répartition :

$$A_R = \frac{A_{adopté}}{4} \times B = \frac{18.10}{4} \times 2 = 9.05 \text{ cm}^2$$

On prend 14T10

$$esp = \frac{200 - 5 - 1 \times 14}{13} = 13.92 \text{ cm}$$

Étude de l'infrastructure

	L (m)	B (m)	d (m)	M (KN.m)	N (KN)	e (m)	A_p (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	A_R (cm ²)	A_{adop} (cm ²)
SF1	4.4	2	0.5	3.61	862.82	0.0042	15.16	16T12	9.05	14T10
SF2	6.2	2.2	0.5	6.06	942.61	0.0064	16.9	18T12	8.65	12T10

Tableau VI .3: Ferrailage des semelles filantes.

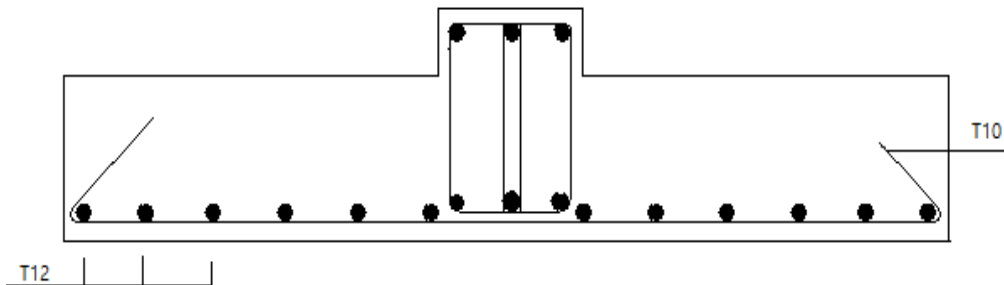


Figure VI .2: Disposition des armatures d'une semelle filante.

La Longrine :

Définition :

Une longrine est une poutre rectangulaire horizontale en béton armé ou en béton précontraint qui assure la liaison transversale entre les poteaux au niveau des massifs de fondation et qui sert à répartir les charges (des murs supportés) ou à les reporter vers des appuis.[24]

Dimensionnement de la longrine

Selon RPA99 V2003 (Art.10.1.1), les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont:

(25x30) cm²..... Sites de catégorie S2, S3

(30x30) cm²..... Site de catégorie S4

Pour notre cas (site meuble S3) on prend une section de (30x25) cm².

Ferraillage de longrine :

Le ferraillage minimum doit être 0,6% de la section :

$$A = 0,006 \times 30 \times 25 = 4,5 \text{ cm}^2$$

Le choix : 3T14 (A=4,62 cm²)

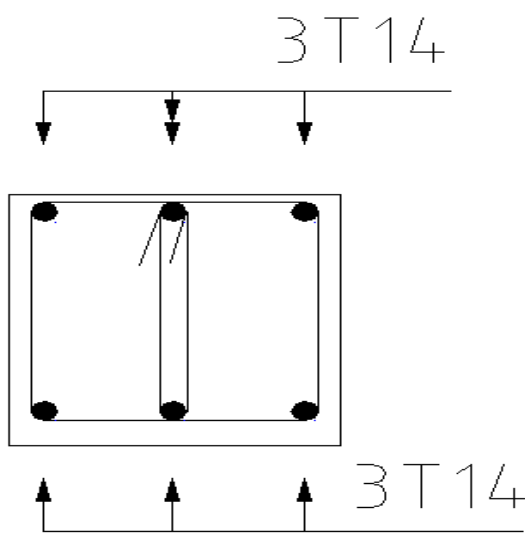


Figure VI .3: ferraillage de longrine.

CHAPITRE VII : Organisation de chantier

VII.1. Introduction

L'organisation d'un chantier est l'ensemble des dispositions envisagées pour l'exécution dans les meilleures conditions possibles d'un projet ou d'un travail quelconque. Cette organisation consiste à définir et coordonner les moyens nécessaires à la réalisation de l'œuvre tout en restant fidèle aux directives générales imposées par le maître de l'ouvrage. Ces directives générales se résument dans certains éléments qui sont : la rapidité, l'économie et la qualité (qui aboutissent à l'élaboration d'une certaine économie).

VII .2. Organisation interne de chantier

VII .2. 1. Phase de l'organisation de chantier :

Organiser un chantier revient donc à prendre toutes mesures pour que la réalisation du projet se face :

- En conformité avec les plans établis.
- De bonne qualité.
- Aux moindres délais.
- Aux moindres coûts.
- Sans accidents humains. Le tiercé qualité.
- Economie.
- Rapidité demeure l'ossature et l'objectif à atteindre pour une bonne organisation de l'exécution d'un projet. [16]

VII .2. 2. Différentes personnes concourant à l'acte de construire :

Les métiers du bâtiment et travaux publics (BTP) sont des métiers de contact : le travail de chacun contribue à l'avancée du chantier. On distingue plusieurs personnes qui interviennent à différentes phases du chantier : [17]

Organisation de chantier

a. Le maître d'œuvre :

C'est lui qui dresse les plans des travaux à exécuter et établit les projets : Les études techniques, architecturales, financière, les devis, les cahiers de charges, le programme de réalisation.

- Il établit les demandes d'autorisations administratives (Permis de construire, DS...)
- Il représente le maître de l'ouvrage en tout ce qui concerne les décisions prises sur chantier et l'organisation des travaux.

▪ Ses responsabilités :

La responsabilité décennale relative à tout vice de construction, responsabilité d'une année à compter de la réception provisoire.

b. Maître de l'ouvrage :

Personne physique ou morale pour le compte de qui les travaux, ou les ouvrages sont exécutés : particulier, promoteur, constructeur, état, collectivité, administrations

Son rôle :

- Etablir précisément ses besoins de construction,
- Organiser toutes les opérations d'investissement,
- Choisir le Maître d'œuvre et les BET,
- Assurer le suivi et le contrôle des travaux
- Financer les travaux réalisés.

c. L'entrepreneur :

Il est chargé, après la signature du contrat, d'exécuter les travaux, en fournissant les matériaux, le matériel et la main-d'œuvre. Ses responsabilités :

- Il est soumis, au même titre que l'architecte, aux responsabilités décennale et biennale prévues par le code civil ;
- Il est soumis au respect de la réglementation du code du travail ;
- Il est responsable de tout retard à la livraison des travaux.

Organisation de chantier

- Les employés de l'entrepreneur : Il y en a 3 grandes catégories :
 - **Les I.A.C.** : Ingénieurs Assimilés et Cadres : les chefs de services, les conducteurs de travaux, les techniciens supérieurs, les chefs métreurs, les chefs comptables, ...
 - **Les E.T.A.M.** : Employés, Techniciens et Agents de Maîtrise : les chefs de chantiers, les métreurs, les techniciens moyens des services techniques, les agents de la gestion administrative.
 - **La main-d'œuvre ouvrière :**
 - **Manœuvre** : personnel de simple exécution, sans responsabilité, effectuant des tâches auxiliaires, ne nécessitant pas de spécialisation ou d'adaptation préalable : rangements, manutention manuelle de terre et chargement sur camions, nettoyage ordinaire, gardiennage,
 - **Ouvrier spécialisé** : personnel effectuant des travaux simples nécessitant une spécialisation ou une adaptation préalable, sans initiative particulière ni formation professionnelle : ex. Dosage selon instructions reçues, fabrication à la bétonnière usuelle des bétons et mortiers couramment utilisés, ...
 - **Ouvrier qualifié** : personnel effectuant des travaux pouvant appeler des initiatives et nécessitant des connaissances acquises par formation professionnelle ou pratique équivalente : ex : maçonnerie, coffrage, carrelage, ouvrages simples en B.A., assemblage et façonnage d'armatures, ...
 - **Chef d'équipe** : ouvrier qualifié possédant la maîtrise de son métier, et chargé de conduire une équipe suivant les directives données par les agents de maîtrise.
 - **Agents de maîtrise. [18]**

d. Bureaux d'études techniques (BET) : Organisme indépendant ou service interne d'une entreprise, chargé d'étudier sur le plan technique le projet du maître d'œuvre afin de garantir la résistance mécanique et la stabilité des ouvrages ainsi que le bon fonctionnement des équipements techniques. [18]

Les bureaux d'études Rédiger des rapports d'études techniques (géotechnique, béton armé, hydraulique,), Etablir toutes les notes de calculs nécessaires au dimensionnement des ouvrages, Dessiner tous les plans d'exécution des

Organisation de chantier

Ouvrages, accompagnés de leur nomenclature et instructions techniques éventuelles, définissant sans ambiguïté les travaux des divers corps d'état.

- e. L'urbaniste :** Collecte les données, suit le processus de décision, propose des politiques d'aménagement et conçoit des programmes d'action, dessine des projets, mène des travaux de recherche urbaine, intervient dans la mise en place des documents d'urbanisme et des plans locaux d'urbanisme (PLU).
- f. L'architecte :** dans ce cas on doit faire appel à un architecte pour établir le projet architectural faisant l'objet de la demande de permis de construire. Le projet architectural comprend le plan et les documents écrits (implantation des bâtiments, leur composition, leur organisation et l'expression de leur volume, ainsi que le choix des matériaux et des couleurs). Il est le garant de l'intérêt public par conséquent, le recours à ses services est obligatoire.
- g. Le coordinateur :** Le coordinateur peut, en raison des incidences de la conception du plan d'installation de chantier sur le risque d'accidents au cours de l'exécution, être amené à faire modifier le plan d'installation de chantier pour l'entreprise afin de rendre en forme au plan particulier de la sécurité et de la protection de la santé.

VII .2. 3. Installation du chantier :

a. Répartition :

Pour l'installation du chantier, l'entreprise se procure le terrain dont elle a besoin dans la mesure où le terrain mis à sa disposition ne sera suffisant. Elle supporte toutes les charges relatives à l'établissement et à l'entretien des installations de chantier, Il sert aussi à obtenir les autorisations d'installations des grues, de travaux sur la voie publique, l'installation du chantier suivant les règles d'hygiène et de sécurité des services de l'inspection du travail, etc. Il est établi généralement à partir d'un plan de masse. Lorsqu'un un plan d'installation de chantier est mal conçu, le processus de construction peut s'accompagner :

- De retards importants ;
- De coûts supplémentaires non négligeables ;

Organisation de chantier

- D'accidents ou d'incidents plus ou moins graves.

Une fois avoir signé le marché et l'ordre de service, L'entrepreneur est appelé d'installer son chantier. Les travaux de réalisation, alors le délai commence à être compte, mais avait tout, et dans un délai de 15 Jours (généralement).

Un plan d'installation du chantier doit comprendre :

- **Clôture de terrain avec signalisation extérieure :**

Elle comporte un ou plusieurs accès contrôlés par des loges de gardiens ; panneau relatif au permis de construire qui doit être lisible dans la voie publique qui indiquera le nom ; la raison sociale et une signalisation routière au bord des accès.

- **Des voies d'accès et de circulation intérieures :**

Pour les camions et les piétons ils doivent être en bon état et praticable dans n'importe quel temps. Pour cela il faut prévoir, si c'est nécessaire, de drainer le terrain pour réduire la boue sur chantier car un camion emboué coûte cher à l'entreprise.

- **Signalisation intérieure :**

Elle comporte le sens de circulation des engins et les dangers éventuels (câble électrique ...). Pour les consignes de sécurité individuelles tels que porte de casque ; masque anti poussière ; lunette de protection et les consignes de sécurité en cas d'incendie

- **L'emplacement de chemin de roulement des grues :**

Leur meilleur tracé permet d'atteindre les matériaux les plus éloignés. Pour les grues fixes on utilise des socles en élément préfabriqué en béton ; pour les grues mobiles en utilise des chemins de roulement en élément préfabriqué en béton relié entre eux par des profilés dans le sens transversal et des rails dans le sens longitudinal.

- **Poste de bétonnage (centrale à béton, malaxeur de mortier...) :**

Proche de l'accès principal Pour Fabriquer le mortier et le béton.

- Aire de préfabrication : proche de l'engin de levage et de bâtiment leur fonction est Pré-fabriqué des ouvrages élémentaires.

Organisation de chantier

- Aire de stockage : Stocker les matériaux, éléments préfabriqués et matériels avant leur utilisation.

Installation des locaux

- **Bureaux** : réservés au service de la direction des travaux occupant si possible l'entrée du chantier Salle de réunion
 - Vestiaires situés près de l'emplacement du travail
 - **Sanitaires** : bien disposés sur le chantier pour éviter la circulation des ouvriers
 - **Réfectoire** : prévu de s'équiper d'une cuisine dans le cas d'un chantier important, si le chantier n'est pas important ou situé près d'un chantier déjà équipé d'une cuisine seul la nourriture peut être ramenée et servie sur place
 - **Infirmerie** : pour un chantier peu important ; un médecin doit passer une ou deux fois par semaine avec une ou deux infirmières en permanence sur place, par contre pour un chantier important un médecin ; un dentiste ; deux infirmières sur place et une ambulance sont prévus pour évacuer les cas graves.
- **Réseaux** :
 - **Eau** : un branchement doit être réalisé sur la canalisation d'eau la plus proche de chantier, on doit prévoir des réservoirs d'eau en cas de panne des bâches à eau en béton ou citernes métalliques.
 - **Electricité** : faire une demande auprès de SONELGAZ pour le branchement.
 - **Téléphone** : demander une installation d'une ou plusieurs lignes pour maintenir le contact avec l'extérieur ou utiliser le téléphone portable.
 - **Eau usée** : faire un raccordement au réseau existant
 - **Eau pluvial** : prévoir des pentes pour la plateforme afin d'éviter la stagnation des eaux. [16]

b. Circulation :

Circulation Les voies d'accès au chantier, de même que les chemins à l'intérieur de celui-ci, doivent être en bon état et praticables par n'importe quel temps [16]

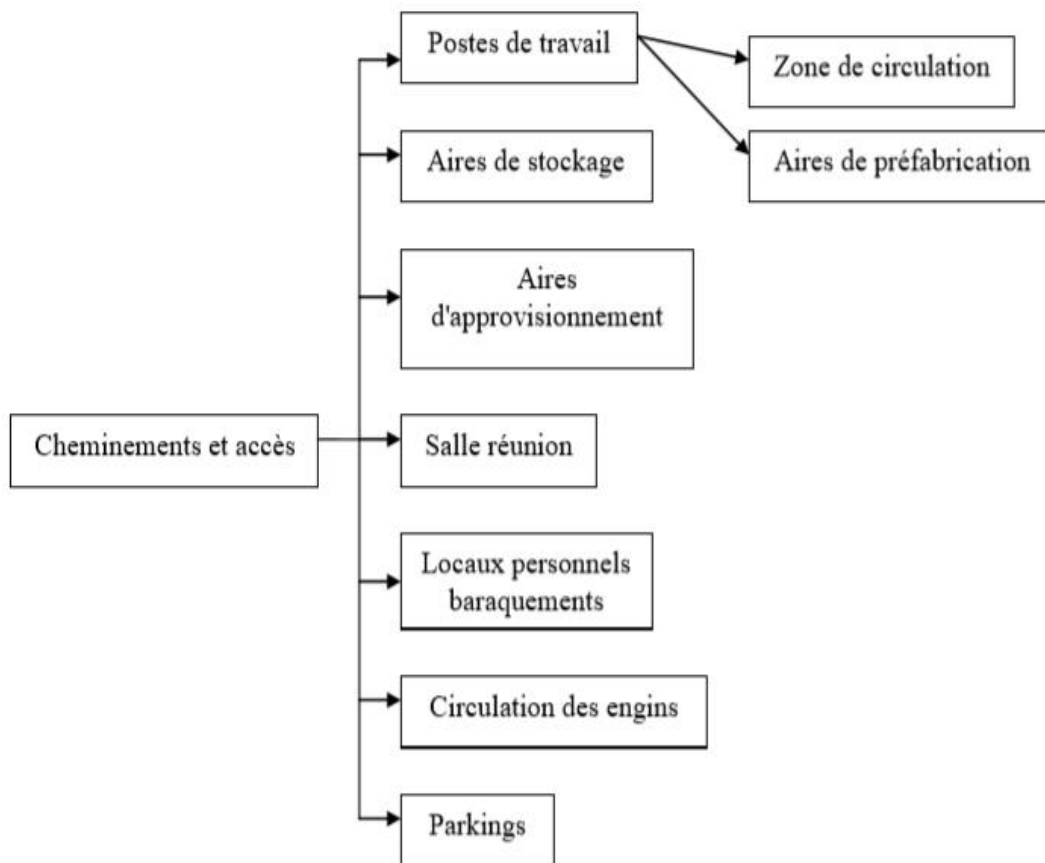


Figure VII.1: Les cheminement dans l'emprise du chantier

c. Méthodologie d'élaboration d'un plan d'installation de chantier :

1. Préliminaires :

- **Visiter le site Identifier l'environnement** : Faire l'état des lieux et prendre connaissance : Des accès au chantier, de la topographie du terrain et du voisinage, des réseaux aériens et souterrains (électricité, télécom, service des voiries, métro, eau, égouts, etc.), de la position actuelle des clôtures.
- **Analyser les pièces écrites du projet** :
 - Étudier les plans, les coupes, détails techniques du projet ;
 - Lister toutes les contraintes imposées par le C.C.T.P et le C.C.A.P. ;

Organisation de chantier

- Envisager des modes constructifs et donc les moyens matériels et humains nécessaires.

- **Contacteur les services administratifs :**

- Prendre connaissance des conditions de travail (nuisances sonores et visuelles tolérées, horaires de travail, horaires de circulation, gabarits routiers acceptés).
- Définir le survol des bâtiments voisins et l'utilisation des diverses voies ; - Identifier les règles d'hygiène et de sécurité (catégorie du chantier).
- Obtenir les autorisations nécessaires à l'ouverture du chantier.

- **Etablir un fond de plan : A partir du plan de masse, représenter** l'ouvrage à construire, l'emprise du terrassement, les accès et routes existants, les ouvrages voisins, les réseaux et les obstacles (arbres à conserver).

2. Elaboration du Plan d'Installation de Chantier (P.I.C.) :

- Positionner les engins de levage, Schématiser les grues et indiquer les informations comme la longueur et la largeur des voies de grue, marque, type et caractéristiques, cotes par rapport aux bâtiments
- Placer le poste de bétonnage ou les aires de stationnement des camions toupies
- Définir les aires de coffrage, de ferrailage et de préfabrication
- Représenter les bureaux et les cantonnements, Le nombre de bureaux à installés est indiqué par la maîtrise d'œuvre dans les pièces écrites ; - Les dimensions et le nombre de baraques destinées aux personnel est fonction de l'effectif et de la durée du chantier.
- Représenter les réseaux à partir du transformateur, on positionne les armoires de distribution électrique, puis on trace les réseaux pour approvisionner les postes (ou groupe électrogène), Idem pour l'adduction en eau et les lignes téléphoniques ; L'évacuation des eaux se fait des sanitaires jusqu'à l'égout.
- Représenter les aires de stockage et les voies de circulation, le plan est complété par les aires de stockage et les voies de circulation (sens de circulation, entrée, sortie, parking des personnels ...).
- Représenter les équipements divers : Clôture de chantier, panneau de chantier, éclairage, poste de lavage, benne à gravas.

Organisation de chantier

1) Les plannings :

Un planning est un ensemble de tableaux et de graphiques qui concrétisent sous différentes formes les prévisions d'utilisation des ressources, afin de respecter les contraintes de réalisation du projet. Son but est de trouver un meilleur moyen d'exécution des travaux en fonction des coûts, des délais, des objectifs et des ressources disponibles. Le planning ainsi conçu doit être un instrument de travail permanent qui permettra la régulation et le contrôle constant du chantier. Il déterminera l'enclenchement des tâches de réalisation du projet par rapport au temps et sert à :

- Définir et simuler le déroulement des travaux avant le démarrage du chantier,
- Gérer les contraintes de délais d'exécution et de coûts ressources des entreprises pendant le déroulement du projet.

Ce planning permettra aux responsables de répondre aux cinq objectifs qui sont :

- Prévoir : Etablir les programmes d'action et les situer dans le temps ;
- Organiser : Mettre en place les moyens propres à la réalisation des travaux ;
- Commander : Déclencher l'exécution des différentes phases de réalisation des travaux et évaluer toutes les répercussions que peut entraîner leur enchaînement ;
- Coordonner : Relier entre elles les différentes phases de réalisation des travaux ;
- Contrôler : Vérifier que la réalisation est conforme aux prévisions et prendre toutes les mesures nécessaires pour corriger tout écart. [17]

2) Les objectifs de la préparation :

Revue de site :

- Valider les sols, servitude, ouvrages existants, accès, plan de masse, contraintes et tiers concernés.
- Identifier les documents administratifs à remplir.

Organisation de chantier

Revue des descriptifs :

- Relire les pièces écrites.
- Vérifier les plans et les prestations.
- Valider le détail des dossiers marchés sur la base d'une mise à jour des dossiers de consultation des entreprises (DCE), variable selon le type de mission d'ingénierie et le mode de consultation des entreprises

Revue des intervenants extérieurs :

- Inventorier et consulter les concessionnaires de réseaux existants ou à réaliser, les services voirie et circulation, architecte, archéologue, etc...
- Établir les constats d'huissier avec les propriétaires mitoyens.

Organisation générale du chantier :

- Définir une organisation générale garantissant l'accueil, la sécurité et la meilleure productivité de chacun.
- Installer les moyens généraux du chantier.

Plannings détaillés :

- Établir, sur la base du délai contractuel et du planning du maître d'œuvre, un planning de travaux duquel découle le planning d'études et de présentation des échantillons.

Terrassements et fondations :

- Étudier et réaliser l'implantation des bâtiments, les terrassements et les fondations.

Revue des méthodes d'étude :

- Préciser les points techniques de détail.
- Valider les solutions, si besoin.
- Planifier les Plans d'exécution des ouvrages techniques.
- Établir un organigramme de circulation des plans Gros œuvres et seconds œuvres.

Réservations :

- Établir les réservations pour les réseaux et les incorporations diverses.

Interfaces :

- Passer en revue les interfaces -travaux à partir des listes types.
- Planifier le travail. Étudier et résoudre ces interfaces.
- Reporter les solutions sur des fiches ou sur les plans.
- Établir et valider une liste des points de contrôle d'interfaces.

Charte d'opération :

- Discuter des principes et des points à développer.
- Choisir des points clés et des moyens pour améliorer au cours de la réalisation : la qualité du produit, la qualité des relations, l'efficacité des entreprises et de l'ingénierie.
- La charte définit en particulier des modalités de contrôle et d'autocontrôle, ainsi que le mode de traitement des anomalies. **[18]**

CONCLUSION GENERALE :

Le projet de fin d'études est une phase importante dans le cycle de formation de Master, ce projet a été pour nous l'occasion de mettre à l'épreuve nos connaissances acquises depuis le début de nos études dans le domaine de génie civil.

Ce travail nous a permis d'un coté d'assimiler les différentes techniques de calcul, la maîtrise du logiciel SAP2000 ainsi que la réglementation régissant les principes de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment. Et d'autre coté nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

Les systèmes mixtes en portique et voiles sont caractérisent à la fois par une résistance élevée assurée par les voiles et par une bonne capacité à dissiper l'énergie due à la présence des portiques. et La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques".

D'après les résultats obtenus dans l'étude dynamique, notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que le séisme.

L'utilisation du logiciel SAP 2000 a rendus la tache plus facile pour les calculs les éléments principales de bâtiment ; nous a donnés des résultats clairs et précis.

L'organisation de chantier est la base de réussite d'un marché de construction. Il est indispensable dans la chaîne de fonctionnement d'une entreprise. Il vous permet de réduire un certain nombre de risques négatifs, et facilite également la coordination de l'interaction et la mise en œuvre des différentes étapes dans le respect des délais. Donc, il est important de s'assurer que le chantier soit confié à une entreprise compétente et expérimentée et assurée de tous les moyens nécessaires pour l'exécution de tous les travaux dans de bonnes conditions.

Finalement nous espérons que ce modeste travail soit le premier pas vers notre vie professionnelle et un guide pour ce qui s'intéresse de près ou loin au métier de l'ingénieur en génie civil.

Références bibliographiques

- [1] Règles parasismique Algérienne, Edition CGS, RPA 99 / version 2003
- [2] Mr. Amara, Cours béton armé, 3^{ème} année License 2017_2018 génie civil(CUBBAT).
- [3] Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- [4] Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
- [5] Mme. Lazzi, cours béton armé, 1^{ère} année master 2018_2019 génie civil(CUBBAT).
- [6] Règles feu en béton, [Jean Perchât]1995.
- [7] Document technique règlementaire, Charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- [8] Dr. MADI. Rafik, COURS OUVRAGES EN BETON ,UNIVERSITE 8 MAI 1945 - GUELMA, Septembre 2014.
- [9] [JEAN Perchât et JEAN Roux] Métrise du BAEL91.
- [10] [JEAN Perchât et JEAN Roux] Pratique du BAEL 91, cours avec exercices corrigés, quatrième Edition.
- [11] M.BELAZOUGUI, CALCUL des OUVRAGES en BETON ARME. réimpression 2004.
- [12] H. e. J. LAMIRAULT, Précis de Calcul Béton Armé, Edition Dunod 1989.
- [13] Mr. Saïd, Cours projet en béton armé , 1^{ère} année master 2018_2019 génie civil(CUBBAT).
- [14] LE CALCUL ET LA VERIFICATION DES OUVRAGES EN BETON ARME,REGLES C.C.B.A.68. [Pierre charon] dixième édition 1983.
- [15] R. Taleb et B. Eldjouzi, document de dimensionnement des voiles en BA.
- [16] D. RaFiK, COURS ORGANISATION DES CHANTIERS, Septembre 2014.
- [17] Jean – Pierre ESSONE NKOGHE, COURS DE GESTION DE CHANTIER, Mise à jour (avril 2005)
- [18] D. Abdelkrim, ORGANISATION DE CHANTIER ET GESTION DE PROJET, 2009.
- [19] Escalier université Chlef [Menad chenaf]2010.
- [20] Ouvrage en béton armé [H. Renaud] Edition Foucher.
- [21] Mr A.M. Zaid et Mr A.B. Noureddine, Mémoire de Fin de Cycle" Etude d'un Bâtiment en béton armé (R+11+Duplex+Entre sol) à Usage d'Habitation implanté à Bejaia», Université A. MIRA - Bejaia,2017.
- [22] Les éléments de structure poteaux et poutre [Hamza khadri] avril 2015.
- [23] K.M. Nassira et B. Khadidja, Mémoire de Fin de Cycle" Etude technique et managériale d'un bâtiment à usage d'habitation (R+5) en béton armé à AIN TEMOUCHENT», Université de TLEMCEM,2014.
- [24] Fondation spéciales [Marcel Forni] Edition Eyrolles 1990..

Annexes

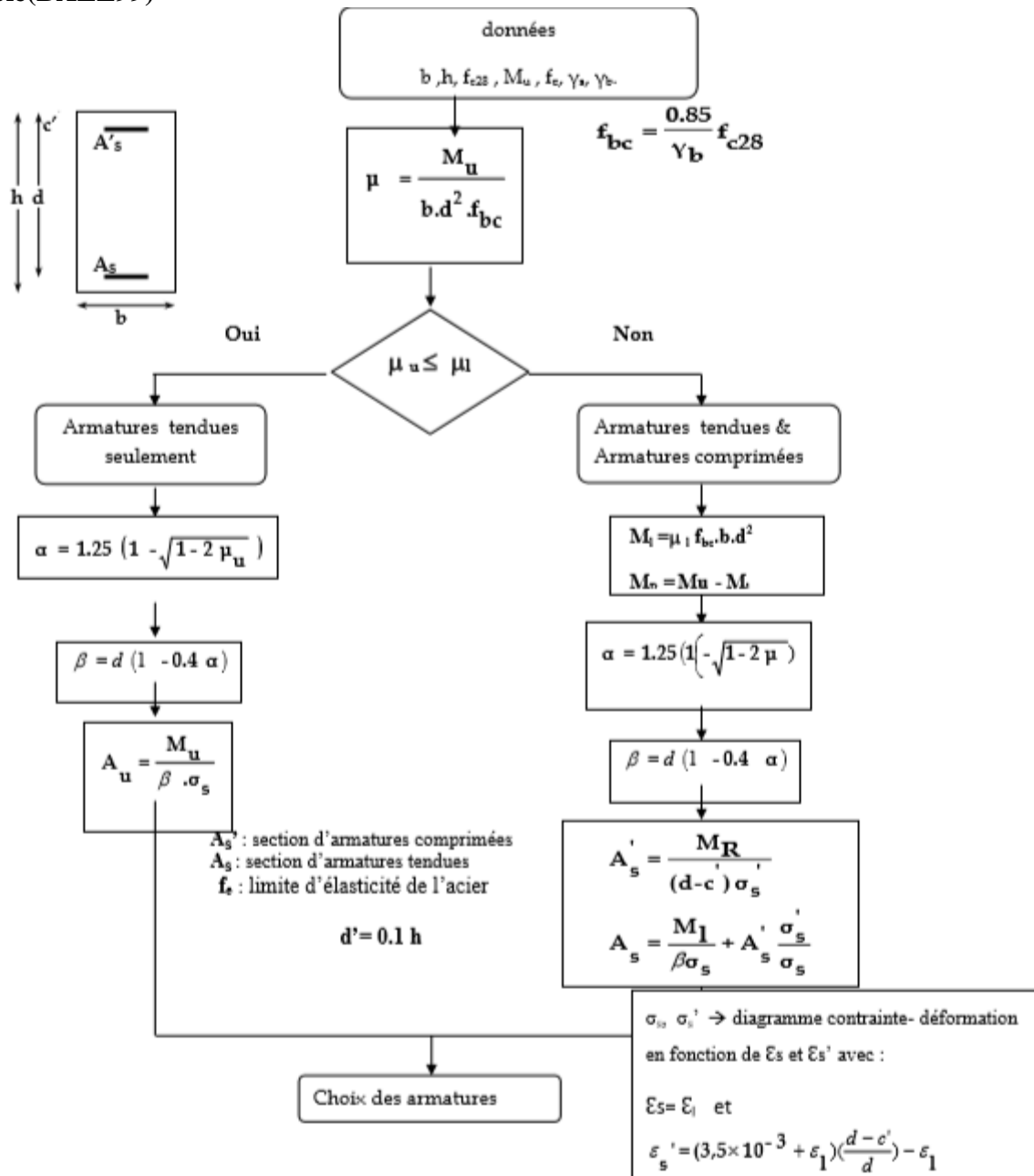
Annexe 1 : Charges permanentes :

Matériaux	Poids (kN/m ²)
Carrelage(1cm)	0.22
Mortier de pose(1cm)	0.20
Enduit en ciment (1cm)	0.20
Enduit en plâtre(1cm)	0.10
corps creux (16+5)	2.80
corps creux (20+5)	3.20
corps creux (25+5)	3.80
corps creux (25+6)	4.10

Annexe 2 : tableaux des armatures en cm²

Diamètre minimale (mm)	Poids du m(Kg)	Section en centimètre carres pour un nombre de barres égal a									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	0.154	0.19	0.39	0.59	0.78	0.98	1.17	1.37	1.57	1.76	1.96
6	0.222	0.28	0.56	0.85	1.13	1.41	1.7	1.98	2.26	2.54	2.82
8	0.395	0.5	1	1.5	2.01	2.51	3.01	3.51	4.01	4.52	5.02
10	0.617	0.78	1.57	2.35	3.14	3.92	4.71	5.49	6.28	7.06	7.85
12	0.888	1.13	2.26	3.39	4.52	5.65	6.78	7.92	9.05	10.18	11.31
14	1.208	1.54	3.08	4.62	6.15	7.69	9.23	10.77	12.31	13.85	15.39
16	1.578	2.01	4.02	6.03	8.04	10.05	12.06	14.07	16.08	18.09	20.1
20	2.466	3.14	6.28	9.42	12.56	15.7	18.84	21.99	25.13	28.27	31.41
25	3.853	4.91	9.82	14.73	19.63	24.54	29.45	34.36	39.27	44.18	49.09
32	6.313	8.04	16.08	24.12	32.17	40.21	48.25	56.29	64.34	72.38	80.42
40	9.865	12.56	25.13	37.7	50.26	62.83	75.39	87.96	100.53	113.09	125.65

Annexe 3: Organigramme de calcul Section rectangulaire à L'E.L.U en flexion simple(BAEL99)



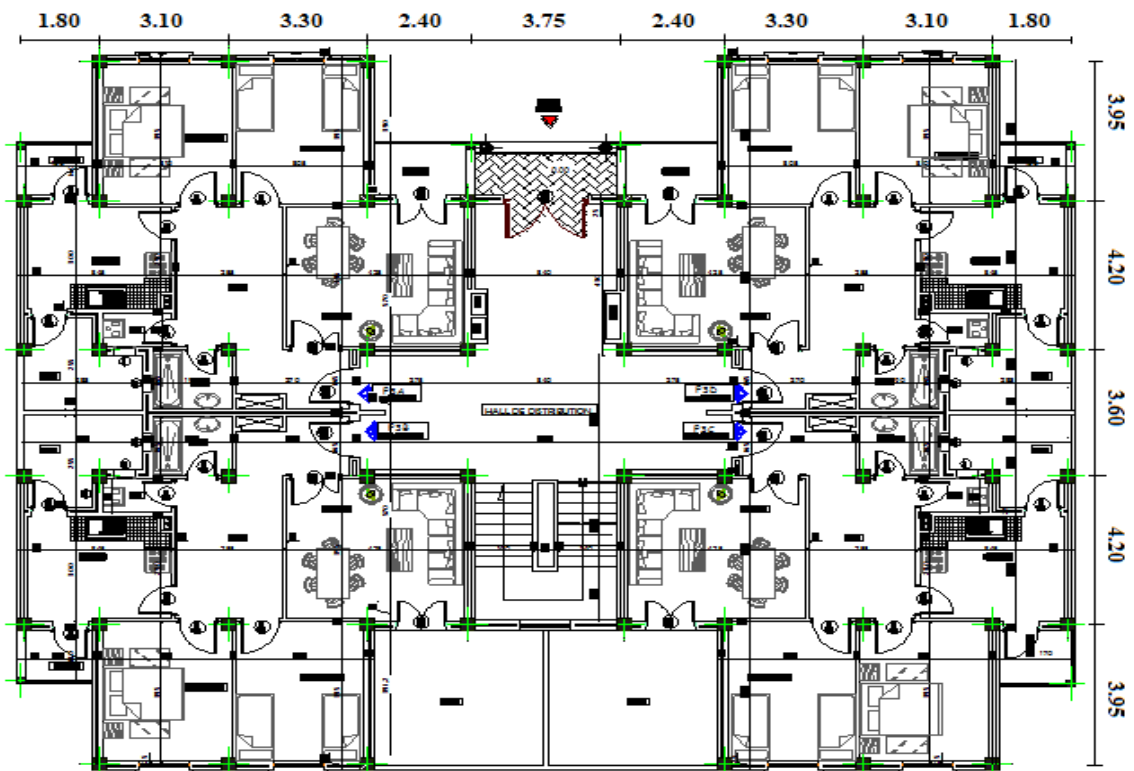
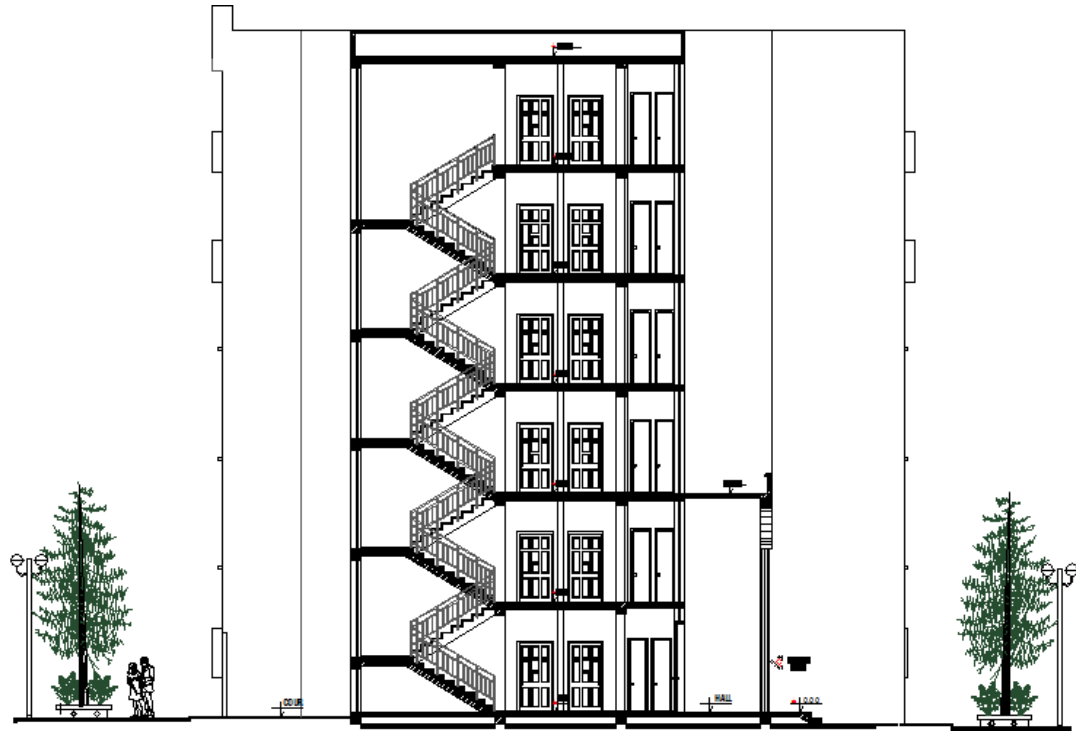
Annexe 4 : Tableau μ_x et μ_y

$\rho = \frac{l_x}{l_y}$	<i>ELU</i> $\nu = 0$		<i>ELS</i> $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381

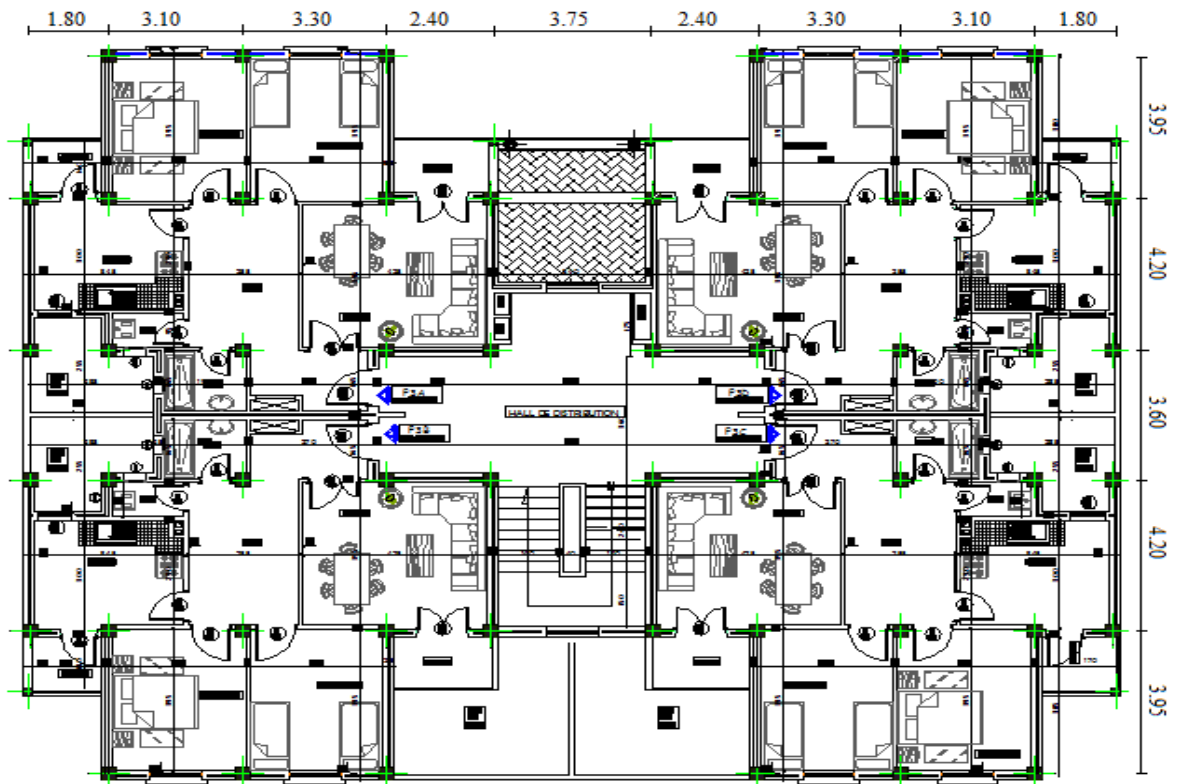
0.83	0.0528	0.6494	0.0956	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.4065	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 5: plans architectures

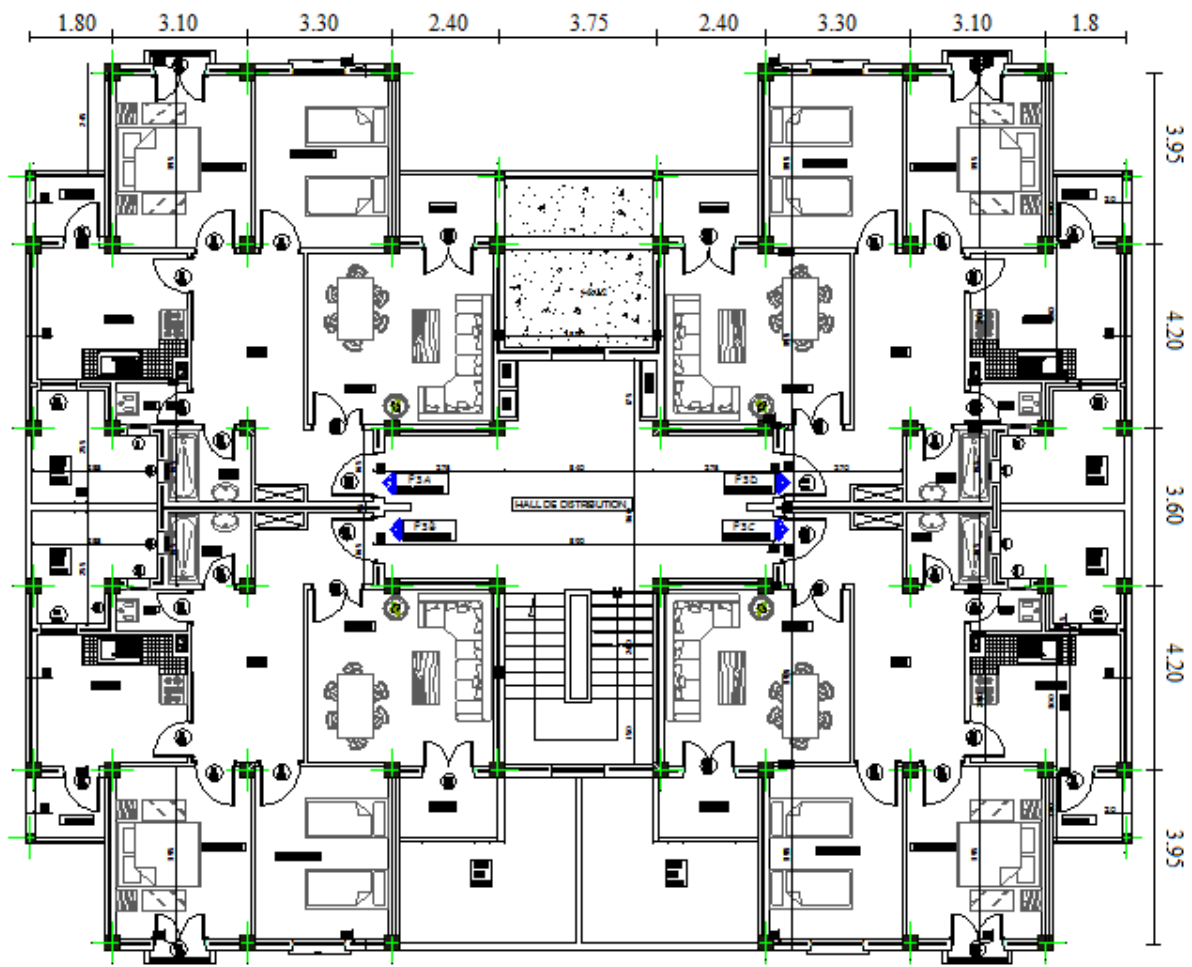




Plan de RDC



Plan de 1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème} étage



Plan de 4^{ème} et 5^{ème} étage