

الجمهورية

الجزائرية الديمقراطية

الشعبية

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث

العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة محمد البشير الإبراهيمي - برج بوعريريج

Université de Mohamed El-Bachir El-Ibrahimi - Bordj Bou Arreridj

Faculté des Sciences et de la Technologie Département : Genie Civil MÉMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme de MASTER En : Genie Civil

Spécialité Structures

Thème

**ETUDE D'UN BATIMENT EN BETON ARME R+5 AVEC DES
VOILE DE CONTREVENTEMENT**

Préparé par :

M. Mourad

L. Hamza

Encadreur : Mr. DJOUDI LARBI

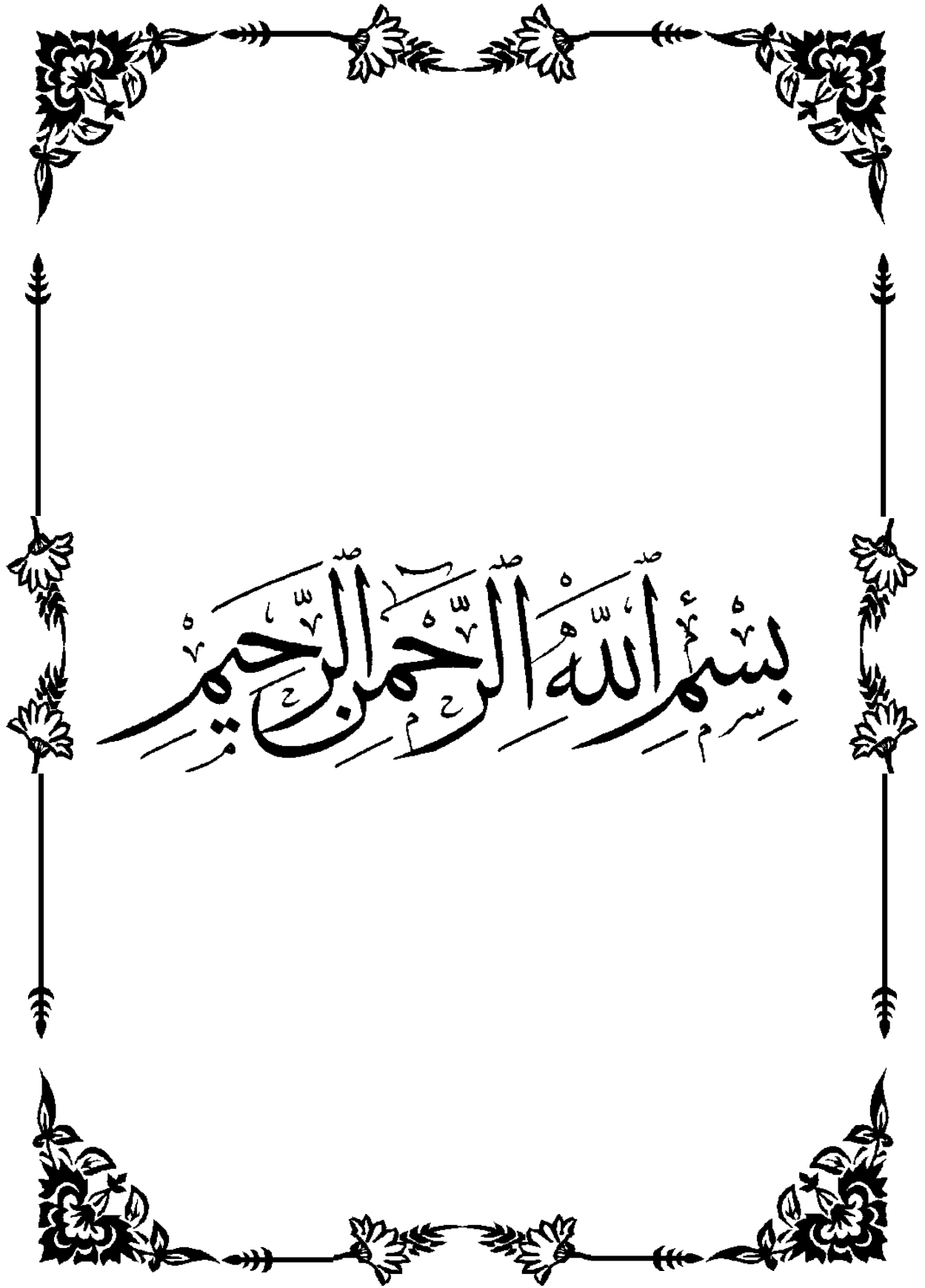
Président : ACHOUR YACINE

Co-encadreur : Mr. Loumachi lazhar

Examineur : LOGZIT NACER

Examineur : ABDELMEZIANE NABIL

Année Université : 2023/2024



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Dédicaces

DÉDICACES

Au nom d'Allah, le Tout Miséricordieux, le très miséricordieux.

*Je tiens à faire part de ma profonde gratitude à Monsieur DJOUDI LARBI, mon
enseignant*

Référent pour ses précieux conseils et ses critiques pertinents.

*Je remercie chaleureusement messieurs : le chef de département et son adjoint
de m'avoir accueillie .*

Je remercie également l'ensemble du département.

Je ne saurai conclure sans remercier tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin, qu'ils

Acceptent

LAMRI HAMZA...

Dédicaces

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

*A mes très chers parents, qui m'ont encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à
atteindre*

ce stade de formation et qui ont toujours été là pour moi,

A tous mes frères,

*A toute la famille **MAACHACHA** et **MAAZOUZI**,*

*A tous mes amis proches et à l'ensemble des étudiants et
étudiantes de la promotion de 2024 de Génie civil,*

*A tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite et toutes les
personnes qui*

m'ont aidé à poursuivre mes études.

Résumé

RESUME

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial constitué d'un Rez-de-chaussée plus (05) étages, implantés à la commune d'Ain dans la wilaya de Sétif. Cette région est classée en zone sismique IIa selon le **RPA99 version 2003**.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (**RPA99 version 2003 et B.A.E.L91 modifié 99**), cette étude se compose en six chapitres :

Chapitre I : entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux.

Chapitre II : a pour objectif le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

Chapitre III : vise à étudier les éléments secondaires du bâtiment (escaliers, balcons, carrelage, etc.).

Chapitre IV : a pour objectif l'étude des éléments secondaires (escaliers, balcon, et dalle pleine...).

Chapitre V : L'étude dynamique de la structure a été entamée dans le quatrième chapitre par le logiciel **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2019** afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique). Les éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles) seront calculés dans le cinquième chapitre.

Chapitre VI : l'infrastructure a été entamée dans le dernier chapitre.

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2019**, **RPA99 modifié 2003**, **BAEL91 modifié 99**.

الملخص

الهدف من عملي هو اجراء دراسة بناية سكنية وتجارية تتألف من طابق ارضي+ 5 طوابق بلدية عين طريق ولاية سطيف المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية *Ila* حسب نظام السلامة من الزلازل في الجزائر 1999 المعدل سنة 2003.

باستخدام القواعد للحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة (*BAEL91 modifié 99, RPA version 2003*)

تتكون هذه الدراسة من ستة فصول و هي:

الفصل الأول: يبدأ بالوصف العام للمشروع، مع عرض لخصائص المواد.

الفصل الثاني: إعطاء الأبعاد الأولية للعناصر المكونة للبناءية مع حمولة كل عنصر.

الفصل الثالث: يهدف إلى دراسة العناصر الثانوية للبناءية (سلالم، شرفة، بلاطة مليئة...).

الفصل الرابع: يتضمن الدراسة الديناميكية للبناءية بواسطة البرنامج الحاسوبي ريبوت التحليل الهيكلي 3595، بعد

تحديد الاجهادات المختلفة المسببة من طرف الأحمال (الحمل الدائم، الحمل المتغير و الحمل الزلزالي)

الفصل الخامس: يشمل على دراسة الأجزاء المقاومة للبناءية (الأعمدة، الروافد، الجدران المسلحة)

الفصل السادس: دراسة البنية التحتية الكلمات المفتاحية:

، *ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2019, RPA99V2003*، العمارة، الخرسانة المسلحة

Summary

This project provides a detailed study of the completion of a residential and commercial building consisting of a ground floor + 5 floors in the municipality of Ain Trig , province of Sétif, which is classified in the earthquake zone IIa according to the seismic safety system in Algeria 1999 amended in 2003, using the new arithmetic rules and verifying the reinforced concrete (**BAEL91 modifié 99, RPA version 2003**). This study consists of six chapters:

Chapter 1: begins with a general description of the project, with a presentation of the characteristics of the materials.

Chapter II: give the initial dimensions of the components of the building with the load of each element.

Chapter III: aims at studying the secondary elements of the building (stairs, balcony, tile-full ...).

Chapter IV: the dynamic study of the building is carried out by the Structural Analysis Robot 2019 software, after determining the different solicitations caused by loads (permanent load, variable load and seismic load).

Chapter V: includes the study of the resistance parts of the building (columns, tributaries, armed walls).

Chapter VI: the study of infrastructure

Key words: Building, Reinforced Concrete, **RPA99V2003, ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2019, BAEL91modifié 99.**

SOMMAIRE

SOMMAIRE

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

I.1. INTRODUCTION :	2
I.2. PRESENTATION DU BATIMENT :	2
I.2.1. LES PLANS ARCHITECTURE :	3
I.2.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES :	9
I.2.3. SYSTEME STRUCTURAL :	9
I.2.4. DONNEES DU SITE :	9
I.3. LES ELEMENTS DE L'OUVRAGE :	10
I.3.1. LES PLANCHERS :	10
I.3.2. MAÇONNERIES :	10
I.3.3. L'ACROTERE :	11
I.3.4. TERRASSE :	11
I.3.5. LES ESCALIERS :	11
I.3.6. REVETEMENT :	11
I.3.7. OSSATURE CONTREVENTEE :	11
I.4. REGLES ET HYPOTHESES DE CALCUL :	12
I.4.1. LE REGLEMENT [BAEL 91] (BETON ARME AUX ETATS LIMITES) :	12
I.4.1.1. DEFINITION DES ETATS LIMITENT :	12
I.4.1.2. LES TYPE DES ETATS LIMITENT :	12
I.4.2. LE REGLEMENT [RPA99] /VERSION2003 (REGLE PARASISMIQUES ALGERIENNES) :	14
I.5. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :	15

I.5.1. LE BETON :	15
I.5.1.1. DOSAGE DU BETON : [8]	15
I.5.1.2. CLASSIFICATION DU BETON : [7]	16
I.5.1.3. RESISTANCE MECANIQUE DU BETON :	16
I.5.1.4. CONTRAINTE ULTIME DU BETON :	19
I.5.2. L'ACIER :	22
I.5.2.1. LES NUANCE D'ACIER :	23
I.5.2.2. MODULE D'ELASTICITE LONGITUDINALE :	24
I.5.2.3. PROTECTION DES ARMATURES : (ART A.7-2.4 BAEL91)	26
I.5.2.4. CONDITION DE NON-FRAGILITE : [5]	26

Chapitre II : Prédimensionnement des Eléments

II.1. INTRODUCTION :	29
II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES :	29
II.2.1. LES POUTRES :	29
II.2.1.1. POUTRES PRINCIPALES :	30
II.2.1.2. POUTRES SECONDAIRES (CHAINAGES) :	31
II.2.1.3. VERIFICATIONS :	31
II.2.2. LES PLANCHERS :	32
II.2.3. LES PLANCHER EN DALLE PLEINE :	33
II.2.4. LES POUTRELLES :	34
II.2.5. LES BALCONS :	36
II.2.6. LES ESCALIERS :	36
II.2.6.1. DIMENSIONNEMENT DES ESCALIERS MARCHES ET CONTRE MARCHES :	39
II.2.7. L'ACROTERE :	41
II.2.8. LES VOILES :	41

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.3. LA DESCENTE DES CHARGES :	43
III.3.1. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES :	43
III.3.1.1. LES CHARGE DES PLANCHERS :	43
III.3.1.2. LES CHARGE DE DALLE PLEINE (LES BALCONS) :	44
III.3.1.3. MURS :	45
III.3.1.4. L'ACROTERE :	46
III.3.1.5. LES ESCALIERS :	47
III.3.2. DESCENTE DES CHARGES SUR LES POTEAUX :	48
III.3.2.1. REPRESENTATION DES DIFFERENTS NIVEAUX DU BATIMENT :	48
III.3.2.2. DEGRESSION DES SURCHARGES D'EXPLOITATION :	48
III.3.2.3. DIFFERENTS TYPES DES POTEAUX :	49
III.1. INTRODUCTION :	59
III.2. LES PLANCHES :	59
III.2.1. INTRODUCTION :	59
III.2.2. ÉVALUATION DES CHARGES APPLIQUES A CHAQUE NERVURE :	60
III.2.3. CALCUL DES POUTRELLES :	60
III.2.4. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL :	60
III.2.4.1. METHODE FORFAITAIRE :	61
III.2.4.2. METHODE DE CAQUOT (BAEL) :	64
III.2.4.4. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL DES SOLLICITATIONS :	66
III.2.4.5. CALCUL DES SOLLICITATIONS :	66
III.2.4.5.1. ELU :	67
III.2.4.5.2. ELS :	68
III.2.4.6. FERRAILLAGES DES NERVURES :	69

III.2.4.7. LES VERIFICATION ELS :.....	73
III.2.4.8. VERIFICATION DES CONTRAINTES :.....	73
III.2.4.9. VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT :.....	74
III.2.4.10. CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES :	75
III.2.4.11. FERRAILLAGE DE LA TABLE DE COMPRESSION :	75
III.2.4.12. SCHEMA DE FERRAILLAGE DE PLANCHER :	76
III.3. L'ACROTERE :.....	76
III.3.1. DEFINITION :.....	76
III.3.2. ÉVALUATION DES CHARGES :.....	77
III.3.3. VERIFICATION DE L'ACROTERE AU SEISME :.....	77
III.3.4. ÉVALUATION ET COMBINAISON DES CHARGES :.....	78
III.3.5. CALCUL DE L'EXCENTRICITE A L'ETAT LIMITE ULTIME :.....	79
III.3.6. FERRAILLAGE DE L'ACROTERE :.....	80
III.3.7. SCHEMA DE FERRAILLAGE :.....	83
III.4. LES BALCONS :	83
III.4.1. INTRODUCTION :	83
III.4.2. ÉVALUATION DES CHARGES :.....	84
III.4.3. CALCUL DES SOLLICITATIONS :.....	84
III.4.4. LES COMBINAISONS D'ACTION :	84
III.4.5. CALCUL DU FERRAILLAGE A L'E.L. U :	85
III.4.5.1. VERIFICATION :.....	85
III.4.5.2. CONTRAINTE DE CISAILLEMENT :	86
III.4.5.3. ESPACEMENT DES ARMATURES :	87
III.4.6. SCHEMA DE FERRAILLAGE :.....	88
III.5. ESCALIERS :.....	88
III.5.1. INTRODUCTION :	88
III.5.2. CHARGE ET SURCHARGE :	88
III.5.3. COMBINAISON DES CHARGES :.....	89
III.5.3.1. LA CHARGE EQUIVALENTE :	90

III.5.3.2. CALCUL DU FERRAILLAGE A L'E.L. U :	90
III.5.4. SCHEMA DE FERRAILLAGE :	93
III.5.5. ETUDE DE LA POUTRE PALIERE :	93
III.5.5.1. DIMENSIONNEMENT :	94
III.5.5.2. ÉVALUATION DES CHARGES :	94
III.5.5.3. CALCUL DE LA SECTION D'ARMATURE A LA FLEXION SIMPLE :	95
III.5.6. FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE :	98

Chapitre IV : Etude sismique

IV.1. INTRODUCTION :	100
IV.2. METHODES DE CALCUL :	100
IV.2.1. METHODE STATIQUE EQUIVALENTE :	100
IV.2.2. METHODE D'ANALYSE MODALE SPECTRALE :	101
IV.2.3. LA METHODE D'ANALYSE DYNAMIQUE PAR ACCELEROGRAMME :	102
IV.3. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL :	103
IV.3.1. CRITERES DE CLASSIFICATION PAR RPA 99/2003 :	103
IV.4. METHODE STATIQUE EQUIVALENTE :	104
IV.4.1. CALCUL DE LA FORCE SISMIQUE TOTALE :	104
<i>FACTEUR DE CORRECTION D'AMORTISSEMENT « H » :</i>	105
IV.4.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA STRUCTURE :	110
IV.4.3. VERIFICATION DE LA RESULTANTE DES FORCES SISMIQUES :	112
IV.4.4. RESULTATS DE CALCUL (ROBOT VERSION 2019) :	113
.IV.4.4.1 PERIODES ET FACTEURS DE PARTICIPATION MODALE :	113
IV.4.4.2. VERIFICATION DE LA PERIODE :	115
IV.4.4.3. DISTRIBUTION DE LA RESULTANTE DES FORCES SISMIQUES SELON LA HAUTEUR :	117
IV.4.4.4. DISTRIBUTION HORIZONTALE DES FORCES SISMIQUES TRANCHANT AU NIVEAU DE L'ETAGE :	118

IV.4.4.5. VERIFICATION DES DEPLACEMENTS LATERAUX INTER-ETAGES :.....	119
IV.4.4.6. VERIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFET P-Δ :	121
IV.4.4.7. VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT :	123
IV.4.4.8. JUSTIFICATION DE LA STABILITE AU RENVERSEMENT :	123
IV.4.5. CONCLUSION :.....	125

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

V.1. INTRODUCTION :.....	127
V.2. HYPOTHESES :	127
V.3. LES POTEAUX :.....	128
V.3.1. ROLES DES POTEAUX EN BETON ARME :.....	128
V.3.2. LES COMBINAISONS DE CALCUL :	128
V.3.3. RECOMMANDATION DU RPA99/2003 :	129
V.3.4. LES SOLLICITATIONS DES POTEAUX :	131
V.3.5. CALCUL DE FERRAILAGE :	132
V.3.6. VERIFICATION :.....	135
V.3.7. SCHEMA DE FERRAILAGE :	138
V.4. LES POUTRES :.....	138
V.4.1. RECOMMANDATION DU RPA 99/2003 :	138
V.4.2. LES COMBINAISONS DE CALCUL :	139
V.4.3. CALCUL DE FERRAILAGE :	140
V.4.3.1. ETUDE DES POUTRES SECONDAIRES :	140
V.4.3.2. ETUDE DES POUTRES PRINCIPALES :	141
V.4.3.3. LES VERIFICATIONS :.....	144
V.4.4. SCHEMA DE FERRAILAGE DES POUTRES :.....	146
V.5. LES VOILES :.....	149
V.5.1. INTRODUCTION :.....	149

V.5.2. LES CONDITIONS DU FERRAILLAGE DES VOILES :	149
V.5.3. PLAN DE REPERAGE DES VOILES :	150
V.5.4. FERRAILLAGE DE VOILE :	150
V.5.4.1. VOILE SELON LE SENS X :	151
V.5.4.2.1. ARMATURES VERTICALES :	152
V.5.4.1.2. ARMATURES HORIZONTALES :	155
V.5.4.2.3. ARMATURES TRANSVERSALES :	156
V.5.4.1.4. SCHEMA DE FERRAILLAGE :	156
V.5.4.2. VOILE SELON LE SENS Y :	157

Chapitre VI : Calcul des fondations

VI.1. INTRODUCTION :	164
VI.2. CLASSIFICATION DES FONDATIONS :	164
VI.2.1. FONDATIONS SUPERFICIELLES :	164
VI.2.2. FONDATIONS PROFONDES :	165
VI.2.3. FONDATIONS SPECIALES :	165
VI.3. CHOIX DE TYPE DES FONDATIONS :	165
VI.4. ETUDE DES FONDATIONS :	168
VI.4.1. LES COMBINAISONS DE CALCUL :	168
VI.4.2. DIMENSIONNEES DE LA SEMELLE :	168
VI.4.3. ETUDE DES SEMELLES ISOLEES :	169
VI.4.3.1. LES SOLlicitATIONS :	169
VI.4.3.2. VERIFICATION DE LA CONTRAINTE DE STABILITE :	169
VI.4.3.3. CONDITION DE RIGIDITE :	169
VI.4.3.4. CONDITION DE POINÇONNEMENT :	170
VI.4.3.5. FERRAILLAGE DES SEMELLES ISOLEES :	170
VI.4.3.6. CHEMA DE FERRAILLAGE :	171

VI.4.4. ETUDE DE LA SEMELLE FILANTE :	172
VI. 4.4.1. FERRAILLAGE DES SEMELLES FILANTES :	172
VI. 4.4.2. FERRAILLAGE DE LA POUTRE DE REDRESSEMENT :	174
VI.4.4.3. VERIFICATION A L'ELS :	177
VI.4.4.4. SCHEMA DE FERRAILLAGE :	178
VI.4.5. LA LONGRINE :	178
VI.4.5.1. DIMENSIONNEMENT DE LA LONGRINE :	178
VI.4.5.2. FERRAILLAGE DE LA LONGRINE :	179
VI.4.5.3. SCHEMATISATION DU FERRAILLAGE :	179

LISTE DES FIGURES

LISTE DES FIGURES

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

FIGURE I.1 : LA FAÇADE PRINCIPALE DU BATIMENT.....	3
FIGURE I.2 : LA FAÇADE POSTERIEURE DU BATIMENT.	4
FIGURE I.3 : LA COUPE A-A.	5
FIGURE I.4 : PLAN DU REZ-DE-CHAUSSEE.....	6
FIGURE I.5 : PLAN D'ETAGE COURANT (1ER ETAGE, 2EME, 3EME,4EME ET 5EME ETAGE).....	7
FIGURE I.6 : PLAN DE TERRASSE.....	8
FIGURE I.7 : DIAGRAMME DES DEFORMATIONS LIMITES DE LA SECTION REGLE DES TROIS PIVOTS. [7].....	14
FIGURE I.8 : EPROUVETTE CYLINDRIQUE.	16
FIGURE I.9 : DIAGRAMME RESISTANCE A LA COMPRESSION - JOUR (J) DU BETON.	17
FIGURE I.10 : DIAGRAMME DU MATERIAU ELASTIQUE ET N'EST PAS ELASTIQUE. [7].....	18
FIGURE I.11 : DIAGRAMME CONTRAINTES-DEFORMATIONS DU BETON A L'ELU.	20
FIGURE I.12 : DIAGRAMME CONTRAINTES-DEFORMATIONS DU BETON A L'ELS.	21
FIGURE I.13 : DIAGRAMME CONTRAINTES DEFORMATIONS D'ACIER.	25

Chapitre II : Prédimensionnement des Eléments

FIGURE II.1 : COMPOSANTS DE LA POUTRE.	29
FIGURE II.2 : COUPE D'UN PLANCHER A CORPS CREUX.	32
FIGURE II.3 : DALLE PLEINE EN BETON ARME.....	33

FIGURE II.4 : NERVURE A SECTION EN T.....	35
FIGURE II.5 : COUPE D'UN ESCALIER.	37
FIGURE II.6: LES DIMENSIONS DE L'ACROTERE.	41
FIGURE II.7: COUPE DE VOILE EN ELEVATION.	42
FIGURE II.8 : PLANCHER TERRASSE.	43
FIGURE II.9 : PLANCHER ETAGE COURANT.	44
FIGURE II.10: COUPE VERTICALE D'UN MUR EXTERIEUR.....	45
FIGURE II.11 : MUR INTERIEURS SIMPLE CLOISON.....	46
FIGURE II.12: LES DIFFERENTS NIVEAUX DU BATIMENT.....	48
FIGURE II.13 : POTEAU DE RIVE.	49
FIGURE II.14 : POTEAU D'INTERMEDIAIRE.....	52
FIGURE II.15 : POTEAUX D'ANGLE.....	55

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

FIGURE III.1 : LES MOMENTS M_w ET M_e	62
FIGURE III.2: EVALUATION DES EFFORTS TRANCHANTS.....	63
FIGURE III.3 : SCHEMA DE POUTRELLE (5 TRAVEES).	67
FIGURE III.4 : SCHEMA STATIQUE DE LA SECTION EN T.	69
FIGURE III.5 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE PLANCHER.	76
FIGURE III.6 : LES DIMENSIONS DE L'ACROTERE.	77
FIGURE III.7 : SCHEMA DE DISTRIBUTION DES FORCES.	77
FIGURE III.8 : SECTION DE L'ACROTERE A FERRAI.....	80
FIGURE III.9 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE L'ACROTERE.....	83
FIGURE III.10 : DIMENSIONS DU BALCON.	83
FIGURE III.11 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE BALCON ÉTAGE COURANT.	88
FIGURE III.12 : SCHEMA STATIQUE DES ESCALIERS.	89
FIGURE III.13 : SCHEMA DE FERRAILLAGE D'ESCALIER.	93

FIGURE III.14: SCHEMA STATIQUE DE LA POUTRE PALIERE.	93
FIGURE III.16 : FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE.	98

Chapitre IV : Etude sismique

FIGURE IV.1 : DIAGRAMME DE SPECTRE DE REPONSE	106
FIGURE IV.2 : DISPOSITION DES VOILES DE CONTREVENTEMENT.	109
FIGURE IV.3 : 1 ^{ER} MODE DE LA STRUCTURE A CAUSE DES EFFORTS SISMIQUES.	116
FIGURE IV.4 : 2 ^{EME} MODE DE LA STRUCTURE A CAUSE DES EFFORTS SISMIQUES.	116
FIGURE IV.5 : 3 ^{EME} MODE DE LA STRUCTURE A CAUSE DES EFFORTS.....	117
FIGURE IV.6 : EFFET P-Δ.	121

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

FIGURE V.1 : ZONE NODALE.....	130
FIGURE V.2 : DISPOSITION DES ARMATURES VERTICALES DANS LES VOILE.	150
FIGURE V.3 : SCHEMA DE POSITION PAR LES VOILE.	150
FIGURE V.4: DIAGRAMME DES CONTRAINTES DU VOILE.	152
FIGURE V.5: SCHEMA DE FERRAILLAGE DE VOILE VX RDC.	156
FIGURE V.6: DIAGRAMME DES CONTRAINTES DU VOILE.	157
FIGURE V.7 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE VOILE VY RD	162

Chapitre VI : Calcul des fondations

FIGURES VI.1: TYPE DES SEMELLES SUPERFICIELLES.....	165
FIGURE VI.2 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE SEMELLE FILANTE.	173

FIGURE VI.4 : SCHEMA DES FERRAILLAGES DE FONDATION..... 178

FIGURE VI.5 : FERRAILLAGE DE LONGRINE..... 179

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES TABLEAUX

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

TABLEAU I.1 : LES NUANCES DES ACIERS EN BARRES.	23
TABLEAU I.2 : LES NUANCES DE TREILLIS SOUDES.....	24

Chapitre II : Prédimensionnement des Eléments

TABLEAU II.1: LES RESULTATS D'ESCALIER DE RDC.	39
TABLEAU II.2: LES RESULTATS D'ESCALIER DE RDC.	40
TABLEAU.II.3 : LES CHARGES PERMANENTES SUR LE PLANCHER CORPS CREUX.....	43
TABLEAU II.4 : LES CHARGES PERMANENTES SUR LE PLANCHER CORPS CREUX ETAGE.....	44
TABLEAU II.5 : CHARGES DU BALCON ETAGE COURANT (DALLE PLEINE).....	44
TABLEAU II.6 : CHARGES DU BALCON ETAGE COURANT (DALLE PLEINE).....	45
TABLEAU. II.7 : ÉVALUATION DES CHARGES POUR LES MURS A DOUBLE CLOISON.....	45
TABLEAU II.8 : CHARGE PERMANENTE DU MUR DOUBLE CLOISON.	46
TABLEAU II.9 : CHARGE PERMANENTE DU PALIER.	47
TABLEAU II.10 : CHARGE PERMANENTE DU PAILLASSE.....	48
TABLEAU II.11: EVALUATION DES CHARGES EXPLOITATIONS DU POTEAU INTERMEDIAIRE.....	49

TABLEAU II.12 : LA DESCENTE DES CHARGES DU POTEAU DE RIVE.	51
TABLEAU II.13 : CHOIX FINAL DES POTEAUX DE RIVE.....	52
TABLEAU II.14 : LA DESCENTE DES CHARGES DU POTEAUX DE CENTRAL.	54
TABLEAU II.15 : CHOIX FINAL DES POTEAUX DE CENTRAL.....	54
TABLEAU II.16 : LA DESCENTE DES CHARGES DU POTEAUX D'ANGLE.....	57
TABLEAU II.16 : CHOIX FINAL DES POTEAUX D'ANGLE.....	57
TABLEAU II.17 : COFFRAGES DES POTEAUX PAR ETAGE.....	57

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

TABLEAU III.1 : LES CHARGES REPRISES PAR LES POUTRELLES.	60
TABLEAU III.2 : CHOIX DES METHODES DE CALCULS POUR LES DIFFERENTS TYPES DE POUTRELLES.	66
TABLEAU III.3 : PLANCHER TERRASSE CAS DE L'ELU.	67
TABLEAU III. 4 : PLANCHER COURANT CAS DE L'ELU.	68
TABLEAU III.5 : PLANCHER TERRASSE CAS DE L'ELS.....	68
TABLEAU III. 6 : PLANCHER COURANT CAS DE L'ELS.....	69
TABLEAU III.7: LES SOLLICITATIONS MAXIMUM.	69
TABLEAU III.8: TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS DE FERRAILLAGE.....	71
TABLEAU III.9 : TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS DE FERRAILLAGE.....	72
TABLEAU III.10: LA CONDITION A L'ELS.....	73
TABLEAU III.11 : VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT.	74
TABLEAU III.12 : VERIFIE LES C. MAX DE COMPRESSION DE BETON ET DE TRACTION DES ACIERS EN TRAVEE.	74
TABLEAU III.13 : VERIFIE LES C. MAX DE COMPRESSION DE BETON ET DE TRACTION DES ACIERS EN APPUIS.	74
TABLEAU III.14: VERIFICATION DE LA FLECHE.	74
TABLEAU. III.15 : MOMENTS EST EFFORTS NORMAUX DE L'ACROTERE.	79
TABLEAU. III. 16 : EFFORT INTERNE DANS BALCONS (ELU) ET (ELS).....	85
TABLEAU III.16 : FERRAILLAGE DE BALCON.....	85
TABLEAU III.17 : VERIFICATION DE LA CONTRAINTE.	86

TABLEAU III.18 : CHARGE ET SURCHARGE.....	88
TABLEAU III.19 : COMBINAISON DES CHARGES.	89
TABLEAU III.20 : EFFORT INTERNE DANS L'ESCALIER.	90
TABLEAU III.21 : FERRAILLAGE LONGITUDINAL DE L'ESCALIER A L'ELU.	91
TABLEAU III.22 : LE CHOIX DE FERRAILLAGE DES ARMATURES LONGITUDINAL A L'ELU.	91
TABLEAU III.23 : VERIFICATION DE LA CONTRAINTE.	92

Chapitre IV : Etude sismique

TABLEAU IV.1 : VALEURS DE PENALITES SANS X-Y (RPA).	105
TABLEAU IV.2 : VALEURS DE ξ (%).	105
TABLEAU IV.3 : CLASSIFICATION DU SITE.....	106
FIGURE IV.1 : DIAGRAMME DE SPECTRE DE REPONSE.	106
TABLEAU IV.4 : VALEURS DU COEFFICIENT C_T	107
TABLEAU IV.5 : VALEURS DES EXCENTRICITES ACCIDENTELLES DE CHAQUE NIVEAU.	112
TABLEAU IV.6 : CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA STRUCTURE.....	112
TABLEAU IV.7 : PERIODES ET FACTEURS DE PARTICIPATION MODALE.....	114
TABLEAU IV.8 : DE LA RESULTANTE DES FORCES SISMIQUES SELON LA HAUTEUR.	118
TABLEAU IV.9 : DISTRIBUTION HORIZONTALE DES FORCES SISMIQUES ET L'EFFORT.	119
TABLEAU IV.10 : JUSTIFICATION VIS-A-VIS LE DEPLACEMENT « SEISME SENS X.....	120
TABLEAU IV.11 : JUSTIFICATION VIS-A-VIS LE DEPLACEMENT « SEISME SENS Y.....	121
TABLEAU IV.12 : JUSTIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFET P- Δ SENS X (COMBINAISON).	122
TABLEAU IV.13 : JUSTIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFET P- Δ SENS Y (COMBINAISON).	122
TABLEAU IV.14 : VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT.	123
TABLEAU IV.15 : MOMENTS DE RENVERSEMENT M_{RENVX} ET M_{RENVY}	124

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

TABLEAU V.1 : SECTIONS MINIMALES ET MAXIMALES.	127
TABLEAU V.2 : RESUME LES RESULTATS DES EFFORTS ET MOMENTS POUR CHAQUE	132
TABLEAU V.3 : LES ARMATURES LONGITUDINALES ADOPTÉES POUR LES POTEAUX.	132
TABLEAU V.4 : ARMATURES TRANSVERSALES DES POTEAUX.	134
TABLEAU V.5 : VERIFICATION DU FLAMBEMENT DES POTEAUX.	136
TABLEAU V.6 : VERIFICATION AUX SOLLICITATIONS TANGENTIELLES.	137
TABLEAU V.7 : SCHEMA DE FERRAILAGE.	138
TABLEAU V.8 : LES SOLLICITATIONS DES POUTRES SECONDAIRES DE CHAQUE NIVEAU.....	140
TABLEAU V.9 : FERRAILAGE DES POUTRES SECONDAIRES DE CHAQUE NIVEAU.	141
TABLEAU V.10 : LES SOLLICITATIONS DES POUTRES PRINCIPALES DE CHAQUE NIVEAU.....	142
TABLEAU V.11 : FERRAILAGE DES POUTRES PRINCIPALES DE CHAQUE NIVEAU.	142
TABLEAU V.12 : VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT.	144
TABLEAU V.13: SCHEMA DE FERRAILAGE DES POUTRES PRINCIPALES DE CHAQUE NIVEAU	148
TABLEAU V.14 : SCHEMA DE FERRAILAGE DES POUTRES SECONDAIRES DE CHAQUE NIVEAU.....	148

Chapitre VI : Calcul des fondations

TABLEAU VI.1 : DIMENSIONNEMENT DES SEMELLES SOUS POTEAUX.....	167
TABLEAU VI.2 : LES VALEURS DES MOMENT ET LES EFFORTS NORMAUX A E.L.U ET E.L.S.....	169
TABLEAU VI.3 : RESULTATS DES CONTRAINTES.....	170
TABLEAU VI.4 : FERRAILAGE DE LA SEMELLE ISOLEE.	171

NOTATIONS

NOTATIONS

1. Majuscules Romaines :

A (ou **A_s** ou **A_l**) : Aire d'une section d'acier (longitudinal).

A_t : Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales.

B : Aire d'une section de béton.

E_s : Module de Young de l'acier.

E_{ij} : Module de Young instantané a l'âge de j jours.

E_{vj} : Module de Young diffère a l'âge de j jours.

F : Force ou action en général.

I_1 : Moment d'inertie de la section homogénéisé par rapport au béton (ELS).

M_{ser} : Moment fléchissant de calcul de service.

M_u : Moment fléchissant de calcul ultime.

N_{ser} : Effort normal de calcul de service.

N_u : Effort normal de calcul ultime.

P : Action permanente.

Q : Action d'exploitation.

S_n : Résultante des charges de neige.

V_u : Effort tranchant de calcul ultime.

W : Résultante des actions du vent.

2. Minuscules Romaines :

a : Largeur d'un poteau.

a_0 (*et* b_0) : Dimension d'une fondation.

b : Largeur d'une poutre (table), d'un poteau.

b_0 : Largeur de l'âme d'une poutre.

d (*et* d_0) : Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus comprimée de la section de béton.

e : Excentricité de l'effort normal, Epaisseur d'une dalle.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours.

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours.

g : Charge permanente unitaire.

h : Hauteur d'une poutre, d'une fondation.

h_0 : Hauteur du talon d'une poutre.

h_1 : Hauteur du hourdis d'une poutre.

i : Rayon de giration d'une section.

j : Nombre de jours de maturité du béton.

l : Portée d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau.

l_s : Longueur de scellement droite.

l_f : Longueur de flambement.

n : Coefficient d'équivalence acier-béton.

q : Charge permanente unitaire.

st : Espacement des armatures transversales.

u : Périmètre.

x : Abscisse.

y : Ordonnée.

y_1 : Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELS.

y_u : Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELU.

z (ou z_b) : Bras de levier du couple de flexion.

3. Minuscules Grecs :

A : Angle d'une armature avec la fibre moyenne, coefficient sans dimension en général (très utilisé !) (Alpha).

α_u : Profondeur de l'axe neutre adimensionnée à l'ELU.

γ_s : Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (gamma).

γ_b : Coefficient partiel de sécurité sur le béton.

ε_{bcmax} : Déformations maximale du béton comprimé (epsilon).

ε_{st} : Déformations des armatures tendues.

ε_{sc} : Déformations des armatures comprimées.

η : Coefficient de fissuration relatif à une armature (eta).

λ : Elancement mécanique d'une pièce comprimée (lambda).

μ_{ser} : Moment ultime réduit à l'ELS (mu).

μ_u : Moment ultime réduit à l'ELU.

ν : Coefficient de poisson (nu).

ρ : Rapport de la section d'acier sur celle du béton (rho).

σ : Contrainte normale (sigma).

σ_{bcmax} : Contrainte maximale du béton comprimé.

σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus.

σ_{sc} : Contrainte dans les aciers comprimés.

τ : Contrainte tangente (tau).

τ_u : Contrainte tangente conventionnelle.

τ_s : Contrainte d'adhérence.

τ_{se} : Contrainte d'adhérence d'entraînement.

φ : Coefficient de fluage (phi).

Φ_l : Diamètre d'une armature longitudinale.

Φ_t : Diamètre d'une armature transversale.

ψ_s : Coefficient de scellement relatif à une armature (psi).

Etude d'un bâtiment à usage
d'habitation et commercial **R+5**

**Chapitre I : Présentation de l'ouvrage
et caractéristique des matériaux**

I.1. Introduction :

La stabilité d'une structure dépend de la résistance de ses différents éléments structuraux, tels que les poteaux, les poutres et les voiles, face aux diverses contraintes telles que la compression et la flexion. Cette résistance est déterminée par les matériaux utilisés, ainsi que par les dimensions et les caractéristiques de ces éléments. Ainsi, pour concevoir les composants d'une structure, on se réfère à des réglementations et à des méthodes établies telles que le **BAEL91** et le **RPA99 (modifié en 2003)**, qui reposent sur une compréhension approfondie des matériaux comme le béton et l'acier, ainsi que sur des techniques de dimensionnement et de renforcement des éléments structuraux.

I.2. Présentation du bâtiment :

Le projet est des bâtiments en R+5. Qui sera implanté à Sétif dans une zone de sismicité moyenne IIa selon les **RPA 99 V2003**, il se compose par : des fondations, des poteaux, des poutres et des voiles en béton armé de dosage en ciment $350kg/m^3$.

I.2.1. Les plans architecture:

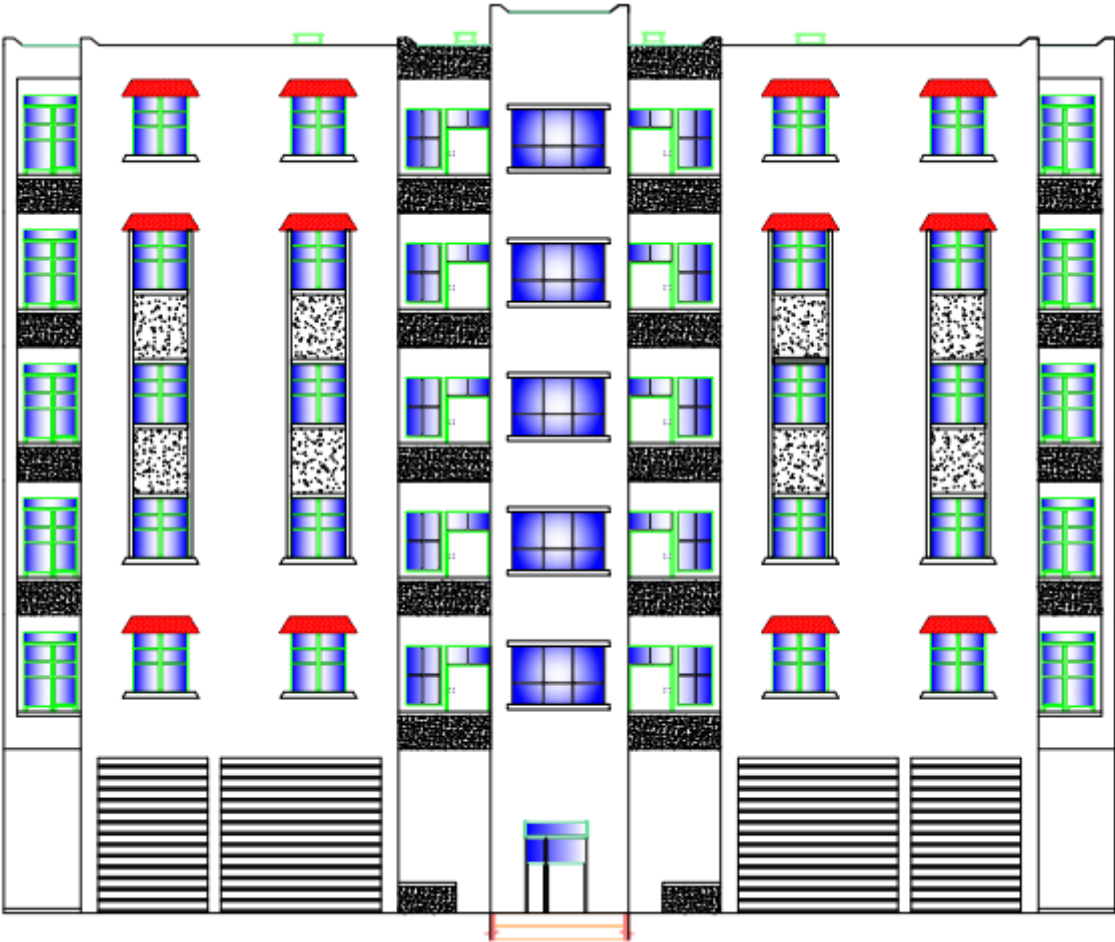


Figure I.1 : La façade principale du bâtiment.

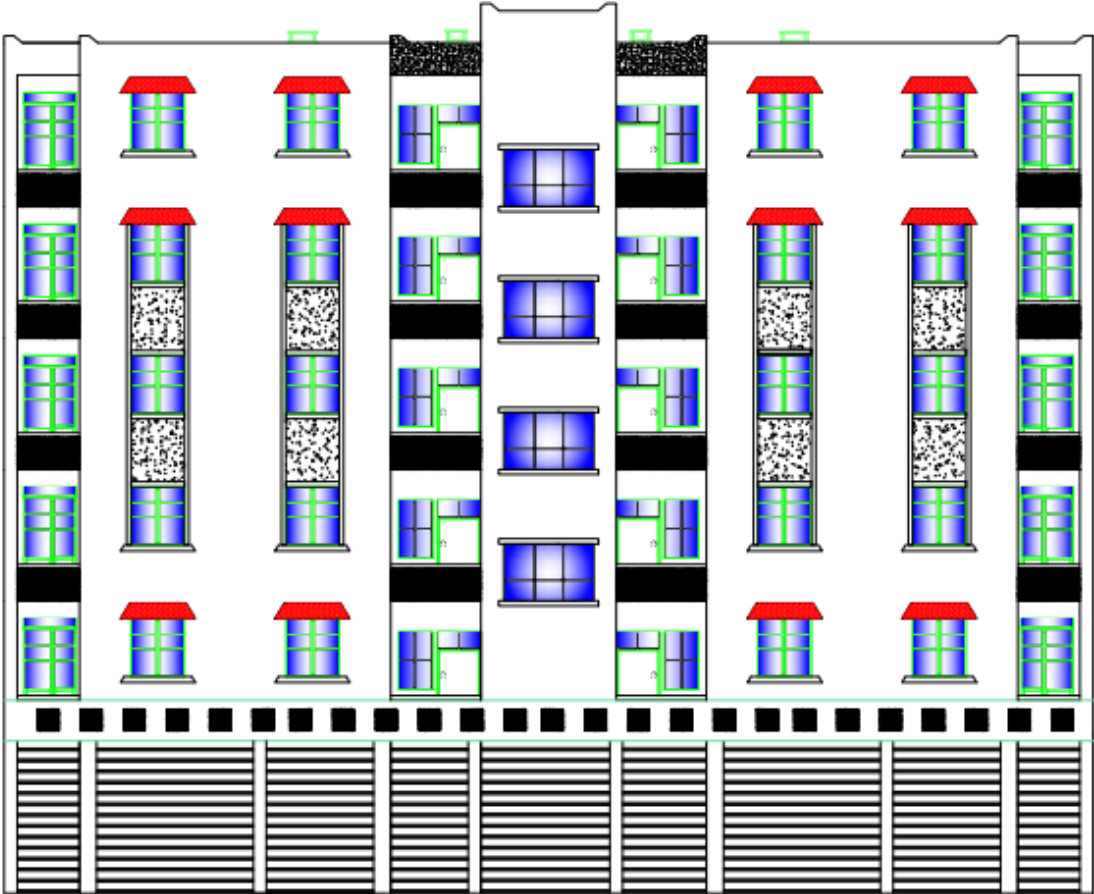


Figure I.2 : La façade postérieure du bâtiment.

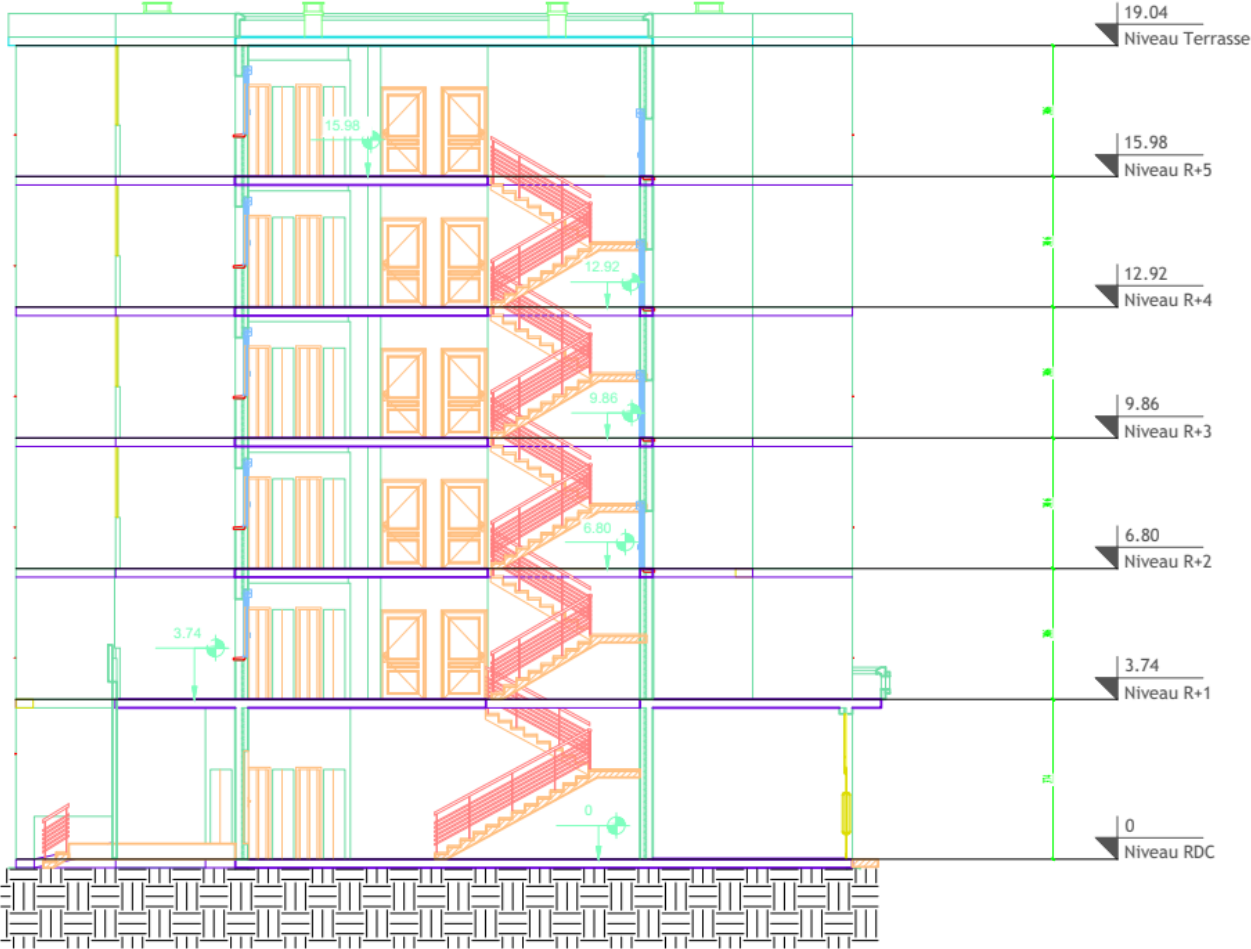


Figure I.3 : La coupe A-A.

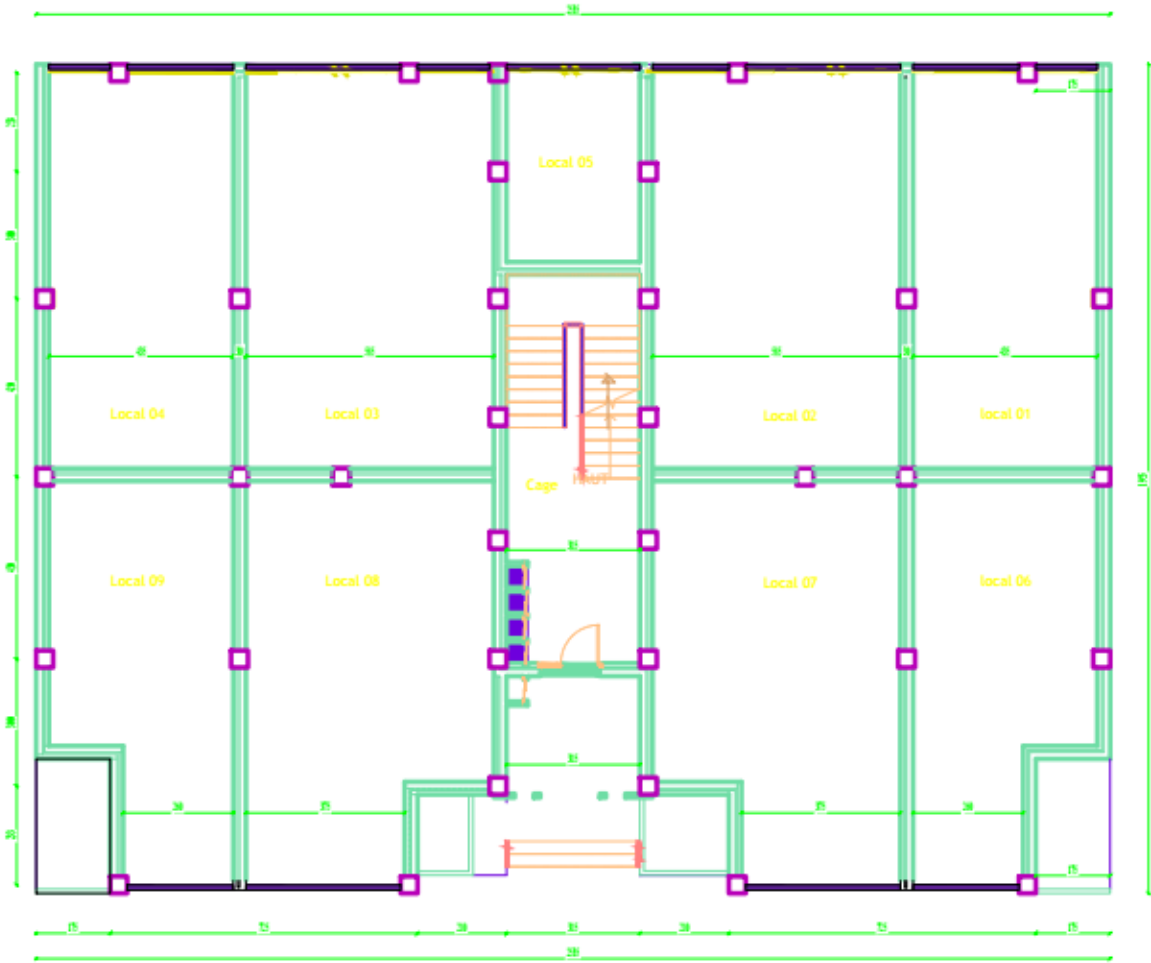


Figure I.4 : Plan du rez-de-chaussée.

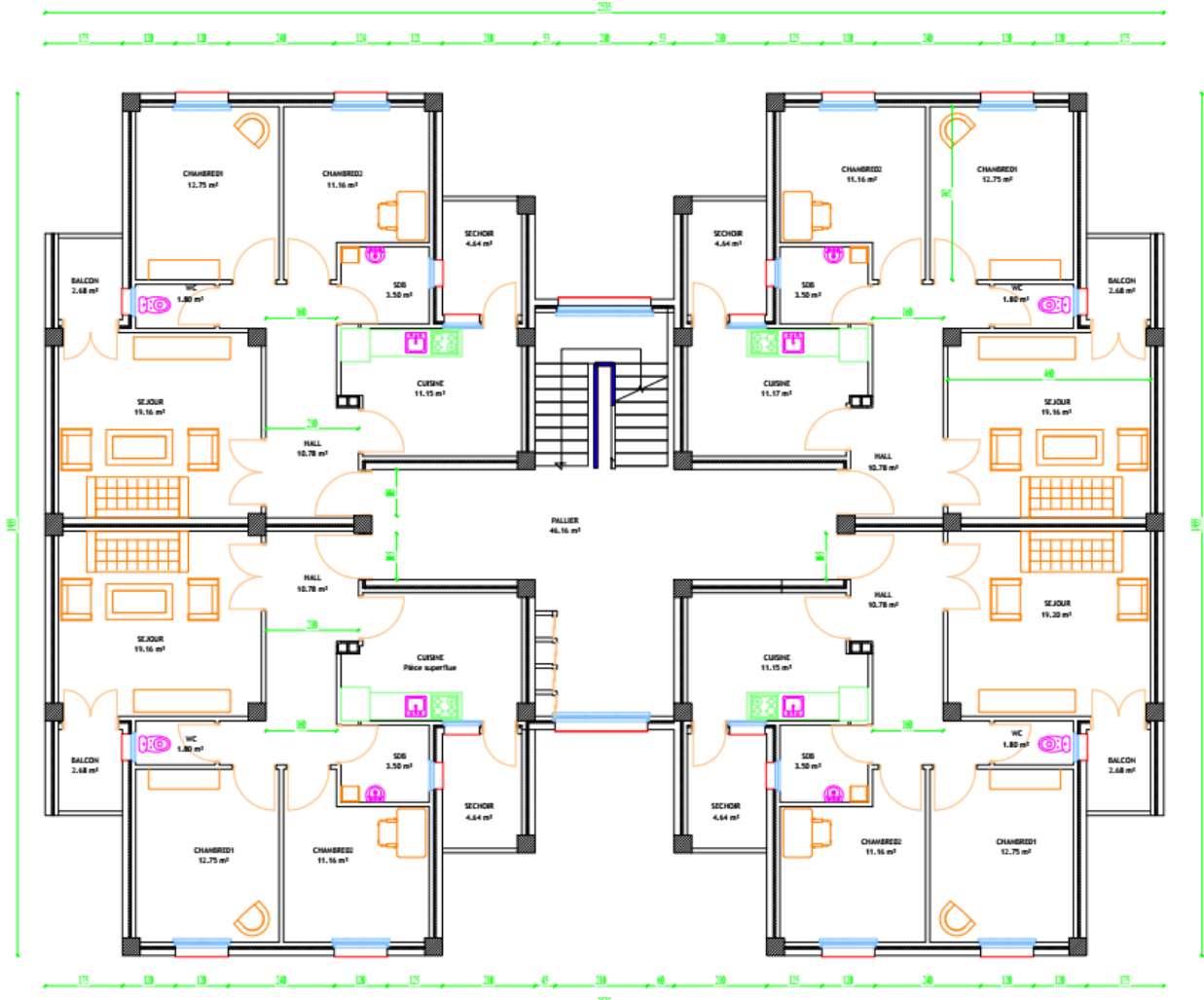


Figure I.5 : Plan d'étage courant (1er étage, 2eme, 3eme,4eme et 5eme étage).

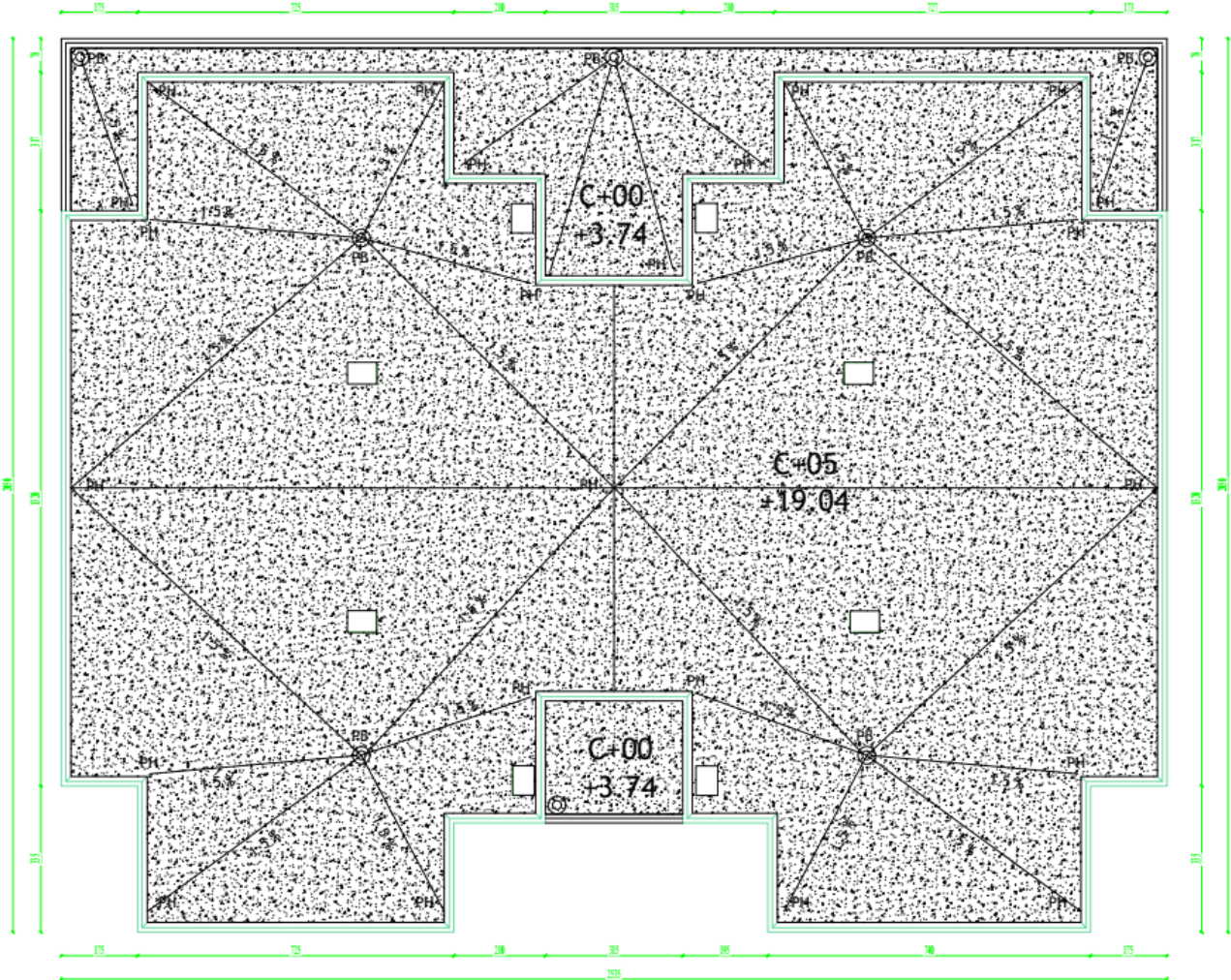


Figure I.6 : Plan de Terrasse.

I.2.2. Caractéristiques géométriques :

Le présent projet a pour objet d'étudier les éléments résistants d'un bâtiment constitué d'un seul bloc régulier en plan et en élévation.

Dimensions en élévation :

- Hauteur du RDC : **3.74 m.**
- Hauteur de l'étage courant : **3.06 m.**
- Hauteur totale du bâtiment sans acrotère : **19.04 m.**
- Hauteur totale du bâtiment avec l'acrotère : **19.64 m.**

Dimensions en plan :

- La largeur totale du bâtiment est de : **19.11 m.**
- La longueur totale du bâtiment est de : **25.35 m.**

I.2.3. Système structural :

Le contreventement de la structure est assuré par des portiques et renforcé par des voiles exigés par le RPA99/2003, pour assurer la stabilité de la structure sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.[3]

De ce fait, elle comporte des éléments résistants dans les trois directions de l'espace :

- **Verticalement** : les poteaux et les voiles.
- **Horizontalement** : les poutres.

I.2.4. Données du site :

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par **RPA99/2003** comme zone de sismicité moyenne (zone IIa).

L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.

Donc selon **RPA 99/2003** ; le sol sur lequel le bâtiment sera implanté est un sol.

Meuble (S2) avec les caractéristiques suivantes :

- L'angle de frottement du sol : $\varphi = 30^\circ$.
- Poids volumique : $\gamma = 18\text{KN/m}^3$.
- La Cohésion : $C = 0.02\text{ MPa}$.
- La contrainte admissible du sol : $\sigma_{\text{sol}} = 3\text{ bar}$

I.3. Les éléments de l'ouvrage :

I.3.1. Les planchers :

Nous avons opté pour deux types de plancher, plancher à corps creux (16 + 4) cm pour les étages et plancher en dalle pleine pour les balcons.

a- Planchers à corps creux (en partie courante) :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles en béton armé espacées de 65 cm, de corps creux en béton expansé (hourdis) et d'une table de compression de faible épaisseur en béton armé par un treillis soudé.[4]

On utilise ce type de plancher pour les raisons suivantes :

- La facilité de réalisation.
- Les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes.
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.

Et en plus , le projet est l'usage d'habitation (Les charges d'exploitations ne sont pas assez importantes).

b- Planchers dalle plein (balcon) :

Sont en dalle pleine encastrée dans une poutre, entourée d'une rampe ou un mur de protection, elle est assimilée à une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment et communique avec l'intérieur par une porte ou une fenêtre.

Les balcons sont des éléments non-structuraux formés de dalle pleine en béton armé.

I.3.2. Maçonneries :

Représenté par l'assemblage de matériaux élémentaires, liés ou non par un mortier. La maçonnerie la plus utilisée en Algérie est en briques creuses. [4]

On distingue dans notre projet deux types de murs :

- Mur extérieur (double paroi):
 - ✓ Brique creuse de 15 cm
 - ✓ L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur
 - ✓ Brique creuse de 10 cm

- Mur intérieur (simple paroi):
 - ✓ Ils sont constitués de brique creuse de 10 cm utilisée généralement pour la séparation des différentes pièces des appartements

I.3.3. L'acrotère :

C'est un élément de béton armé qui entoure la terrasse inaccessible d'une hauteur de 60 cm et d'épaisseur de 10 cm, il a pour rôle de :

- Protection d'étanchéité.
- Entretien des façades.

I.3.4. Terrasse :

La terrasse est inaccessible, et l'étanchéité du plancher terrasse est assuré par une forme de pente et système en multicouche.

I.3.5. Les escaliers : [5]

Sont des éléments non-structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers intermédiaire.

I.3.6. Revêtement : Le revêtement de la structure est constitué par :

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement en carrelage pour les planchers.
- Faïence recouvrant tous les murs dans les salles d'eau ainsi que les cuisines.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

I.3.7. Ossature contreventée :

Le bâtiment est constitué par des portiques et des voiles de contreventement en béton armé suivant les deux sens ; donc d'après [RPA 99/2003](#), le système de contreventement du bâtiment est un système de (contreventement assuré par des voiles et des portiques) tel que :

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises

conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 20 % de l'effort tranchant d'étage d'après **RPA 99/2003**[3].

I.4. Règles et hypothèses de calcul :

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

I.4.1. Le règlement [BAEL 91**] (Béton Armé aux Etats Limites) :**

L'application des règles **BAEL 83** s'impose depuis le **1er janvier 1985**, date à laquelle les règles précédentes **CBA 68** ont été abrogées après une période de coexistence. Ce règlement basé sur la théorie des états limite.[1]

Le but de ce règlement est :

- Améliorer et compléter certaines rédactions mal comprises ou considérées comme peu claires, et par conséquent susceptibles d'être interprétées de façon erronée.
- Corriger les articles ayant fait l'objet de critiques, soit en précisant ou modifiant leur domaine d'application, soit en apportant les retouches nécessaires pour obtenir, dans tous les cas visés, des résultats satisfaisants.
- Tenir compte des textes les plus récents, notamment le fascicule **65 du CCTG**, le **DTU 21 et les règles BPEL 83**, y compris les modifications en cours de préparation pour ce dernier document.

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

I.4.1.1. Définition des états limitent :

C'est un ensemble d'états pour lequel il convient de justifier la sécurité d'une construction, au-delà des critères caractérisant ces états limite, la construction ou l'élément de structure considéré est jugé inapte à remplir sa fonction.

On distingue des états limite ultimes et des états limites de service :[6]

I.4.1.2. Les type des états limitent :

a- Etats limites ultimes (ELU) :

Leur dépassement entraînerait la ruine de l'ouvrage. Ils correspondent à la limite :

- De l'équilibre statique de la construction (renversement).
- De la résistance de chacun des matériaux (rupture).
- De la stabilité de forme (flambement).

La Combinaison d'action à l'état limite ultime est $q = 1.35 G + 1.5 Q$

✓ **Hypothèse de calcul à l'ELU :**

- Conservation des sections planes après déformation.
- Pas de déplacement relatif entre l'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- La résistance à la traction du béton est limitée à 3,5‰ en flexion simple et 2 ‰ en compression simple.
- Les diagrammes linéaires de déformation passent par l'un des trois pivots.
- L'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.

Le dimensionnement à l'ELU est conduit en supposant que le diagramme des déformations passent par l'un des trois pivots A, B ou C définis sur la figure :[7]

Pivot A (domaine 1) :

- Les pièces soumises à la flexion simple/composée ou à la traction simple.
- Allongement de l'acier est pris constant : $\epsilon_{st}=10‰$.

Pivot B (domaine 2) :

- Les pièces soumises à la flexion simple ou composée (béton partiellement comprimé).
- Raccourcissement de la fibre de béton la plus comprimée : $\epsilon_{bc}=3,5‰$.

Pivot C (domaine 3) :

- Les pièces soumises à la flexion composée ou à la compression simple.
- Raccourcissement du béton comprimé : $\epsilon_{bc}=2‰$ pour $y_u = (3/7) h$.

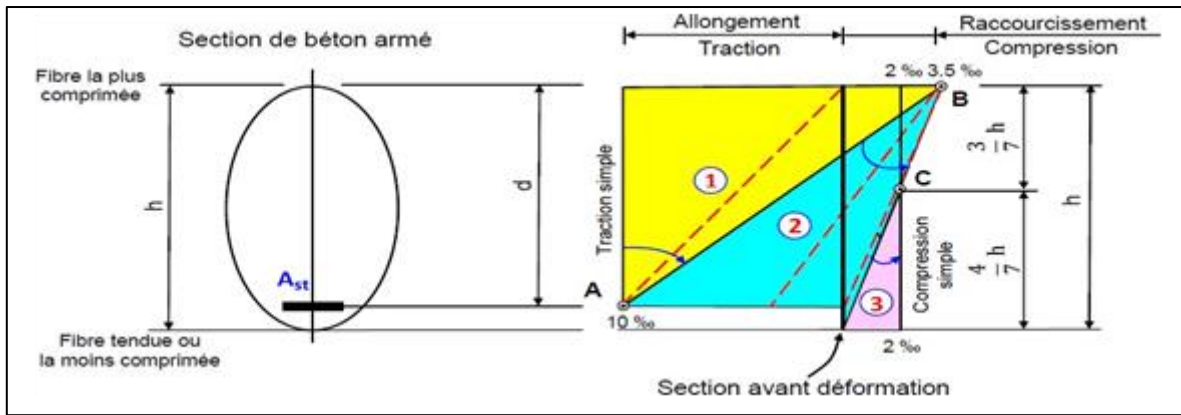


Figure I.7 : Diagramme des déformations limites de la section réglée des trois pivots. [7]

b- Etat limite de service (ELS) :

Ce sont des états dont le dépassement compromettrait le bon fonctionnement en service de la structure, ils correspondent à :

- Les valeurs-limites de la compression du béton ou de traction des aciers.
- Les valeurs-limites de l'ouverture des fissures pour la sécurité de l'ouvrage.
- Les valeurs-limites des déformations acceptables des éléments de la structure.

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

✓ Hypothèses de calcul à l'ELS :

- Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton en dehors du voisinage immédiat des fissures. Le béton tendu est négligé.

- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.

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

n : coefficient d'équivalence.

I.4.2. Le règlement [RPA99] /version2003 (Règle Parasismiques Algériennes) :

Elles sont applicables à toutes les catégories de constructions courantes de configuration simple. Le but de ce règlement est de prévoir les mesures à la conception et à l'exécution des constructions, il prévoit :

- Une classification selon les zones sismiques et le groupe d'usage d'une construction, les caractéristiques et les conditions du sol de fondations.
- Une conception sur la catégorie d'ouvrage pour prévoir un système convenable de contreventement.
- Des dimensionnements en vigueur des éléments structuraux et régulière.

I.5. Caractéristiques des matériaux :

I.5.1. Le Béton :

Le béton est le matériau de construction le plus utilisé en génie civil, notons qu'il est principalement constitué de granulats naturels (sables, gravillons), de liants normalisés (ciments artificiels), d'adjuvants éventuels et d'eau de mouillage.

Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de conception des ouvrages en béton armé (**BAEL91**), ainsi qu'aux règlements appliqués en Algérie.

Le matériau ainsi obtenu sera coulé et son durcissement aura les qualités suivantes : [8]

- La résistance mécanique, essentiellement résistance à la compression simple, et pour certains usages spéciaux, la résistance à la traction.
- La résistance à l'agent agressif, eau de mer, acides, etc...
- Les déformations instantanées et surtout différées, que l'on souhaite généralement le plus faible possible.
- La maniabilité au moment de la mise en œuvre, que peut-être définie comme l'aptitude du béton à remplir parfaitement le moule qui lui est offert sans ségrégation.
- L'on peut enfin rechercher certaines qualités spéciales, telles que la masse spécifique, aussi élevée que possible (béton lourd) ou aussi faible que possible (béton léger).

I.5.1.1. Dosage du béton : [8]

Dans un mètre cube de béton, on a les proportions suivantes :

- Ciment (CPA 325) ⇒ ***dosé à 350 kg /m³***
- Sable grossier ⇒ ***0 < D_g < 5mm → 400 L***
- Gravier ⇒ ***15 < D_g < 25mm → 800 L***

➤ Eau de gâchage \Rightarrow **175 L**

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre **2200 Kg/m³** et **2400Kg**.

I.5.1.2. Classification du béton : [7]

Le béton utilisé dans le bâtiment, ainsi que dans les travaux publics comprend plusieurs catégories.

En générale, le béton peut être classé en 4 groupes selon la masse volumique :

- Béton très lourd : **> 2500 Kg/m³**.
- Béton lourd (béton courant) : **1800 – 2500 Kg/m³**.
- Béton léger : **500 – 1800 Kg/m³**.
- Béton lourd très léger : **< 500 Kg/m³**.

I.5.1.3. Résistance mécanique du béton :

a- Résistance à la compression :

Un béton est défini par sa valeur de résistance à la compression à l'âge de 28 jours exprimée en MPa et notée f_{c28} . Cette résistance est évaluée sur des éprouvettes cylindriques (16 cm, 32 cm), écrasées en compression centrée. [1]

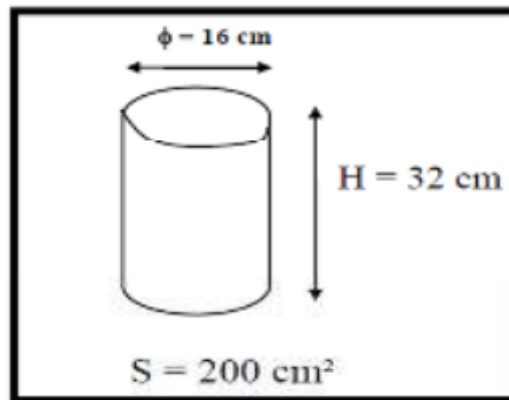


Figure I.8 : Eprouvette cylindrique.

On peut admettre la résistance à la compression à l'âge (j) jours par les formules suivantes exigées par **BAEL91 (art A.2.1. 11)** : [1]

$$\left. \begin{aligned} f_{cj} &= \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28} && \text{pour : } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} &= \frac{j}{1.40+0.95j} \times f_{c28} && \text{pour : } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \quad J < 28 \text{ jours}$$
$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{pour : } j \geq 28 \text{ jour}$$

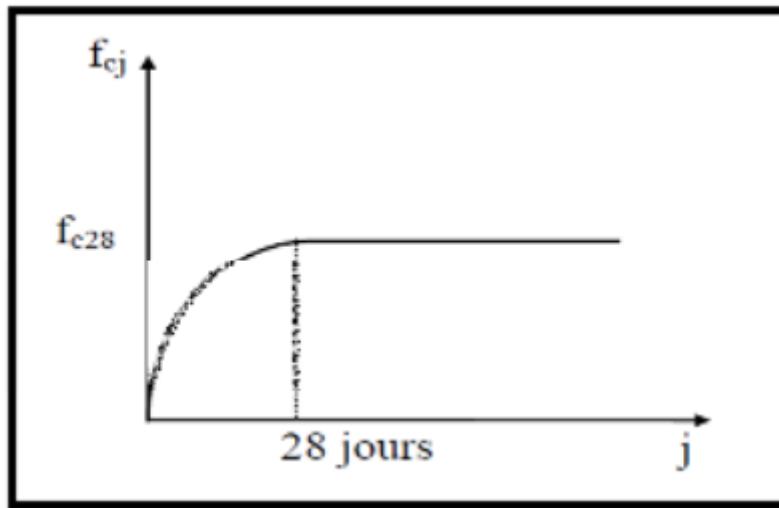


Figure I.9 : Diagramme résistance à la compression - jour (j) du béton.

Pour notre projet, on a pris « $f_{c28}=25 \text{ MPa}$ » et qui est prise sur le chantier faisant l'objet d'un contrôle régulier.

b- Résistance à la traction :

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate, on a recours à deux modes opératoires différents : [8]

- Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées.
- Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai brésilien).

La résistance caractéristique a « j » jours se déduit conventionnellement par la relation :[1]

$$F_{t_j} = 0.6 + 0.06 F_{c_j} \quad \text{BAEL 91 (art A.2.1.12)}$$

$$\text{Pour } j = 28 \text{ jours} \quad ; \quad F_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad ; \quad F_{t_{28}} = 2.1 \text{ MPa}$$

Dans cette relation, f_{tj} et f_{cj} sont exprimés en MPa.

c- Déformation du béton : [7]

✓ **Déformation longitudinale** : il existe deux modules de déformation longitudinale :

▪ **Module de déformation longitudinale instantanée E_{ij}** :

Le béton n'est pas un matériau élastique, pendant le déchargement de l'éprouvette, on observe que la courbe de déchargement est décalée par rapport à la courbe de chargement.

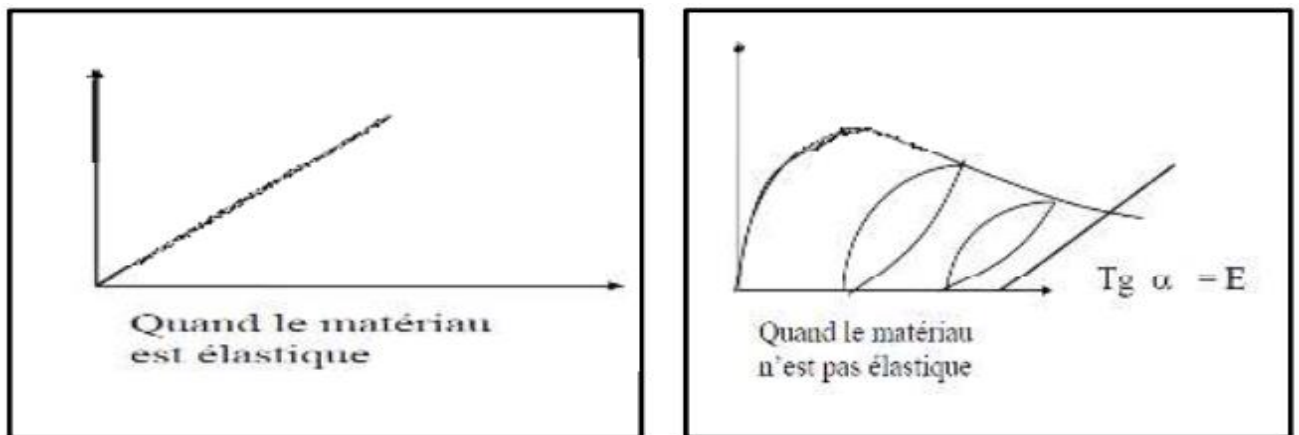


Figure I.10 : Diagramme du matériau élastique et n'est pas élastique. [7]

On admet la relation suivante sous charges d'une durée d'application < 24h.

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

Avec :

f_{cj} : C'est la résistance à la compression à (j) jours exprimée en MPa.

- **Module de déformation longitudinale différée E_{vj}** :

Pour les charges de longue durée d'application > 24 h, le module de déformation longitudinale différée E_{vj} est égal à :

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

✓ Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$:

$$\left\{ \begin{array}{l} E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa.} \\ E_{vj} = 10818,87 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

✓ **Déformation transversale :**

- **Module de déformation transversale :**

Le module de déformation transversale noté « **G** » est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

Avec :

E : module d'YOUNG.

- **Coefficient de poisson ν :**

C'est le rapport entre les déformations transversales et longitudinales **BAEL 91 (art A.2.1.3) : [1]**

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

$\nu = 0.2$ (à l'ELS) pour le calcul des déformations (béton non fissuré).

I.5.1.4. Contrainte ultime du béton :

✓ **État limite ultime (ELU) :**

Pour le calcul à l'ELU, on adopte le diagramme dit "**PARABOL-RECTANGLE**", la figure ci-dessous :

- En compression pure, le diagramme est constitué par la partie parabole du graphe ci-dessous, les déformations relatives étant limitées à 2‰.
- En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

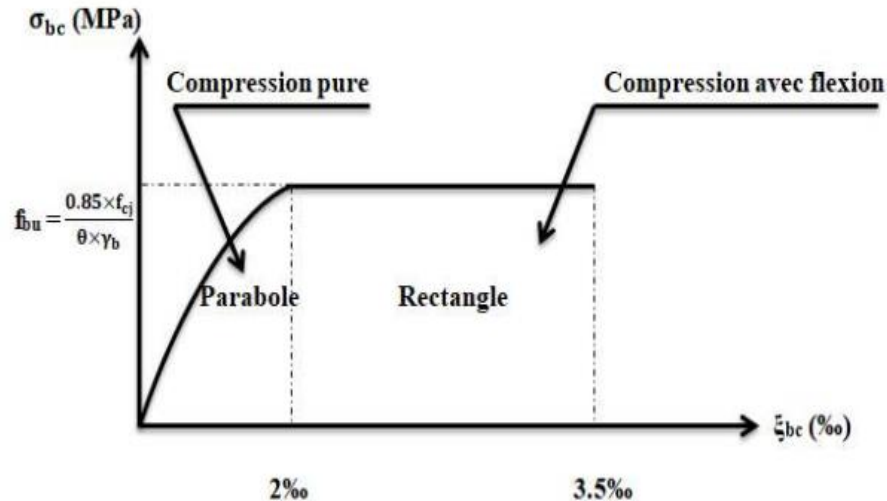


Figure I.11 : Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ELU.

Avec :

f_{bu} : contrainte ultime du béton en compression, elle est donnée par la formule suivante exigée par le **BAEL 91(art A.4.3. 41)** : [1]

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c_j}}{\theta \times \gamma_b}$$

γ_b : coefficient de sécurité du béton.

$\gamma_b = 1.5$ \Rightarrow dans le cas général.

$\gamma_b = 1.15$ \Rightarrow pour situation accidentelle.

θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement :

$\theta = 1$ \Rightarrow si la durée d'application des charges est supérieure à 24h.

$\theta = 0.9$ \Rightarrow si la durée est comprise entre 1h et 24h.

$\theta = 0.8$ \Rightarrow si la durée est inférieure à 1 h.

ξ_{bc} : Déformation du béton en compression.

F_{c_j} : résistance caractéristique à la compression du béton a « j » jours.

Pour notre projet : $f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1.5 \times 1.5} = 14.17 \text{ Mpa}$

✓ **Etat limite de service (ELS) :**

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

Le bâtiment doit vérifier les trois critères suivants :

- Compression du béton.
- L'ouverture des fissures.
- Déformation des éléments de la construction.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :[4]

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times F_{cj}$$

Pour notre projet : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$

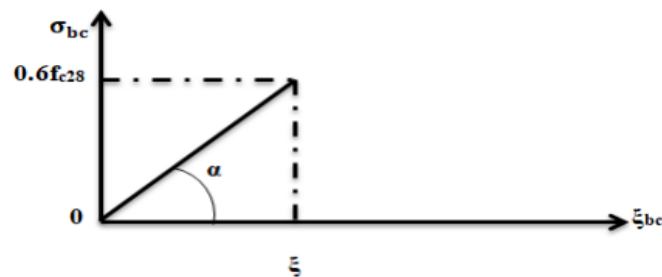


Figure I.12 : Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ELS.

Contrainte ultime de cisaillement :

Selon les cas suivants on définit « τ_u » par les expressions.

➤ Cas de fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right)$$

Armatures transversales droites ou perpendiculaire + barres relevées.

➤ Cas de fissuration préjudiciable et très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right)$$

Armatures transversales droites ou perpendiculaire + barres relevées.

➤ **Pour tous les cas de fissuration :**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.27f_{cj}}{\gamma_b}; 7\text{MPa}\right)$$

Armatures inclinées a 45° sur l'axe de la poutre.

➤ **Pour toutes les sections droites sont comprimées (poteau) :**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.06 f_{cj}}{\gamma_b}; 1.5\text{MPa}\right)$$

Sachant que la contrainte du cisaillement dans le béton est définie par :

$$\bar{\tau}_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Avec :

V_u : effort tranchant.

b_0 , d : dimension de la pièce.

I.5.2. L'acier :

L'acier est un mélange de fer et de carbone en faible pourcentage, c'est un matériau caractérisé par sa bonne résistance aussi bien à la traction qu'à la compression.

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent pas être repris par le béton.

Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques et leurs modules d'élasticité, on distingue :

Les treillis soudés :

Les treillis soudés sont formés par assemblage de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence par soudage de chaque point de croisement de nuance FeE500.

Les ronds lisses :

Ce sont des barres laminées de sections circulaires.

Les barres de haute adhérence :

Ce sont des barres de section circulaire ayant subi un traitement mécanique, dans le but de présenter une surface rugueuse, et ceci afin d'augmenter l'adhérence entre l'acier et le béton.

Selon le [RPA99/2003](#)[3], les armatures longitudinales pour béton armé sont des éléments principaux qui doivent être à haute adhérence (HA) avec $F_e \leq 500$ MPa, l'allongement relatif sous la charge maximale spécifique doit être supérieur ou égale à 5 %.

I.5.2.1. Les nuances d'acier :

Il existe des nuances principales qui correspondent à des qualités de limite élastique et de résistance différentes. [7]

✓ Aciers en barres :

Type d'acier	Ronds lisses (RL)	Barres à haute Adhérence (BHA)
Désignation	Fe 235	Fe 400/500
Limite d'élasticité	Fe 215 / 235 MPa	Fe 400/500 MPa
Contrainte de la rupture	FeE215 \geq 330 MPa FeE235 \geq 410 MPa	FeE400 \geq 480 MPa FeE500 \geq 550 MPa
Allongement à la rupture	22 %	FeE 400 : 14 % FeE 500 : 12 %
Diamètres courants	6-8-10-12	6-8-10-12-14-16-20-25-32-32-40
Coefficient de fissuration η	1	1,6

Tableau I.1 : Les nuances des aciers en barres.

✓ Treillis soudés :

Type d'acier	Ronds lisses (T.S.L)	Barres à haute Adhérence (T.S.H.A)
Limite d'élasticité	500(tous diamètres)	500(tous diamètres)
Résistance à la rupture	550 MPa	550 MPa

Allongement à la rupture	8%	8%
Diamètres courants	3,5 mm à 9 mm avec un pas de 0,5 mm	3,5 à 12 mm avec un pas de 0,5 mm
Coefficient de fissuration η	1	1,3 pour < 6 mm 1,6 ≥ 6 mm

Tableau I.2 : Les nuances de treillis soudés.

Dans notre ouvrage, on utilisera :

- ✓ Aciers de haute adhérence **FeE500** ... Armatures longitudinales et transversales.
- ✓ Treillis soudés (TS) **FeE500**... Dalle de compression.

I.5.2.2. Module d'élasticité longitudinale :

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pratiquement constant, quel que soit l'acier est pris égale à : $E_s = 200000 \text{ MPa}$.

✓ Etats limites ultimes (ELU) :

Pour le calcul, on utilise le diagramme contrainte-déformation expérimentale, ce diagramme se compose de deux parties : **BAEL91(art A.2.2,2) [1]**

- Droite de Hook :

($E_s = \frac{\sigma_s}{\varepsilon_s}$) de pente ($E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$) indépendante de la nuance.

- Droite d'horizontale :

Limitée à 10% (déformation maximale).

$$\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} \quad \Rightarrow \quad \text{Pour : } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\%$$

$$\sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \quad \Rightarrow \quad \text{pour : } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se}$$

$$\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s \times E_s}$$

Avec :

$$\gamma_s = 1.15 \quad \Rightarrow \quad \text{Pour une situation courante.}$$

$$\gamma_s = 1 \quad \Rightarrow \quad \text{Pour une situation accidentelle.}$$

ε_s : Allongement relatif.

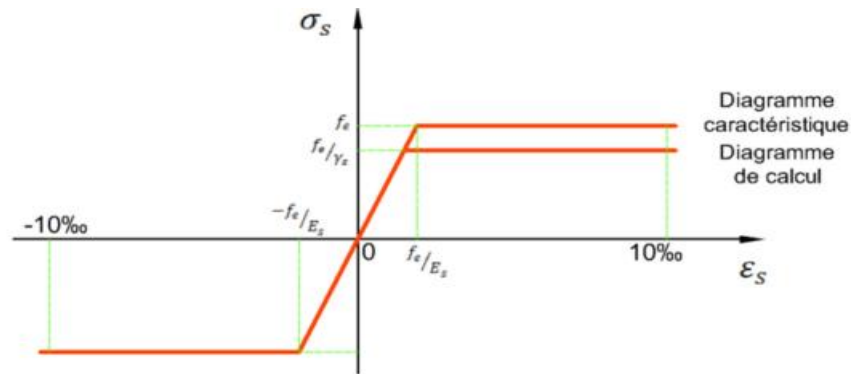


Figure I.13 : Diagramme contraintes déformations d'acier.

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple.

✓ **Etats limites de service (ELS) :**

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

- **Fissuration peu-préjudiciable :** (pas de limitation dans les contraintes).

$$\bar{\sigma}_s = F_e = 500 \text{ MPA}$$

- **Fissuration préjudiciable :** cas des éléments exposés aux agressions non-sévères (Chimiques, atmosphériques...etc.)

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} F_e ; 110 \sqrt{\eta \times F_{t28}} \right)$$

Pour ($\eta = 1.6 ; F_{t28} = 2.1 \text{ Mpa} \rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.6 \text{ Mpa} ; F_e = 500 \text{ MPA}$)

- **Fissuration très préjudiciable :** cas des éléments importants ou exposés aux agressions sévères.

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} F_e ; 90 \sqrt{\eta \times F_{t28}} \right)$$

Pour ($\eta = 1.6 ; F_{t28} = 2.1 \text{ Mpa} \rightarrow \bar{\sigma}_s = 165 \text{ Mpa} ; F_e = 500 \text{ MPA}$)

η : Coefficient de fissuration :

$\eta = 1.6 \Rightarrow$ Pour les aciers à haut adhérences (HA) de diamètre $\geq 6\text{mm}$.

$\eta = 1.3 \Rightarrow$ Pour les aciers à haut adhérences (HA) de diamètre $\leq 6\text{mm}$.

$\eta = 1 \Rightarrow$ Pour les aciers ronds lisses.

I.5.2.3. Protection des armatures : (art A.7-2.4 BAEL91)

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets intempéries et des agents agressifs. On doit contrôler ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- $C \geq 5 \text{ cm}$: pour les éléments exposés à la mer ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3 \text{ cm}$: pour les éléments situés au contact d'un liquide (Réservoir, tuyaux, canalisations)
- $C \geq 1 \text{ cm}$: pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

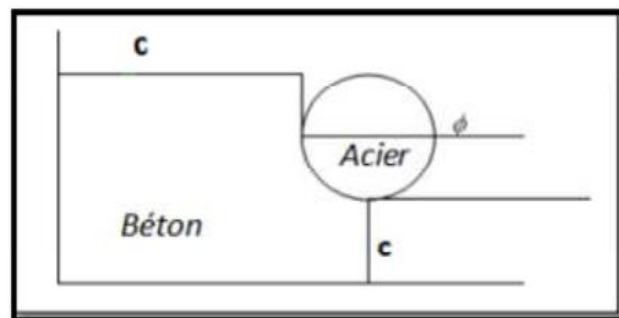


Figure I.14 : L'enrobage.

I.5.2.4. Condition de non-fragilité : [5]

Une section est considérée comme non-fragile lorsque la sollicitation provoquant la fissuration du béton inférieur à la limite élastique des aciers. Une section minimum d'armatures longitudinales est imposée réglementairement. Cette section doit équilibrer la sollicitation de fissuration du béton non armé.

✓ Pour des pièces soumises à la traction simple : bien que le béton n'intervient pas dans la résistance à la traction mais il doit répondre à la condition de non-fragilité pour les raisons suivantes:

- Assurer la couverture des aciers
- Relie les barres d'acier

$$A_s \geq A_{smin} = \frac{B \times F_{t28}}{F_e}$$

Avec :

F_e : limite d'élasticité de l'acier.

B : section totale du béton tendu.

F_{t28} : résistance caractéristique du béton à la traction.

✓ Pour les pièces de section rectangulaire soumises à la flexion simple :

$$A_s \geq A_{smin} = 0.23 \frac{b \times d \times F_{t28}}{F_e}$$

b et d : sont les dimensions de la section.

Etude d'un bâtiment à usage
d'habitation et commercial **R+5**

Chapitre II : Pré-dimensionnement

II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments est une étape régie par des lois empiriques issues de l'expérience. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance et à la durabilité de l'ouvrage. Pour cela, nous référons aux recommandations du [CBA 93](#) [2], [BAEL91](#) [1] et du [RPA99 / 2003](#) [3].

- Sollicitations verticales concernant les charges permanentes et les surcharges.
- Sollicitations horizontales concernant le séisme.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent augmenter après vérifications dans la phase du dimensionnement, la transmission des charges se fait comme suit :

Charges et surcharges → planchers → poutrelles → poutres → poteaux → fondations → sol

II.2. Pré dimensionnement des éléments secondaires :

II.2.1. Les poutres :

Les poutres de notre bâtiment sont des éléments en béton armé de section rectangulaire, elles sont susceptibles de transmettre aux poteaux les efforts dus aux chargements verticaux ramenés par les planchers. Les poutres seront pré dimensionné selon les formules empiriques données par [BAEL91](#) et vérifiées par la suite selon le [RPA99/2003](#).

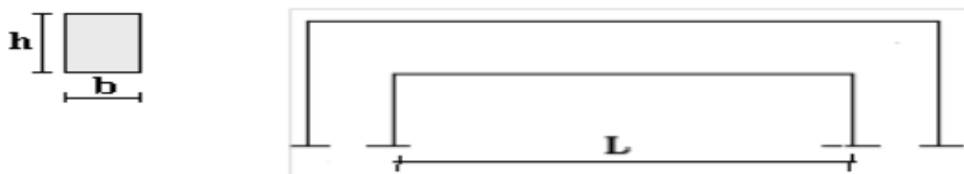


Figure II.1 : composants de la poutre.

II.2.1.1. Poutres principales :

Ce sont les poutres susceptibles de reprendre les charges provenant des poutrelles, elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

D'après le **BAEL91** (art A.4.14) : [1]

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \dots\dots\dots (1); \quad 0.4h \leq b \leq 0.7h \dots\dots\dots (2)$$

Avec :

L_{max} : distance maximale entre nus d'appuis.

h : hauteur de la poutre.

a- Poutres principales :

$$L = 7.1 \text{ m}$$

$$\frac{7.1}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{7.1}{10} \Rightarrow 47.33 \text{ cm} \leq h_{pp} \leq 71 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h = 50 \text{ cm}$$

$$0.4 \times 0.50 \leq b \leq 0.7 \times 0.50 \Rightarrow 0.2 \leq b \leq 0.35$$

Soit : $h = 50 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

b- Poutres principales :

$$L = 3.5 \text{ m}$$

$$\frac{3.5}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{3.5}{10} \Rightarrow 23.33 \text{ cm} \leq h_{pp} \leq 35 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h = 40 \text{ cm}$$

$$0.4 \times 0.40 \leq b \leq 0.7 \times 0.40 \Rightarrow 0.16 \leq b \leq 0.28$$

Soit : $h = 40 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

c- Poutres principales :

$$L = 6.1 \text{ m}$$

$$\frac{6.1}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{6.1}{10} \Rightarrow 40.66 \text{ cm} \leq h_{pp} \leq 61 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h = 45 \text{ cm}$$

$$0.4 \times 0.45 \leq b \leq 0.7 \times 0.45 \Rightarrow 0.18 \leq b \leq 0.31$$

Soit : $h = 45 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

II.2.1.2. Poutres secondaires (chaînages) :

Ce sont les poutres parallèles aux poutrelles. Elles sont pré dimensionné selon la condition de flèche du **BAEL91 (art A.4.14)** .

La hauteur des poutres secondaire est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{L}{10}$$

L : portée libre maximale entre nus d'appui de la poutre secondaire.

$$L = 4 \text{ m} \Rightarrow 26.66 \text{ cm} \leq h_{ps} \leq 40 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h = 40 \text{ cm}$$

$$0.4 \times 0.40 \leq b \leq 0.7 \times 0.40 \Rightarrow 0.16 \leq b \leq 0.28$$

Soit : $h = 40 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

II.2.1.3. Vérifications :

Selon les recommandations du **RPA 99 version 2003**, on doit satisfaire les conditions suivantes :

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

Sachant que

b : Largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

Pour les poutres principales :

a –

$$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

$$h = 50 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

$$h / b = 50 / 30 = 1.66 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

b -

$$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

$$h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

$$h / b = 45 / 30 = 1.5 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

c -

$$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

$$h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

$$h / b = 40 / 30 = 1.33 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

Pour les poutres secondaires :

$$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

$$h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

$$h / b = 40 / 30 = 1.33 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

Donc les sections adoptées passent vis-à-vis les conditions imposées par les **RPA**.

II.2.2. Les planchers :

On appelle plancher nervuré l'ensemble constitué de nervures (ou poutrelles) supportant des dalles de faible portée. Les nervures sont en béton armé, coulées sur place, et reposant sur des poutres principales ou des voiles.

L'épaisseur totale des planchers doit satisfaire la condition suivant le **BAEL 91/modifiées 99 (article B.6.8.421)**, les hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm.

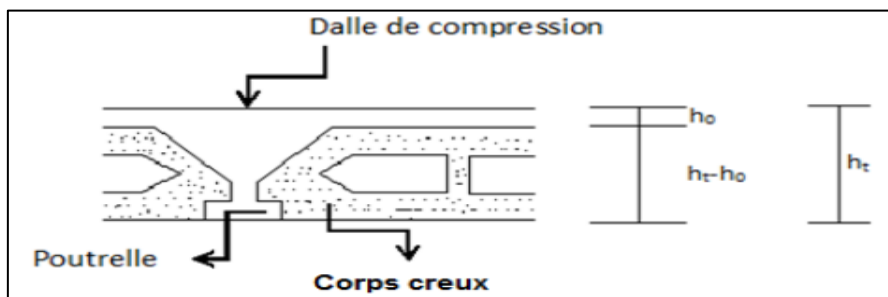


Figure II.2 : Coupe d'un plancher à corps creux.

- Condition de flèche **BAEL 91/modifiées 99 (article B.6.8.424)**.

D'après le **BEAL (article 6.8.4.2.4)** la hauteur d plancher doit vérifier la condition suivante :

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

L_{max} : Longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles.

h_t : La hauteur du plancher.

Avec : $L_{max} = 510 \text{ cm} \Leftrightarrow h_t \geq \frac{510}{22.5} = 22.66 \text{ cm}$

On adopte pour la hauteur du plancher $h_t = 24 \text{ cm}$ (20 + 4) tel que 4 cm est l'épaisseur de la dalle de compression.

II.2.3. Les Plancher en dalle pleine :

Ce sont des planchers entièrement en béton armé, coulés sur place. Ils reposent sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués de poutres en béton armé.

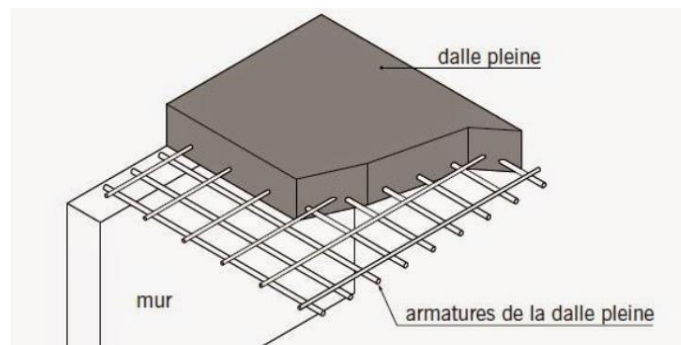


Figure II.3 : Dalle pleine en béton armé.

Isolation phonique :

Selon les règles techniques « **BEAL** » l'épaisseur du plancher doit être $e \geq 13 \text{ cm}$ pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On adopte : $e_1 = 15 \text{ cm}$

Condition de résistance au feu : (BAEL)

Les normes imposent des épaisseurs de l'ordre :

$e \geq 7 \text{ cm}$ 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.

On adopte : $e_2 = 15 \text{ cm}$

Condition de résistance à la flexion :

$e \geq \frac{L_x}{20}$ Pour une dalle sur un seul appui.

$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$ Pour une dalle sur deux appuis.

Pour une dalle reposant sur trois ou quatre appuis, la condition a vérifié est :

$$\frac{L_{max}}{50} \leq e \leq \frac{L_{max}}{40} \Rightarrow \frac{710}{50} \leq e \leq \frac{710}{40} \Rightarrow 14.2 \leq e \leq 17.75$$

On adopte : $e_3 = 15 \text{ cm}$

L_{max} : La plus grande dimension de la dalle.

$$e \geq \max(e_1, e_2, e_3) = \max(15, 15, 15) \Rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

Donc finalement on prend l'épaisseur de la dalle : $e = 15 \text{ cm}$

II.2.4. Les poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Sont disposées parallèlement à la plus petite portée (sens porteur, le plancher travaillant dans un seul sens).
- Si, les poutres dans les deux sens sont égales alors on choisit le sens ou on a plus

d'appuis (critère de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.

Le dimensionnement des poutrelles se fait suivant h_t , b_0 et b_1 .

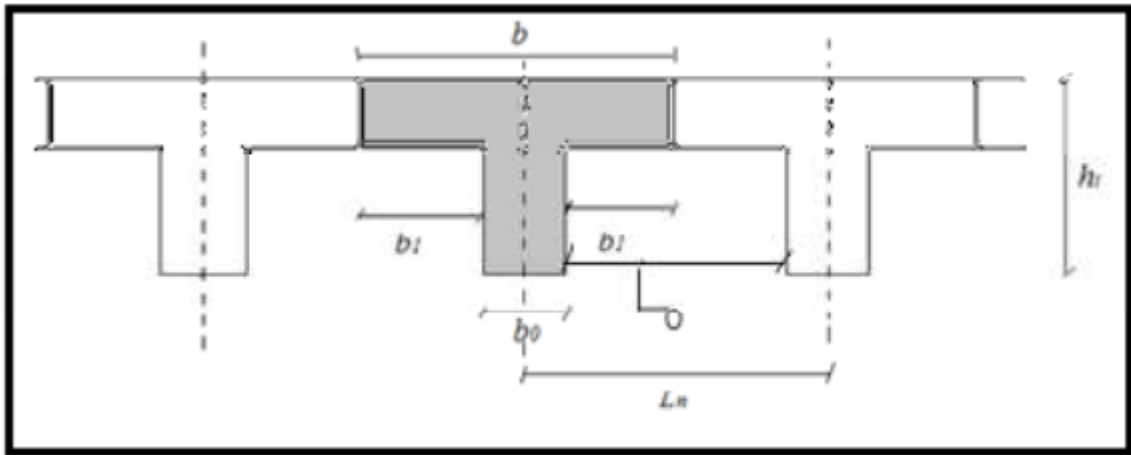


Figure II.4 : nervure à section en T.

Avec :

b : la largeur de table.

b_0 : la largeur de nervure.

L_n : Distance entre axes des poutrelles.

h_t : hauteur totale du plancher.

$$b = b_0 + 2b_1$$

$$0.3 h_t \leq b_0 \leq 0.4 h_t \Rightarrow 0.3 \times 24 \leq b_0 \leq 0.4 \times 24 \Rightarrow 7.2 \text{ cm} \leq b_0 \leq 9.6 \text{ cm}$$

Alors : **$b_0 = 10 \text{ cm}$**

$$L_n = 55 + 10 = 65 \Rightarrow L_n = 65 \text{ cm}$$

$$b_1 = \min \left(\frac{L_n - b_0}{2} ; \frac{L_{max}}{10} \right) \Rightarrow b_1 = \min \left(\frac{65 - 10}{2} ; \frac{510}{10} \right) \Rightarrow b_1 = \min (27.5 ; 51)$$

Alors : **$b_1 = 27.5 \text{ cm}$**

Donc : **$b = 10 + 2 \times 27.5$**

$b = 65 \text{ cm}$

Alors la largeur totale de la table de compression pour une nervure : **$b = 65 \text{ cm}$** .

II.2.5. Les balcons :

Le balcon est un élément d'architecture consistant en une dalle pleine encastree dans la poutre et entourée d'une rampe ou d'un mur de protection, elle est considérée comme étant une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment. Rappelle le calcul se fera à la flexion simple pour une bande d'un mètre linéaire.

L'épaisseur de la dalle pleine dépend de là :

Résistance à la flexion :

Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$

L_x : est le petite portée du panneau le plus sollicité.

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \Rightarrow \frac{155}{35} \leq e \leq \frac{155}{30} \Rightarrow 4.43 \leq e \leq 5.17$$

On adopte : $e_1 = 5 \text{ cm}$

Condition de résistance au feu : (BAEL)

Les normes imposent des épaisseurs de l'ordre :

$e \geq 7 \text{ cm}$ 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.

On adopte : $e_2 = 15 \text{ cm}$

Alors pour une dalle de balcon en prend une épaisseur de : $e = 15 \text{ cm}$.

II.2.6. Les escaliers :

Un escalier sert à relier un étage à un autre, il se compose d'un certain nombre de marches. On appelle : [5]

▪ **Le contre marche** : désigne soit la face verticale située entre deux marches consécutives, soit la pièce de bois ou de métal qui ferme l'espace entre ces deux marches

- **La marche** : surface plane de l'escalier sur laquelle on pose le pied pour monter ou descendre. Par extension, le terme désigne également la pièce de bois ou de métal qui reçoit le pied.
- **Le nez de marche** : bord avant de la marche, en saillie par rapport à la contremarche inférieure.
- **L'emmanchement $\langle E \rangle$** : la longueur utile de l'escalier, mesurée entre murs ou entre limons.
- **Le giron $\langle G \rangle$** : distance horizontale mesurée entre le nez de deux marches consécutives.
- **La hauteur de marche $\langle H \rangle$** : distance verticale qui sépare le dessus d'une marche du dessus de la marche suivante.
- **Paillasse** : dalle inclinée en béton armé constituant l'élément porteur de l'escalier. Elle renferme toutes les armatures en acier longitudinales et transversales.
- **La volée** : ensemble des marches d'un escalier, compris entre deux paliers consécutifs.
- **Palier** : la partie horizontale entre deux volées (longueur minimale = 3 marches).
- **Garde-corps** : la protection de la volée des paliers du côté du vide (Bois, Métal...).
- **La dénivelée** : hauteur totale franchie par un escalier. La dénivelée est aussi appelée hauteur à monter ou hauteur d'escalier.

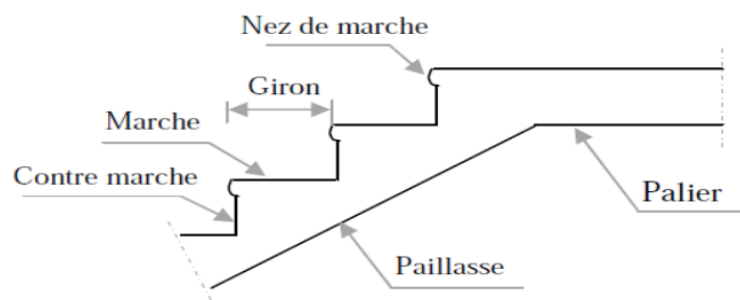


Figure II.5 : Coupe d'un escalier.

Terminologie :

e : Épaisseur d'escalier.

L_0 : Longueur projetée de la paillasse.

h : Hauteur du contre marche.

g : Largeur de la marche.

α : Inclinaison de la paillasse.

E : Emmarchement.

L' : Longueur réelle de l'escalier.

H : Hauteur d'une volée.

On distingue dans notre projet un seul type d'escalier :

Escaliers droits à deux volées, du sous-sol jusqu'au dernier étage.

Pour déterminer « g et h » on utilise la relation de **BLONDEL** qui est la suivante :

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

$$g = \frac{L_0}{n-1} \text{ et } h = \frac{H}{n}$$

n : Nombre de contre marche.

$n - 1$: Nombre de marches.

$$\text{Si } g + 2h = 64 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

Remplaçant dans (2) on trouve :

$$\frac{L_0}{n-1} + 2 \frac{H}{n} = 64 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 64 \times n^2 - (64 + 2H + L_0) \times n + 2 \times H = 0 \dots \dots \dots (3)$$

n est la solution de l'équation (3)

L'épaisseur de la paillasse e est donnée par :

$$\frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20}$$

II.2.6.1. Dimensionnement des escaliers marches et contre marches :

Pour RDC :

Pour volée 1 :

$$H = 221\text{cm} ; L_0 = 360\text{cm}$$

$$L' = L = \sqrt{L_0^2 + H^2} = 422.42\text{cm}$$

On remplace g et h dans l'équation :

$$64 \times n^2 - (64 + 2 \times 221 + 360) \times n + 2 \times 221 = 0$$

$$\Rightarrow n = 13$$

Donc : le nombre de contre marche $n = 13$

Nombre de marche $n - 1 = 12$

Donc on obtient pour g et h les valeurs suivantes :

$$h = \frac{221}{13} = 17\text{ cm}$$

$$g = \frac{360}{12} = 30\text{cm}$$

$$\frac{422.42}{30} \leq e \leq \frac{422.42}{20}$$

$$14.08 \leq e \leq 21.12$$

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

$$\tan \alpha = \frac{H}{L_0} = \frac{221}{360} = 0.614$$

$$\alpha = 31.55^\circ$$

n	n-1	h(cm)	g (cm)	α	e (cm)
13	12	17	30	31.55	15

Tableau II.1: Les résultats d'escalier de RDC.

Pour volée 2 :

$$H = 153\text{cm} ; L_0 = 240\text{cm}$$

$$L' = L = \sqrt{L_0^2 + H^2} = 284.62\text{cm}$$

On remplace g et h dans l'équation :

$$64 \times n^2 - (64 + 2 \times 153 + 240) \times n + 2 \times 153 = 0$$

$$\Rightarrow n = 9$$

Donc : le nombre de contre marche $n = 9$

Nombre de marche $n - 1 = 8$

Donc on obtient pour g et h les valeurs suivantes :

$$h = \frac{153}{9} = 17\text{cm}$$

$$g = \frac{240}{8} = 30\text{cm}$$

$$\frac{284.62}{30} \leq e \leq \frac{284.62}{20}$$

$$9.49 \leq e \leq 14.23$$

Donc on prend $e = 15\text{ cm}$

$$\tan \alpha = \frac{H}{L_0} = \frac{153}{240} = 0.6375$$

$$\alpha = 32.52^\circ$$

n	n-1	h(cm)	g (cm)	α	e (cm)
9	8	17	30	32.52	15

Tableau II.2: Les résultats d'escalier de RDC.

II.2.7. L'acrotère :

L'acrotère est un mur périphérique qu'on réalise en béton armé pour contourner le bâtiment au niveau de la terrasse. Son rôle est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher-terrasse. Ainsi, il sert à la protection des ouvriers de maintenance. Les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure suivante :

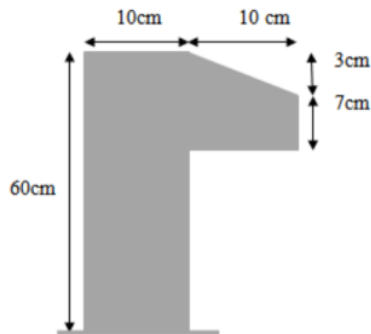


Figure II.6: Les dimensions de l'acrotère.

Surface de l'acrotère :

$$S = 10 \times 60 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10 \Rightarrow S = 685 \text{ cm}^2$$

II.2.8. Les voiles :

Le pré dimensionnement des voiles se fera selon les prescriptions du [RPA 99](#). Les murs en béton servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

D'après le [RPA 99](#) ([article 7.7.1](#)) : « Les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. »

Avec :

L : Porté du voile.

e : Épaisseur du voile.

a- L'épaisseur :

L'épaisseur du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité. Dans notre cas :

$$h_{e \max} = h - h_t = 3.74 - 0.45 = 3.29 \text{ m.}$$

Avec :

h : Hauteur libre d'étage

h_t : hauteur de la poutre

$$\text{D'où : } e \geq 329/20 = 16.45 \text{ cm.}$$

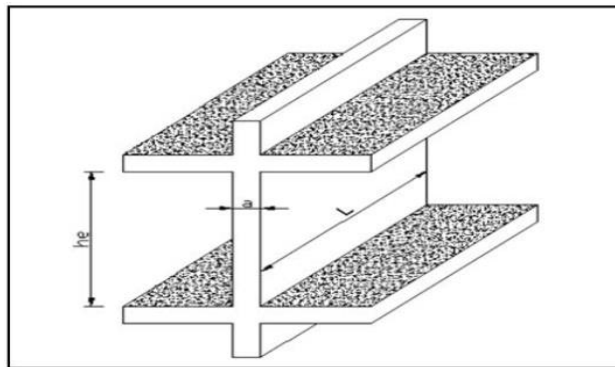


Figure II.7: coupe de voile en élévation.

On prend : $e = 20 \text{ cm}$

En parallèle, l'épaisseur minimale que doit avoir le voile, et qui est exigée par le **RPA 99**, est de $e = 20 \text{ cm}$.

b- Vérification de la largeur : (art 7.7.1)

Les éléments satisfaisant à la condition suivante seule considérée comme étant des voiles $L_{\min} \geq 4e$

Dans notre cas $L_{\min} = 329 \text{ cm} \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \Rightarrow$ (condition vérifiée)

III.3. La descente des charges :

La descente de charge est l'opération qui consiste à calculer toutes les charges qui reviennent à un élément porteur depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation. Les charges considérées concernent les charges permanentes et les charges d'exploitation.

Rôle de descente des charges :

- Évaluation des charges (G et Q) revenant aux fondations.
- Vérification de la section des éléments porteurs (poteaux, voiles).

III.3.1. Evaluation des charges et surcharges :

III.3.1.1. Les charge des planchers :

a- Plancher terrasse inaccessible : [DTR B.C.2.2](#)

Désignation de l'élément	γ (kN/m^3)	Epaisseur (m)	G(KN/m^2)
Protection en gravillons	20	0.05	1
Étanchéité multicouche	6	0.02	0.12
Isolation thermique(liège)	4	0.04	0.16
Forme de pente	20	0.10	2
Plancher en corps creux	/	0.2+0.04 (0.24)	3.1
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
			G = 6.58
			Q = 1

Tableau.II.3 : Les charges permanentes sur le plancher corps creux.

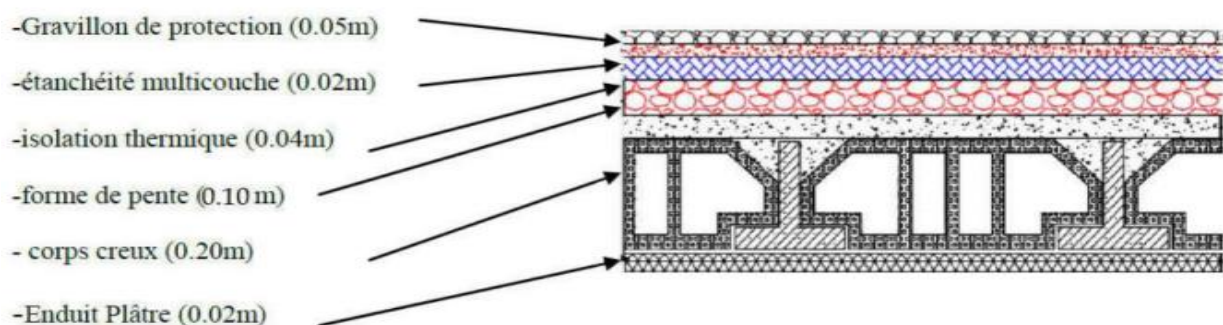


Figure II.8 : Plancher terrasse.

b- Plancher étage Courant :

Désignation de l'élément	γ (kN/m^3)	Epaisseur (m)	G(KN/m^2)
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de sable	18	0.03	0.54
Plancher en corps creux	/	0.2+0.04(0.24)	3.1
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
Cloisons	/	/	1.5
			G = 6.18
			Q = 1.5

Tableau II.4 : Les charges permanentes sur le plancher corps creux étage.

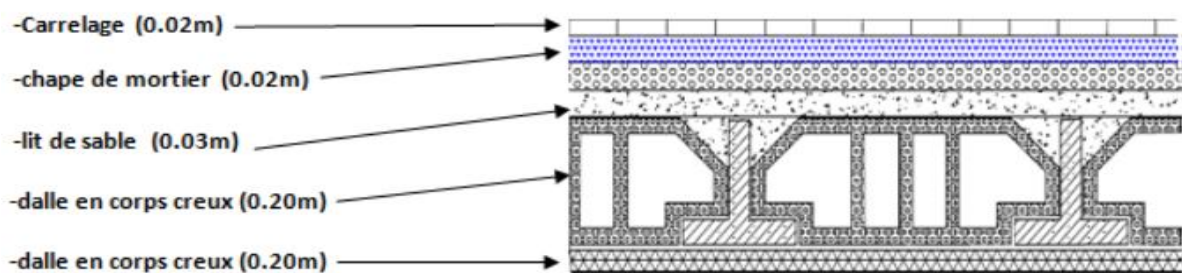


Figure II.9 : Plancher étage courant.

III.3.1.2. Les charge de Dalle pleine (Les balcons) :

a- Balcon étage courant :

Désignation de l'élément	γ (kN/m^3)	Epaisseur (m)	G(KN/m^2)
Carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Couche de sable	18	0.03	0.54
Dalle pleine	25	0.15	3.75
Enduit de ciment	20	0.02	0.4
			G=5.53
			Q=3.5

Tableau II.5 : Charges du Balcon étage courant (Dalle pleine).

b- Balcon Terrasse :

Désignation de l'élément	γ (kN/m ³)	Epaisseur (m)	G(KN/m ²)
Protection en gravillon roulé	20	0.05	1
Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12
Forme de pente 1 %	20	0.10	2
Isolation thermique en liège	4	0.04	0.16
Dalle (15 cm)	25	0.15	3.75
Enduit de ciment	10	0.02	0.2
			G=7.23
			Q =1

Tableau II.6 : Charges du Balcon étage courant (Dalle pleine).

III.3.1.3. Murs :

a- Murs extérieurs en maçonnerie :

Désignation de l'élément	γ (kN/m ³)	Epaisseur (m)	G(KN/m ²)
Enduit de ciment	20	0.02	0.4
Brique creux	9	0.15	1.3
Ame d'air	-	0.05	0.00
Brique creux	9	0.10	0.9
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
			G=2.8

Tableau. II.7 : Évaluation des charges pour les murs a double cloison.

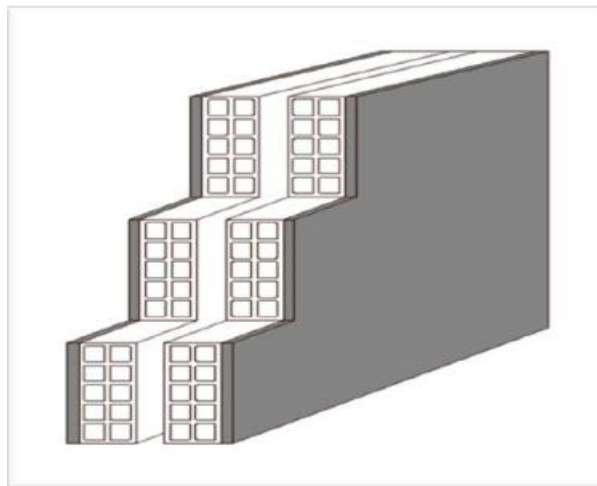


Figure II.10: Coupe verticale d'un mur extérieur.

b- Murs intérieurs (simple cloison) :

Désignation de l'élément	γ (kN/m ³)	Epaisseur (m)	G(KN/m ²)
Enduit de ciment	20	0.02	0.4
Brique creux	9	0.10	0.9
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
			G=1.5

Tableau II.8 : Charge permanente du mur double cloison.

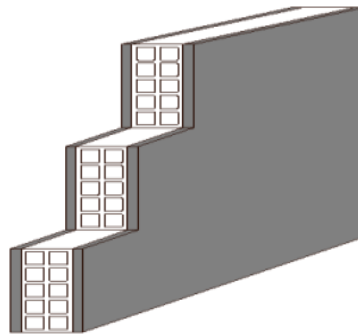


Figure II.11 : Mur intérieurs simple cloison

Remarque :

Les murs peuvent être avec ou sans ouvertures donc il est nécessaire d'opter des coefficients selon le pourcentage d'ouvertures :

- ❖ Murs avec portes (90%G).
- ❖ Murs avec fenêtres (80%G).
- ❖ Murs avec portes et fenêtres (70%G).

III.3.1.4. L'acrotère :

1) Surface de l'acrotère :

$$= (0.1 \times 0.6 + 0.07 \times 0.1 + 0.1 \times 0.03 \times 0.5) \Rightarrow ST = 0,0685 m^2$$

2) G1 : Poids de l'acrotère par mètre :

$$G1 = 0.0685 \times 25 \times 1 \Rightarrow G1 = 1.71 KN/m^2$$

3) G2 : Poids de mortier de crépissage par mètre :

$$G2 = 1 \times (0.01 \times 0.6) \times 25 \Rightarrow G2 = 0.15 \text{ KN/m}^2$$

4) Poids propre:

$$G = G1 + G2 = 0.15 + 1.71 \Rightarrow G = 1.86 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Revêtement en enduit de ciment} = 0.02 \times 20 [0.6 + 0.1 + 0.5 + 0.07] = 0.508 \text{ kg/ml}$$

$$\text{Charge permanente} : = 1.86 + 0.508 = 2.368 \text{ kN/m}^2$$

Surcharge **Q** : D'après **D.T.R (BC.2.2)**

Force horizontale sollicite l'acrotère dû à la main courante 1000 N/m :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 2.368 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

III.3.1.5. Les escaliers :

a- Palier :

Désignation de l'élément	γ (kN/m^3)	Epaisseur (m)	G(KN/m^2)
Carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Poids propre de palier	25	0.16	4
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
			G=5.04
			Q=2.5

Tableau II.9 : Charge permanente du palier.

b- Paillasse :

Désignation de l'élément	γ (kN/m^3)	Epaisseur (m)	G(KN/m^2)
Carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Poids propre de marches	22	0.17/2	1.87
Poids propre de Paillasse	25	0.16/cos 32.5	4.74

Enduit en plâtre	20	0.02	0.2
			G=7.65
			Q =2.5

Tableau II.10 : Charge permanente du Paillasse.

III.3.2. Descente des charges sur les poteaux :

Les charges d'exploitation reprises par les poteaux sont calculées en tenant compte de la loi de dégression, applicable lorsque le bâtiment comporte plus de 5 niveaux et que l'occupation des différents niveaux est indépendante. [DTR (BC2.2)].

III.3.2.1. Représentation des différents niveaux du bâtiment :

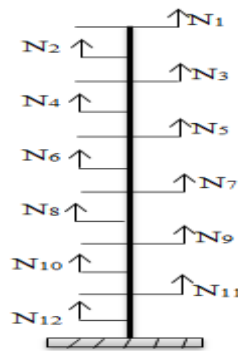


Figure II.12: Les différents niveaux du bâtiment.

III.3.2.2. Dégression des Surcharges d'Exploitation : DTR (BC2.2)

La loi de dégression verticale des charges variables s'applique pour les bâtiments à grand nombre de niveaux dont les occupations peuvent être considérées comme indépendantes. Le principe de cette loi est exposé comme suit :

- Sous la terrasse : Q_0
- Sous le 5ème étage : $Q_0 + Q_1$
- Sous le 4ème étage : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$
- Sous le 3ème étage : $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- Sous le 2ème étage : $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
- Sous le 1ème étage : $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Sous étage n $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ pour $n \geq 5$.

Niveau	Dégression	Valeurs reparties des surcharges cumulées KN/m ²	Valeurs concentrées des surcharges cumulées (KN)
La terrasse	Q_0	1	11.55
5 ^{ème}	$Q_0 + Q_1$	2.5	28.875
4 ^{ème}	$Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$	3.85	44.467
3 ^{ème}	$Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5.05	58.327
2 ^{ème}	$Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6.1	70.455
1 ^{er}	$Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7	80.85

Tableau II.11: Evaluation des charges exploitations du poteau intermédiaire.

III.3.2.3. Différents Types des poteaux :

a- Poteau de rive :

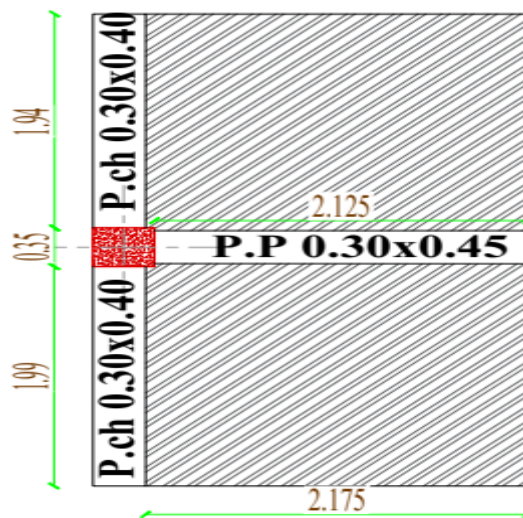


Figure II.13 : Poteau de rive.

❖ La surface de plancher :

$$S = ((1.99 \times 2.175) - (0.025 \times 0.05)) + ((1.94 \times 2.175) - (0.025 \times 0.05)) = 8.54 \text{ cm}^2$$

$$- s_g (\text{plancher étage courant}) = s_g (\text{plancher terrasse}) = 8.54 \text{ m}^2$$

Chapitre II : Prédimensionnement des Eléments

$$- s_q (\text{plancher terrasse}) = 4.28 \times 2.475 = 10.59m^2$$

$$- s_q (\text{plancher étage courant}) = 10.59 - (0.35 \times 0.35) = 10.47m^2$$

Elément	Permanente Charge G (KN)	Charge d'exploitation Q (KN)
Acrotère	$2.368 \times 4.28 \times 0.60 = 6.08$	1
Plancher terrasse inaccessible	$8.54 \times 6.28 = 53.63$	$10.59 \times 1.00 = 10.59$
Plancher d'étages courant	$8.54 \times 5.88 = 50.21$	$10.47 \times 1.50 = 15.70$
Poutres principal	$2.12 \times 0.30 \times 0.45 \times 25 = 7.155$	/
Poutres secondaires	$3.93 \times 0.30 \times 0.40 \times 25 = 11.79$	/
Poteaux RDC	$0.35 \times 0.35 \times 3.74 \times 25 = 11.45$	/
Poteaux Etage	$0.35 \times 0.35 \times 3.06 \times 25 = 9.37$	/
Mur extérieur de RDC	$2.8 \times 3.93 \times 3.34 = 36.75$	/
Mur extérieur de l'Etage	$2.8 \times 3.93 \times 2.66 = 29.27$	/
Mur intérieur de RDC	$2.8 \times 2.125 \times 3.34 = 19.87$	/
Mur intérieur de l'Etage	$2.8 \times 2.125 \times 2.66 = 15.83$	/

Estimation des charges permanentes :

NIVEAU	ELEMENT	G (KN)	Q (KN)	Nu (KN) = 1,35 G + 1,5 Q
6-6	Acrotère	6.08	1	/
	Plancher terrasse	53.63	10.57	/
	Poutre principal	7.155	/	/
	Poutre secondaires	11.79	/	/
	Total 6-6	78.65	11.57	123.53
5-5	Plancher courant	50.21	15.7	/
	Poutre principal	7.155	/	/
	Poutre secondaires	11.79	/	/
	Poteaux	9.37	/	/
	Mur extérieur	29.27	/	/
	Mur intérieur	15.83		
	Revenant de N 6-6	78.65	11.57	/
		202.27	27.27	313.97
4-4	Plancher courant	50.21	15.7	/
	Poutre principal	7.155	/	/
	Poutre secondaires	11.79	/	/
	Poteaux	9.37	/	/
	Mur extérieur	29.27	/	/

	Mur intérieur	15.83	/	/
	Revenant de N 5-5	202.27	27.27	/
		325.89	42.97	504.41
3-3	Plancher courant	50.21	15.7	/
	Poutre principal	7.155	/	/
	Poutre secondaires	11.79	/	/
	Poteaux	9.37	/	/
	Mur extérieur	29.27	/	/
	Mur intérieur	15.83	/	
	Revenant de N 4-4	325.89	42.97	/
		449.51	58.67	694.84
2-2	Plancher courant	50.21	15.7	/
	Poutre principal	7.155	/	/
	Poutre secondaires	11.79	/	/
	Poteaux	9.37	/	/
	Mur extérieur	29.27	/	/
	Mur intérieur	15.83	/	
	Revenant de N 3-3	449.51	58.67	/
		573.13	74.37	885.28
1-1	Plancher courant	50.21	15.7	/
	Poutre principal	7.155	/	/
	Poutre secondaires	11.79	/	/
	Poteaux	9.37	/	/
	Mur extérieur	36.75	/	/
	Mur intérieur	19.87	/	
	Revenant de N 2-2	573.13	74.37	/
		708.275	90.07	1091.27

Tableau II.12 : La descente des charges du poteau de rive.

$$\lambda = \frac{L_F}{i} = \frac{0.7 \cdot L_0}{i} ; i = \sqrt{\frac{I}{B}} ; B = a \times b ; I = \frac{b \times a^3}{12}$$

NIVEAU	Nu (KN)	Br (cm ²)	a*b (cm ²)	Vérification de RPA	Vérification de flambement				Section a*b (cm ²)
					i(m)	L ₀ (m)	λ	λ ≤ 35	
5 ^{ème}	123.53	79.06	30×30	OK	0.086	3.06	24.91	CV	30×30
4 ^{ème}	313.97	200.9	30×30	OK	0.086	3.06	24.91	CV	30×30
3 ^{ème}	504.41	322.82	30×30	OK	0.086	3.06	24.91	CV	30×30
2 ^{ème}	694.84	444.7	30×30	OK	0.1	3.06	24.91	CV	30×30
1 ^{ème}	885.28	566.58	30×30	OK	0.1	3.06	24.91	CV	30×30
RDC	1091.2	698.41	35×35	OK	0.1	3.74	30.44	CV	35×35

Tableau II.13 : Choix final des poteaux de rive.

b- Poteau intermédiaire :

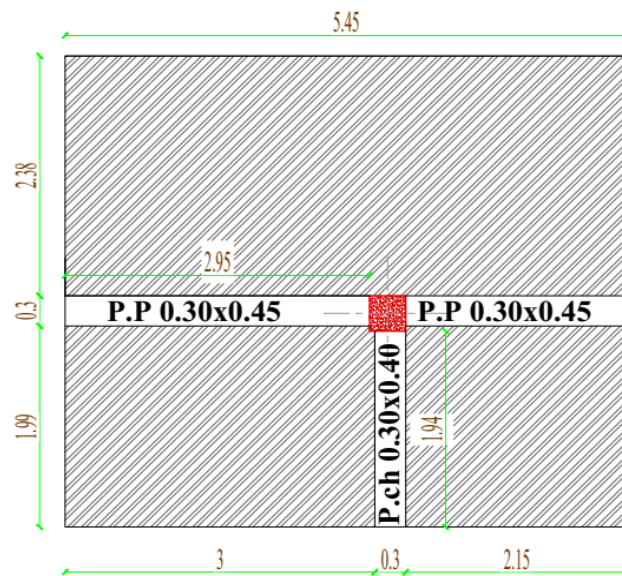


Figure II.14 : Poteau d'intermédiaire

❖ La surface de plancher :

$$S = (5.45 \times 2.38) + (1.94 \times 2.15) + (3 \times 1.99) - (0.05 \times 0.05) = 23.11 \text{ cm}^2$$

$$- s_g (\text{plancher EC}) = (5.45 \times 2.38) + ((2.15 + 3) \times 1.99 - (0.05 \times 0.05)) = 21.09 \text{ cm}^2$$

$$- s_g (\text{plancher terrasse}) = 21.09 \text{ cm}^2$$

Chapitre II : Prédimensionnement des Eléments

$$- s_q (\text{plancher terrasse}) = 5.45 \times (1.99 + 0.3 + 2.38) = 25.45 \text{ cm}^2$$

$$- s_q (\text{plancher EC}) = 25.45 - (0.35 \times 0.35) = 25.33 \text{ cm}^2$$

Elément	Permanente Charge G (KN)	Charge d'exploitation Q(KN)
Plancher terrasse inaccessible	$21.09 \times 6.58 = 138.77$	$25.45 \times 1.00 = 25.45$
Plancher d'étages courant	$21.09 \times 6.18 = 130.34$	$24.33 \times 1.50 = 36.5$
Poutres principal	$5.1 \times 0.30 \times 0.45 \times 25 = 17.21$	/
Poutres secondaires	$1.94 \times 0.30 \times 0.40 \times 25 = 5.82$	/
Poteaux RDC	$0.35 \times 0.35 \times 3.74 \times 25 = 11.45$	/
Poteaux Etage	$0.35 \times 0.35 \times 3.06 \times 25 = 9.37$	/
Mur intérieur de RDC	$1.5 \times 6.92 \times 3.34 = 34.67$	/
Mur intérieur de l'Etage	$1.5 \times 6.92 \times 2.66 = 27.61$	/

Estimation des charges permanentes :

NIVEAU	ELEMENT	G (KN)	Q (KN)	Nu (KN)= 1,35 G + 1,5 Q
6-6	Plancher terrasse	138.77	25.45	/
	Poutre principal	17.21	/	/
	Poutre secondaires	5.82	/	/
	Total 6-6	161.8	25.45	256.6
5-5	Plancher courant	130.34	36.5	/
	Poutre principal	17.21	/	/
	Poutre secondaires	5.82	/	/
	Poteaux	9.37	/	/
	Mur intérieur	27.61	/	/
	Revenant de N 6-6	161.8	25.45	/
		352.15	61.95	568.33
4-4	Plancher courant	130.34	36.5	/
	Poutre principal	17.21	/	/
	Poutre secondaires	5.82	/	/
	Poteaux	9.37	/	/
	Mur intérieur	27.61	/	/
	Revenant de N 5-5	352.15	61.95	/
		542.5	98.45	880.05
3-3	Plancher courant	130.34	36.5	/
	Poutre principal	17.21	/	/
	Poutre secondaires	5.82	/	/
	Poteaux	9.37	/	/

	Mur intérieur	27.61	/	/
	Revenant de N 4-4	542.5	98.45	/
		732.85	137.95	1196.27
2-2	Plancher courant	130.34	36.5	/
	Poutre principal	17.21	/	/
	Poutre secondaires	5.82	/	/
	Poteaux	9.37	/	/
	Mur intérieur	27.61	/	/
	Revenant de N 3-3	732.85	137.95	/
		923.2	174.45	1507.99
1-1	Plancher courant	130.34	36.5	/
	Poutre principal	17.21	/	/
	Poutre secondaires	5.82	/	/
	Poteaux	9.37	/	/
	Mur intérieur	27.61	/	/
	Revenant de N 2-2	923.2	173.74	/
		1113.55	210.95	1819.72

Tableau II.14 : La descente des charges du poteau de central.

$$\lambda = \frac{L_F}{i} = \frac{0.7 \cdot L_0}{i} \quad ; \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad ; \quad B = a \times b \quad ; \quad I = \frac{b \times a^3}{12}$$

NIVEAU	N_u (KN)	Br (cm^2)	a*b (cm^2)	Vérification de RPA	Vérification de flambement				Section a*b (cm^2)
					i(m)	L_0 (m)	λ	$\lambda \leq 35$	
5 ^{ème}	295.09	188.86	30×30	OK	0.086	3.06	24.91	CV	30×30
4 ^{ème}	653.58	418.29	30×30	OK	0.086	3.06	24.91	CV	30×30
3 ^{ème}	1012.06	647.72	30×30	OK	0.086	3.06	24.91	CV	30×30
2 ^{ème}	1375.71	880.45	35×35	OK	0.1	3.06	21.42	CV	35×35
1 ^{ème}	1734.19	1109.88	35×35	OK	0.1	3.06	21.42	CV	40×40
RDC	2092.68	1339.31	40×40	OK	0.115	3.74	22.76	CV	40×40

Tableau II.15 : Choix final des poteaux de central.

c- Poteau d'angle :

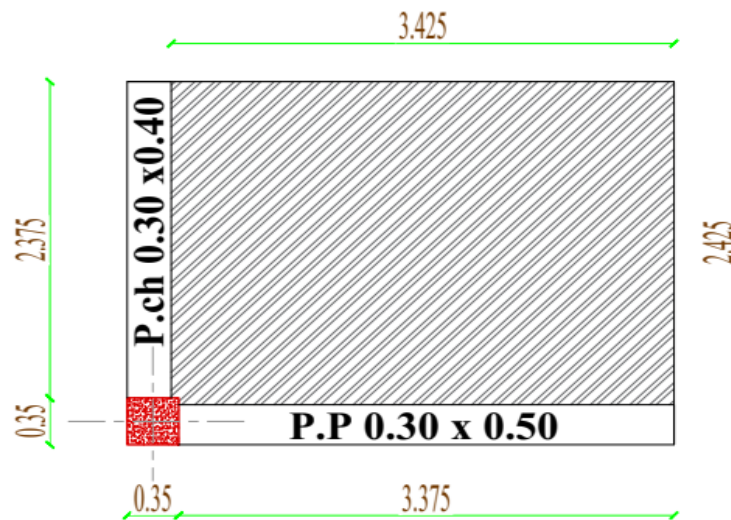


Figure II.15 : Poteaux d'angle.

❖ La surface de plancher :

$$S = ((3.375 \times 2.375) + (0.05 \times 3.375 + 0.05 \times 2.375)) = 8.3 \text{ cm}^2$$

$$- s_g (\text{plancher étage courant}) = s_g (\text{plancher terrasse}) = 8.3 \text{ m}^2$$

$$- s_q (\text{plancher terrasse}) = 3.725 \times 2.725 = 10.15 \text{ m}^2$$

$$- s_q (\text{plancher étage courant}) = 10.15 - (0.35 \times 0.35) = 10.03 \text{ m}^2$$

Elément	Permanente Charge G (KN)	Charge d'exploitation Q(KN)
Acrotère	$2.368 \times 6.71 \times 0.60 = 9.53$	1
Plancher terrasse inaccessible	$8.3 \times 6.28 = 52.06$	$10.15 \times 1.00 = 10.15$
Plancher d'étages courant	$8.3 \times 5.88 = 48.75$	$10.03 \times 1.50 = 15.04$
Poutres principal	$4.6 \times 0.30 \times 0.45 \times 25 = 15.525$	/
Poutres secondaires	$2.375 \times 0.30 \times 0.40 \times 25 = 7.125$	/
Poteaux RDC	$0.35 \times 0.35 \times 3.74 \times 25 = 11.45$	/
Poteaux Etage	$0.35 \times 0.35 \times 3.06 \times 25 = 9.37$	/
Mur extérieur de RDC	$2.8 \times 4.55 \times 3.34 = 42.55$	/
Mur extérieur de l'Etage	$2.8 \times 4.55 \times 2.66 = 33.89$	/
Mur intérieur de RDC	$2.8 \times 0.315 \times 3.34 = 2.9$	/
Mur intérieur de l'Etage	$2.8 \times 0.315 \times 2.66 = 2.31$	/

Estimation des charges permanentes :

NIVEAU	ELEMENT	G (KN)	Q (KN)	Nu (KN)= 1,35 G + 1,5 Q
6-6	Acrotère	9.53	1	/
	Plancher terrasse	52.06	10.15	/
	Poutre principal	15.525	/	/
	Poutre secondaires	7.125	/	/
	Total 6-6	84.24	11.15	130.97
5-5	Plancher courant	48.75	15.04	/
	Poutre principal	15.525	/	/
	Poutre secondaires	7.125	/	/
	Poteaux	9.37	/	/
	Mur extérieur	33.89	/	/
	Mur intérieur	2.31	/	/
	Revenant de N 6-6	84.24	11.15	/
		201.21	26.19	312.4
4-4	Plancher courant	48.75	15.04	/
	Poutre principal	15.525	/	/
	Poutre secondaires	7.125	/	/
	Poteaux	9.37	/	/
	Mur extérieur	33.89	/	/
	Mur intérieur	2.31	/	/
	Revenant de N 5-5	201.21	26.19	/
			318.18	41.23
3-3	Plancher courant	48.75	15.04	/
	Poutre principal	15.525	/	/
	Poutre secondaires	7.125	/	/
	Poteaux	9.37	/	/
	Mur extérieur	33.89	/	/
	Mur intérieur	2.31	/	/
	Revenant de N 4-4	318.18	41.23	/
		435.15	56.27	675.23
2-2	Plancher courant	48.75	15.04	/
	Poutre principal	15.525	/	/
	Poutre secondaires	7.125	/	/
	Poteaux	9.37	/	/
	Mur extérieur	33.89	/	/
	Mur intérieur	2.31	/	/
	Revenant de N 3-3	435.15	56.27	/

		552.12	71.31	856.66
1-1	Plancher courant	48.75	15.04	/
	Poutre principal	15.525	/	/
	Poutre secondaires	7.125	/	/
	Poteaux	9.37	/	/
	Mur extérieur	42.55	/	/
	Mur intérieur	2.9	/	/
	Revenant de N 2-2	527.84	71.31	/
		654.06	86.35	1017.78

Tableau II.16 : La descente des charges du poteaux d'angle.

$$\lambda = \frac{L_F}{i} = \frac{0.7 \cdot L_0}{i}; i = \sqrt{\frac{I}{B}}; B = a \times b; I = \frac{b \times a^3}{12}$$

NIVEAU	Nu (KN)	Br (cm ²)	a*b (cm ²)	Vérification de RPA	Vérification de flambement				Section (cm ²)
					i(m)	L ₀ (m)	λ	λ ≤ 35	
5 ^{ème}	130.97	83.82	30×30	OK	0.086	3.06	24.91	CV	30×30
4 ^{ème}	312.4	199.94	30×30	OK	0.086	3.06	24.91	CV	30×30
3 ^{ème}	493.82	316.04	30×30	OK	0.086	3.06	24.91	CV	30×30
2 ^{ème}	675.23	432.15	30×30	OK	0.086	3.06	24.91	CV	35×35
1 ^{ème}	856.66	548.26	30×30	OK	0.086	3.06	24.91	CV	35×35
RDC	1018	651.38	35×35	OK	0.115	3.74	22.76	CV	40×40

Tableau II.16 : Choix final des poteaux d'angle.

Remarque :

« Pour leur conférer une meilleure résistance aux sollicitation sismiques, il est recommandé de donner aux poteaux d'angles et de rives, des sections comparables à celles des poteaux centraux »

NIVEAU	RDC	1 ^{ème}	2 ^{ème}	3 ^{ème}	4 ^{ème}	5 ^{ème}
Section (cm ²)	40×40	35×35	35×35	30×30	30×30	30×30

Tableau II.17 : Coffrages des poteaux par étage.

Etude d'un bâtiment à usage
d'habitation et commercial **R+5**

Chapitre III : Etude des Eléments secondaires

III.1. Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments porteurs qui ne font pas partie du système de contreventement, c'est-à-dire des éléments structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques. Durant ce chapitre, le calcul va concerner les éléments suivants :

- Les planchers.
- L'acrotère.
- Les balcons.
- Les escaliers.
- Les poutres palières.

III.2. Les planches :

III.2.1. Introduction :

Pour toute construction, le plancher est une structure horizontale qui supportera les surcharges d'exploitation (mobilier, véhicules, personnes...) et les charges permanentes (cloisons, revêtements). Celle-ci retransmettra aux poutres, aux poteaux et aux murs porteurs. Au final, toutes ces charges se reportent aux fondations.

Le choix du plancher à corps creux est favorable pour les bâtiments à usage d'habitation, car il répond aux conditions suivantes :

- ✓ Facilité et rapidité d'exécution.
- ✓ Plus légère que la dalle pleine.
- ✓ Économie.
- ✓ Sur le plan sécuritaire, il offre une bonne résistance au feu.

Les planchers de notre structure sont en corps creux, ils sont composés de :

- ✓ Poutrelles
- ✓ Hourdis
- ✓ Dalle de compression

III.2.2. Évaluation des charges appliquées à chaque nervure :

Les charges reprises par les poutrelles sont résumées comme suit :

Désignation	G	Q	ELU		ELS	
			1.35G+1.5Q		G+Q	
	KN/m^2	KN/m^2	p_u	q_u $0.65 \times p_u$	p_s	q_s $0.65 \times p_s$
			KN/m^2	KN/m	KN/m^2	KN/m
Terrasse	6.58	1.00	10.38	6.75	7.58	4.93
Étage courant +RDC	6.18	1.50	10.59	6.88	7.68	5

Tableau III.1 : Les charges reprises par les poutrelles.

III.2.3. Calcul des poutrelles :

Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

III.2.4. Choix de la méthode de calcul :

Puisque les poutrelles étudiées sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, alors leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

- Méthode de forfaitaire applicable pour les planchers à surcharge modérée qui vérifient certaines conditions complémentaires.
- Méthode de Caquot minorée applicable aux planchers à surcharge modérée, mais qui ne vérifient pas les conditions complémentaires de la méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot proprement dit applicable aux planchers à surcharge modérée.

Vu que les poutrelles obtenues vérifient toutes les conditions de la méthode de forfaitaire, nous n'exposerons dans ce qui suit que la méthode utilisée dans nos calculs (méthode forfaitaire).

III.2.4.1. Méthode forfaitaire : (art.3.III.4. BAEL91/99 ; P49)

Les conditions d'application des méthodes forfaitaire : (Article. B6.2.210)

a- Conditions d'application :

L'utilisation de la méthode forfaitaire est justifiée par la vérification simultanée des conditions suivantes :

- Plancher à surcharge d'exploitation modérée : $Q \leq \max(2G ; 5KN/m^2)$
- Les moments d'inertie dans les sections transversales, sont les mêmes dans les différentes travées en continuité. ($I = \text{constant}$)
- Le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$
- La fissuration peu nuisible.

On note : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

⇒ Si la première condition n'est pas vérifiée cela signifie que c'est un plancher a surcharge élevée, donc nous appliquons « la méthode de Caquot »

⇒ Si la première condition est vérifiée, mais la seconde, la troisième ou la quatrième condition ne sont pas vérifiées, nous appliquons « la méthode de Caquot minorée ».

b- Principe de la méthode :

La méthode forfaitaire consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées M_t et des moments sur appuis M_e et M_w . Si on note par :

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison.

M_w ; M_e : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et droite dans la travée considérée. (le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes en valeur non pondérée).

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G}$$

On prend pour les appuis une valeur absolue du moment au moins égale à :

$-0,6M_w$: Dans les cas des appuis intermédiaires d'une poutre à deux travées.

$-0,5M_w$: Dans les cas des appuis voisins des rives d'une poutre à plus de trois travées.

$-0,4M_w$: Dans les cas des appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

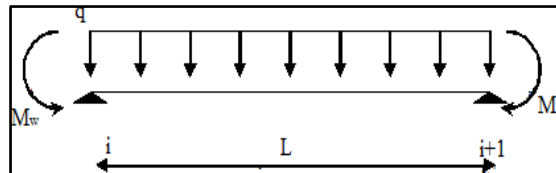


Figure III.1 : Les moments M_w et M_e .

❖ Moment en travée :

D'après les règles de **BAEL91** les valeurs de M_w ; M_e ; M_0 et M_t doivent vérifier les conditions suivantes :

1. Dans le cas général
$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max [(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0]$$

2. Dans le cas d'une travée de rive
$$M_t > \frac{(1.2 + 0.3\alpha)}{2} \cdot M_0$$

3. Dans le cas d'une travée intermédiaire
$$M_t > \frac{(1 + 0.3\alpha)}{2} \cdot M_0$$

❖ Moment en appuis :

Les appuis de rive : les moments sont nuls cependant, on les ferraille (aciers de fissuration) avec une quantité d'acier équilibrant un moment égale : **(- 0,15M₀)**.

Les appuis intermédiaires :

Poutres à deux travées : les moments sont de l'ordre de **(-0.6M₀)**.



Poutres à plus de deux travées :



(- 0.5 M_0) \Rightarrow Pour les appuis voisins de l'appui de rive.

(- 0,4 M_0) \Rightarrow Pour les autres appuis intermédiaires.

Tel que :

M_0 : Le maximum des deux moments isostatique encadrant l'appui considéré.

$$M_0 = \frac{q \cdot L^2}{8}$$

▪ Les efforts tranchants :

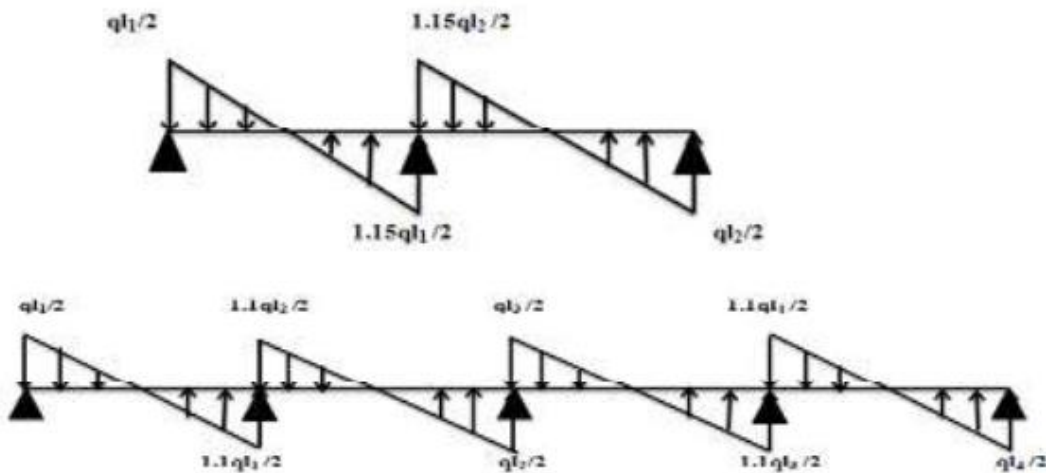


Figure III.2: Evaluation des efforts tranchants.

a- Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

1) Plancher à surcharge modérée : ($Q \leq \min (2G, 5 \text{ KN/m}^2)$)

✓ Plancher terrasse inaccessible : $G = 6.58 \text{ KN/m}^2$

$Q \leq \max(2 \times 6.58 ; 5\text{KN/m}^2) = \max(13.16 ; 5\text{KN/m}^2)$

$Q = 1\text{KN/m}^2 < 13.16 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

✓ Plancher étage courant : $G = 6.18 \text{ KN/m}^2$

$$Q \leq \max(2 \times 6.18 ; 5 \text{KN/m}^2) = \max(12.36 ; 5 \text{KN/m}^2)$$

$$Q = 1.5 \text{KN/m}^2 < 12.36 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

2) Les moments d'inerties, elles sont constantes.

3) La fissuration est pu nuisible.

4) Le rapport : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

$$0.8 \leq 4.6 / 6.15 = 0.75 \leq 1,25 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$0.8 \leq 6.15 / 3.5 = 1.76 \leq 1,25 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$0.8 \leq 3.5 / 6.15 = 0.57 \leq 1,25 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$0.8 \leq 6.15 / 4.6 = 1.34 \leq 1,25 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

Remarque :

La méthode de forfaitaire n'est pas applicable, car la 4ème condition n'est pas vérifiée. Donc : on utilise la méthode de Caquot minorée, pour cela, les moments au niveau des appuis sont déterminés par la méthode de Caquot.

Cette méthode consiste à calculer les moments au niveau des appuis avec la méthode de Caquot, mais en remplaçant la charge permanente G par une charge permanente minorée :

$$G' = \frac{2}{3} G$$

Pour le calcul des moments max en travée, nous utilisons la charge permanente réelle G.

III.2.4.2. Méthode de Caquot (BAEL) :

a- Principe de la méthode : BAEL91/ modifiées99 (Article B.6.2, 221)

Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée afin de tenir compte de la variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre, ainsi que de l'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

b- Application de la méthode :

❖ Moments aux appuis : **BAEL91/ modifiées99 (Article E.2.2, 1)**

Le moment aux appuis est donné par l'expression suivante (sous charge répartie) :

✓ Pour une charge répartie :

$$Mq(x) = \frac{q_g \times l'_g{}^3 + q_d \times l'_d{}^3}{8.5(l'_g + l'_d)}$$

l'_g, l'_d : longueurs fictives à gauche et droite de l'appui considéré.

q_g, q_d : chargement gauche et droite de l'appui considéré.

✓ Pour une charge concentrée :

$$Mq(x) = \frac{(k_g \times p_g \times l'_g{}^2) + (k_d \times p_d \times l'_d{}^2)}{(l'_g + l'_d)}$$

Longueurs fictives telles que q_d ; q_g chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement

$l' = 0.8.L$: travée intermédiaire.

$l' = l$: travée de rive.

$$Mt = M_g - V_g \cdot x - \frac{q_{réel} \cdot x^2}{2}$$

Evaluation des efforts tranchants : (article E.2.2, 3)

Les efforts tranchants sont déterminés en utilisant la méthode de la RDM :

$$V_g = \frac{M_g - M_d}{L} - \frac{q_{réel} \times L}{2}$$

Avec :

M_g : Moment en appui de gauche de la travée considérée

M_d : Moment en appui de droite de la travée considérée

L : Portée de la travée

Méthode de Caquot minorée :

Cette méthode consiste à calculer les moments au niveau des appuis avec la méthode de Caquot, mais en remplaçant la charge permanente G par une charge permanente minorée $G' = \frac{2}{3} G$

$$q_{ur\acute{e}duit} = 1.35 G' + 1.5 Q$$

Remarque :

Pour le calcul des moments max en travée, nous utilisons la charge permanente réelle G .

$$q_{ur\acute{e}el} = 1.35 G + 1.5 Q$$

III.2.4.4. Choix de la méthode de calcul des sollicitations :

Dans notre projet, la nature de poutrelles :

- Poutrelles hyperstatique (continues) : les sollicitations se déterminent soit par l'application de la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot.

Le choix de la méthode de calcul à suivre pour les différents types est défini dans le tableau suivant :

Types de poutrelles	Conditions d'application de la méthode forfaitaire	Vérification	Méthode adoptée
Types 1 et 3	$Q \leq \min(5\text{KN/m}^2 ; 2G)$ $0,8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1.25$	Non vérifiées	Méthode de Caquot minorée
Type 2	$(L_i/L_{i+1} + 1)$ $\notin [0,8 ; 1.25]$	Vérifiées	Méthode forfaitaire

Tableau III.2 : Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles.

III.2.4.5. Calcul des sollicitations :

Les poutrelles sont des composants préfabriqués qui sont calculés en tant que poutre continue semi-encastree aux poutres de rive prenant en compte l'exemple de la poutrelle d'étage courant calcul des sollicitations :

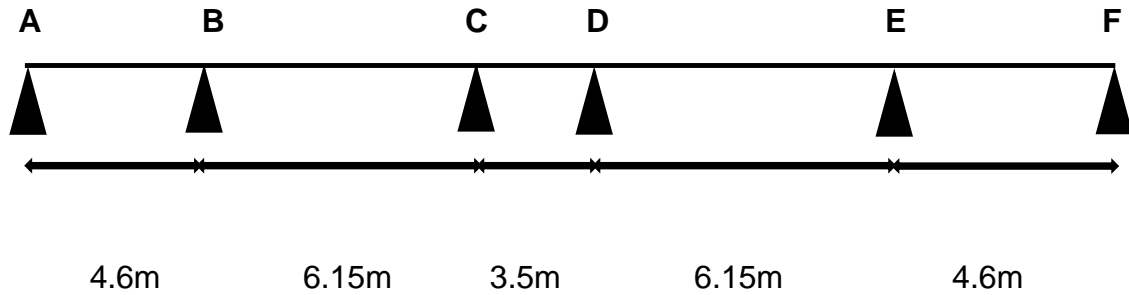


Figure III.3 : Schéma de poutrelle (5 travées).

III.2.4.5.1. ELU :

a- Plancher terrasse :

Travée	A-B		B-C		C-D		D-E		E-F	
G (KN/m)	6.58		6.58		6.58		6.58		6.58	
Q (KN/m)	1		1		1		1		1	
L (m)	4.6		6.15		3.5		6.15		4.6	
L' (m)	4.6		4.92		2.8		4.92		4.6	
$q_{u\text{rédu}}$ $q_{u\text{rée}}$	7.42	10.38	7.42	10.38	7.42	10.38	7.42	10.38	7.42	10.38
Ma (kn.m)	0	-19.85		-15.95		-15.95		-19.85		0
$M_g; M_g$	0	-19.85	-19.85	-15.95	-15.95	-15.95	-15.95	-19.85	-19.85	0
Vg (kn)	-19.5		-32.55		-18.16		-31.28		-28.18	
Vd (kn)	28.18		31.28		18.16		32.55		19.5	
X (m)	1.88		3.14		1.75		3.01		2.72	
M_T (kn.m)	18.4		31.18		0		31.18		18.4	

Tableau III.3 : Plancher terrasse cas de l'ELU.

b- Plancher courant :

Travée	A-B		B-C		C-D		D-E		E-F	
G (KN/m)	6.18		6.18		6.18		6.18		6.18	
Q (KN/m)	1.5		1.5		1.5		1.5		1.5	
L (m)	4.6		6.15		3.5		6.15		4.6	
L' (m)	4.6		4.92		2.8		4.92		4.6	
$q_{u\text{rédu}}$ $q_{u\text{rée}}$	7.81	10.6	7.81	10.6	7.81	10.6	7.81	10.6	7.81	10.6
Ma (kn.m)	0	-20.89		-16.79		-16.79		-20.89		0
$M_g; M_g$	0	-20.89	-20.89	-16.79	-16.79	-16.79	-16.79	-20.89	-20.89	0

Vg (kn)	-19.81	-33.23	-18.53	-31.9	-19.81
Vd (kn)	21.9	31.9	18.53	33.23	21.9
X (m)	1.64	3.14	1.75	2.98	2.96
Mt (kn.m)	18.25	31.25	0	31.25	18.25

Tableau III. 4 : Plancher courant cas de l'ELU.

III.2.4.5.2. ELS :

a- Plancher terrasse :

Travée	A-B		B-C		C-D		D-E		E-F	
G (KN/m)	6.58		6.58		6.58		6.58		6.58	
Q (KN/m)	1		1		1		1		1	
L (m)	4.6		6.15		3.5		6.15		4.6	
L' (m)	4.6		4.92		2.8		4.92		4.6	
$q_{u\text{réd}}$ $q_{u\text{rée}}$	5.39	7.58	5.39	7.58	5.39	7.58	5.39	7.58	5.39	7.58
Ma (kn.m)	0	-14.41		-11.58		-11.58		-14.41		0
$M_g; M_g$	0	-14.41	-14.41	-11.58	-11.58	-11.58	-11.58	-14.41	-14.41	0
Vg (kn)	-14.3		-23.77		-13.26		-22.85		-20.57	
Vd (kn)	20.57		22.85		13.26		23.77		14.3	
X (m)	1.89		3.14		1.75		3.01		2.71	
Mt (kn.m)	13.5		22.86		0		22.86		13.5	

Tableau III.5 : Plancher terrasse cas de l'ELS.

b- Plancher courant :

Travée	A-B		B-C		C-D		D-E		E-F	
G (KN/m)	6.18		6.18		6.18		6.18		6.18	
Q (KN/m)	1.5		1.5		1.5		1.5		1.5	
L (m)	4.6		6.15		3.5		6.15		4.6	
L' (m)	4.6		4.92		2.8		4.92		4.6	
$q_{u\text{réd}}$ $q_{u\text{rée}}$	5.62	7.68	5.62	7.68	5.62	7.68	5.62	7.68	5.62	7.68
Ma (kn.m)	0	-15.03		-12.08		-12.08		-15.03		0
$M_g; M_g$	0	-15.03	-15.03	-12.08	-12.08	-12.08	-12.08	-15.03	-15.03	0
Vg (kn)	-14.4		-24.10		-13.44		-23.14		-20.93	
Vd (kn)	20.93		23.14		13.44		24.10		14.4	
X (m)	1.87		3.14		1.75		3.01		2.73	

Mt (kn. m)	13.5	22.78	0	22.78	13.5
------------	------	-------	---	-------	------

Tableau III. 6 : Plancher courant cas de l'ELS.

Les sollicitations maximums :

ELU					
Terrasse			Courant		
Ma	Mt	Vd	Ma	Mt	Vd
19.85	31.18	32.55	20.89	31.25	33.23
ELS					
Terrasse			Courant		
Ma	Mt	Vd	Ma	Mt	Vd
14.41	22.86	23.77	15.03	22.78	24.1

Tableau III.7: Les sollicitations maximum.

III.2.4.6. Ferrailages des nervures :

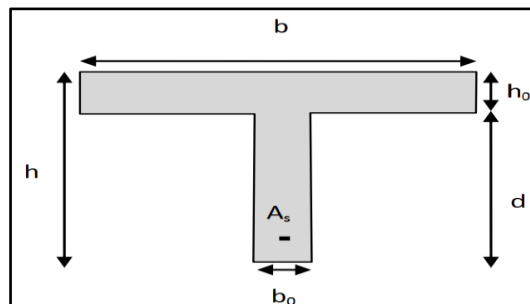


Figure III.4 : Schéma statique de la section en T.

Avec :

$$b = 65 \text{ cm} ; b_0 = 10 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm} ; h = 24 \text{ cm} ; d = 0.9h = 21.6 \text{ cm}$$

Béton :

acier :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} \\ f_{bc} = \bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} f_e = 500 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 435 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Le ferrailage se fait à l'**ELU** pour une section en T en flexion simple avec les sollicitations maximales.

Prenant en compte l'exemple de la poutrelle d'étage courant qui est sollicitée par :

$$Mu(\text{travée}) \max = 31.18 \text{ KN.M}$$

$$Mu(\text{appuis}) \max = 19.85 \text{ KN.M}$$

$$Vu \max = 32.55 \text{ KN}$$

En travée :

Le moment de la table M_t : (art.9. V.2.BAEL91/99; P127)

$$M_{table} = b \times h_0 \times f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 65 \times 4 \times 14.17 \left(21.6 - \frac{4}{2} \right)$$

$$M_{table} = 72210.32 \text{ N.m} = 72.21 \text{ KN.m}$$

$$M_{table} > M_{tmax}$$

- L'axe neutre est dans la table de compression ; donc on l'organigramme de calcul pour une section rectangulaire ($b \times h$)

Les caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

$$b = 65 \text{ cm}, b_0 = 10 \text{ cm}, h = 24 \text{ cm}, h_0 = 4 \text{ cm}, d = 0.9 * h = 21.6 \text{ cm}$$

$$f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\Rightarrow \mu_{bu} = \frac{31.18 \times 10^6}{650 \times 216^2 \times 14.17} = 0.073 < \mu_R = 0.392$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_R \Rightarrow A = 0 \Rightarrow f_{st} = 10^0/00 \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_0} = \frac{500}{1.15} = 435$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.073}) = 0.095$$

$$z_b = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$\Rightarrow z_b = 21.6 \times (1 - 0.4 \times 0.095) = 20.78$$

$$A_s = \frac{M_u}{z_b \sigma_{bc}}$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{31.18 \times 10^6}{20780 \times 435} = 3.45 \text{ cm}^2$$

On prend :

$$3HA14 \Rightarrow A_s = 4.62 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité : BAEL 91(ART-A.4.2.1)**

$$A_{smin} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.36 \text{ cm}^2 < A_s = 4.62 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

	b (cm)	d (cm)	M _U (KN. m)	μ	α	z _b (cm)	A _s cal (cm ²)	A _s adopte (cm ²)	choix (ml)
Etage courant	65	21.6	31.25	0.073	0.095	20.78	3.45	4.62	3HA14
Terrasse	65	21.6	31.18	0.073	0.095	20.78	3.45	4.62	3HA14

Tableau III.8: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage.

En appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bc}}$$

$$\Rightarrow \mu_{bu} = \frac{19.85 \times 10^6}{100 \times 216^2 \times 14.17} = 0.295 < \mu_R = 0.392$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_R \Rightarrow A = 0$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.295}) = 0.45$$

$$z_b = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$\Rightarrow z_b = 21.6 \times (1 - 0.4 \times 0.45) = 17.71$$

$$A_s = \frac{M_u}{z_b \sigma_{bc}}$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{19.85 \times 10^6}{17710 \times 435} = 2.18 \text{ cm}^2$$

On prend :

$$2HA12 \Rightarrow A_s = 2.26 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{smin} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.24 \text{ cm}^2 < A_s = 3.39 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

	b (cm)	d (cm)	M _U (KN. m)	μ	α	z _b (cm)	A _{sca1} (cm ²)	A _{sadopte} (cm ²)	choix (ml)
Etage courant	65	21.6	20.89	0.316	0.49	17.37	2.20	2.26	2HA12
Terrasse	65	21.6	19.85	0.295	0.45	17.71	2.10	2.26	2HA12

Tableau III.9 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage.

Calcule des armatures transversales :

$$\phi t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi L; \frac{b_0}{10} \right) \text{ CBA93 (Article A.5.1.2.2)}$$

ϕt : Diamètre minimum des armatures longitudinales $\phi t = \min (0.685; 0,8; 1) \text{ cm}$

$$\text{Soit : } \phi L = 0.6 \text{ cm} = 6 \text{ mm}$$

On choisit un étrier avec $At = 2\phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$

Espacement :

D'après le **RPA99 V2003 (l'article 7.5.2.2 ; P66)** on a :

Zone nodale :

$$St \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi; 30 \text{ cm} \right\} = \left\{ \frac{24}{4}; 12 \times 0.6; 30 \text{ cm} \right\} = 6 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow St = 5 \text{ cm.}$$

La distance pour les armatures de la zone nodale est : $L = 2 \times h = 48 \text{ cm}$

Zone courante :

$$St \leq \frac{h}{2} = \frac{24}{2} = 12 \text{ cm} \Rightarrow St = 10 \text{ cm}$$

III.2.4.7. Les Vérification ELS :

Dans notre cas : On a :

La fissuration est peu préjudiciable, l'acier de nuance **Fe 500** et la section est rectangulaire et le calcul est à la flexion simple.

Donc la vérification à **L'E.L.S** ne sera pas nécessaire si la condition Suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

	En travée				En appuis			
	α	γ	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Vérifie	α	γ	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Vérifie
Etage courant	0.095	1.37	0.44	CV	0.49	1.39	0.445	CV
Terrasse	0.095	1.36	0.43	CV	0.45	1.38	0.44	CV

Tableau III.10: La condition à l'ELS.

Prenant en compte l'exemple de la poutrelle d'étage courant qui est sollicitée par :

III.2.4.8. Vérification des contraintes :

Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2}by^2 - \eta A_s(d - y) + \eta A'_s(y - c) = 0$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2]$$

La contrainte maximale de compression de béton :

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

La contrainte maximale de traction des aciers :

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

III.2.4.9. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right)$$

	V_u	b	d	τ_u	$\bar{\tau}_u$	Vérifie
Etage courant	20.78	100	216	0.96	3.33	CV
Terrasse	20.35	100	216	0.94	3.33	CV

Tableau III.11 : vérification de l'effort tranchant.

Vérification les contraintes maximales de compression de béton et de traction des :

	y	I	σ_{bc}	σ_s	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_s$	Vérifie
Etage courant	4.34	12390.55	5.96	281.62	15	201.6	CV
Terrasse	4.34	12390.55	2.94	139.07	15	201.6	CV

Tableau III.12 : vérifié les c. max de compression de béton et de traction des aciers en travée.

	y	I	σ_{bc}	σ_s	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_s$	Vérifie
Etage courant	4.15	12390.55	6.25	286.67	15	201.6	CV
Terrasse	4.15	12390.55	3.14	157.78	15	201.6	CV

Tableau III.13 : vérifié les c. max de compression de béton et de traction des aciers en appuis.

Vérification de la flèche :

$$f = \frac{M_{ser.max} \times L^2}{10EI} \quad (\text{BAEL 91/modifié 99})$$

Avec : $E = 2,10^5 MPa$

Flèche admissible : $f_{admi} = \frac{L}{500}$; $f < f_{admi}$

	$M_{ser.max}$	E	I	l	f	f_{admi}	vérifie
Etage courant	22.78	$2,10^5$	12390.55	6.15	3.47	12.3	CV
Terrasse	22.86	$2,10^5$	12390.55	6.15	3.49	12.3	CV

Tableau III.14: vérification de la flèche.

III.2.4.10. Calcul des armatures transversales :

Si $\tau_u < \overline{\tau_u}$: on a besoin des armatures transversales pour reprendre l'effort tranchant, on prévoit des armatures de construction.

- Choix du diamètre de l'armature transversale :

D'après le ([Article.5.1.23. BAEL91/modifiées99](#)) :

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) = \min\left(\frac{200}{35}; \frac{100}{10}\right) = 5.71 \text{ mm}$$

On adopte un cadre $\phi 6 \text{ 1HA6} = 0.28 \text{ cm}^2$

On adopte : $St = 20 \text{ cm}$.

III.2.4.11. Ferrailage de la table de compression :

- Les armatures perpendiculaires aux nervures :

$Ln = 65 \text{ cm}$; C'est l'entraxe des poutrelles.

$$Ln \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow At = 200/fe$$

$$50 \text{ cm} \leq Ln \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow At = (4Ln/fe)$$

$$At = 4 \times \frac{65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2$$

Soit : $At = 5 \text{ HA6} = 1,41 \text{ cm}^2$

$St \leq 20 \text{ cm}$ Donc on adopte l'espacement $St = 20 \text{ cm}$.

- Les armatures parallèles aux nervures :

$$A \geq \frac{At}{2} = \frac{1.13}{2} = 0.565 \text{ cm}^2$$

Soit : $At = 5 \text{ HA6} = 1,41 \text{ cm}^2$

$St \leq 30 \text{ cm}$ Donc on adopte l'espacement $St = 20 \text{ cm}$.

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudé dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens $TS (20 \times 20) \text{ } \emptyset 6$.

III.2.4.12. Schéma de ferrailage de plancher :

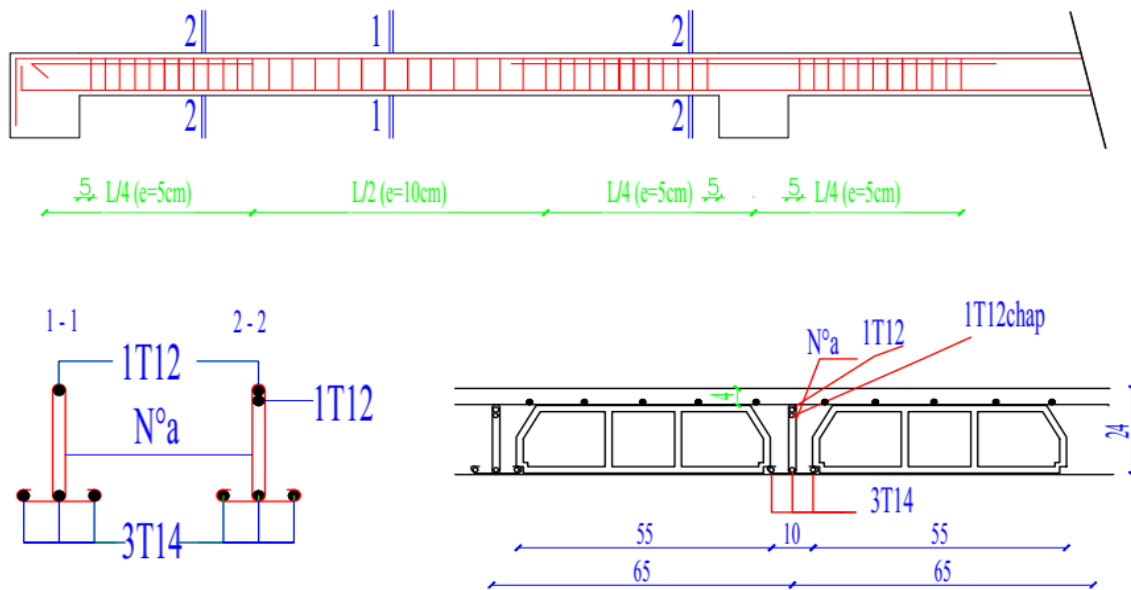


Figure III.5 : Schéma de ferrailage de plancher.

III.3. L'acrotère :

III.3.1. Définition :

L'acrotère est une construction complémentaire sur le plancher terrasse ayant pour objectif d'étanchéité et destinée essentiellement à protéger les personnes contre la chute.

L'acrotère est un système isostatique assimilable à une console encadrée au plancher terrasse, la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

Elle est sollicitée par son poids propre (G) et une poussée horizontale.

$$Q = \max (F_p , Q) \text{ avec}$$

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \text{ (RPA 99 / version 2003 Article (6.2.3)).}$$

A : coefficient d'accélération de zone.

C_p : facteur de force horizontale.

Q : la poussée horizontale $Q = 1\text{ kN/ml}$.

Le calcul est effectué sur une bande de 1 m de largeur, la console sera calculée en flexion composée.

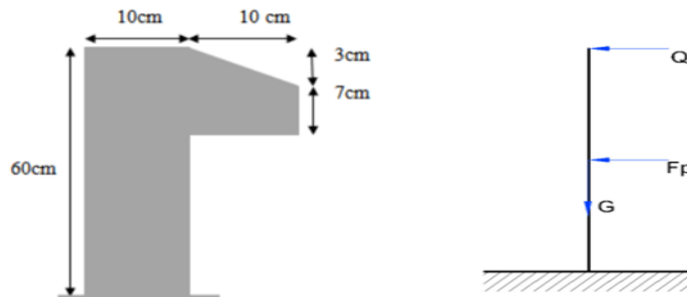


Figure III.6 : Les dimensions de l'acrotère.

III.3.2. Évaluation des charges :

- La surface : $10 \times 60 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10 \Rightarrow S = 685\text{ cm}^2$
- Le poids $W_p = G = 2.368\text{ KN/m}^2$
- La surcharge d'exploitation : $Q = \max (F_p, F_q)$

III.3.3. Vérification de l'acrotère au séisme :

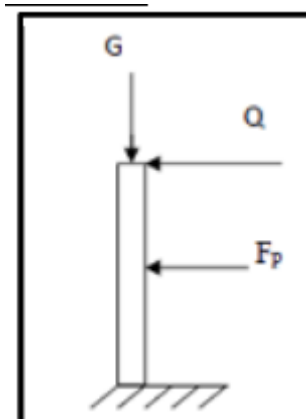


Figure III.7 : Schéma de distribution des forces.

Le **RPA 99** préconise de calcul l'acrotère sous l'action des forces sismiques suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage B2, zone IIa, $A = 0,15$).

C_p : Facteur de force horizontale ($C_p = 0,8$).

W_p : Poids de l'acrotère.

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,37 \Rightarrow F_p = 1,14 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 1,14 \text{ KN/ml} < 1,5Q = 1,5 \text{ KN/ml} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$$

On va ferrailer l'acrotère avec la force F_p .

III.3.4. Évaluation et combinaison des charges :

➤ L'état limite ultime ELU :

✓ Charge permanente ultime :

$$N_u = 1,35W_p = 1,35 \times 2,37$$

$$\Rightarrow N_u = 3,2 \text{ KN.m.}$$

✓ La charge d'exploitation :

$$Q_u = 1,5 Q = 1,5 \times 1,14$$

$$\Rightarrow Q_u = 1,71 \text{ KN.m.}$$

✓ Moment d'encastrement

$$M_u = Q_u \times h = 1,71 \times 0,6$$

$$\Rightarrow M_u = 1,026 \text{ KN.m.}$$

➤ L'état limite ultime ELS :

✓ Charge permanente ultime :

$$N_s = W_p$$

$$\Rightarrow N_s = 2,37 \text{ KN.m.}$$

✓ La charge d'exploitation :

$$QS = Q$$

$$\Rightarrow QS = 1.14 \text{ KN.m.}$$

✓ Moment d'encastrement

$$MS = QS \times h = 1.14 \times 0,6$$

$$\Rightarrow MS = 0.684 \text{ KN.m.}$$

Désignation	N (KN)	M (KN.m)
ELU	3.2	1.026
ELS	2.37	0.684

Tableau. III.15 : Moments et efforts normaux de l'acrotère.

III.3.5. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :

Selon l'article A.4.3.5 des CBA93 (BAEL), la valeur de l'excentricité de calcul est comme suivie :

$$e_T = e_1 + e_2 + e_a$$

e_1 : est l'excentricité du premier ordre, avant application des excentricités additionnelles, elle est donnée par :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.026}{3.2} \Rightarrow e_1 = 32 \text{ cm}$$

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure, elle est donnée par :

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} (2 + \alpha \phi).$$

Avec :

L_f : Longueur du flambement qui est libre à une extrémité et encasté :

$$L_f = 2L \Rightarrow L_f = 2 \times 0,6 = 1,2\text{m}$$

ϕ : Ce rapport est généralement pris égale à 2 :

$$\phi = 2$$

α : Le rapport du moment :

$$\alpha = \frac{M_G}{M_Q + M_G} = 0 ; (M_G = 0)$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot 1.2^2}{10^4 \times 0.1} (2) \Rightarrow e_2 = 0.864 \text{ cm}$$

e_a : l'excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right) \Rightarrow e_a = 0.24 \text{ cm}$$

$$e_T = e_1 + e_2 + e_a \Rightarrow e_T = 32 + 0.864 + 0.24$$

$$e_T = 33.1 \text{ cm}$$

Position du centre de pression :

Afin de déterminer si la section est complètement ou partiellement comprimé, il est nécessaire de comparer l'excentricité e avec la limite du noyau central de la section, c'est-à-dire :

$$e_T > \frac{h}{6} \Rightarrow e_T > \frac{10}{6} \Rightarrow 33.1 \text{ cm} > 1.67 \text{ cm}$$

Ainsi, puisque le centre de pression se situe à l'extérieur de l'intervalle $\left(\frac{h}{6} ; \frac{-h}{6} \right)$ cela indique que la section est partiellement comprimée. Par conséquent, son renforcement sera réalisé en assimilant la situation à une flexion simple, sous l'effet d'un moment fictif M_{UF} calculé de la manière suivante.

III.3.6. Ferrailage de l'acrotère :

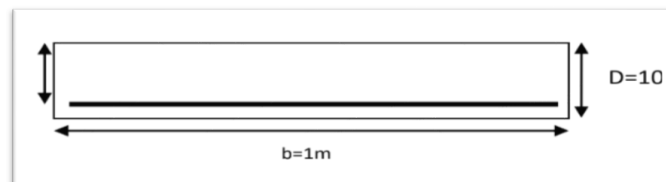


Figure III.8 : Section de l'acrotère a ferrai.

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} ; f_{st} = 435 \text{ MPa} ; h = 10 \text{ cm} ; d = 9 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

a- Calcul à l'ELU :

Détermination de la section des armatures à la flexion simple :

Le moment fictif :

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left(\frac{h}{2} - c \right) = 1.026 + 3.2 \times \left(\frac{0.10}{2} - 0.01 \right)$$

$$\Rightarrow M_{uA} = 2.59 \text{ KN.m}$$

Le moment réduit :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{2.59 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.023 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = \mathbf{0.029}$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = \mathbf{9 \text{ cm}}$$

$$A_l = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{2.59 \times 10^{-3}}{0.09 \times 435} = \mathbf{0.66 \text{ cm}^2}$$

Détermination de la section des armatures à la flexion composée :

$$A_s = A_l - \frac{N_u}{\sigma_s \times 100} = 0.66 - \frac{3.2}{435 \times 100} = \mathbf{0.66 \text{ cm}^2}$$

b- Calcul à l'ELS :

La contrainte de traction d'armature : **BAEL91 (A.4.5, 33)** :

Fissurations Préjudiciables : $\bar{\sigma}_s \leq \min(2.3 f_e ; 110 \sqrt{\eta \times ft28})$

η : Coefficient de fissuration = 1.6 pour les barres HA.

$$\bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times 500 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}\right)$$

$$\bar{\sigma}_s \leq \min(333.33 ; 201.63)$$

$$\bar{\sigma}_s = \mathbf{201.63 \text{ MPa}}$$

Détermination de la section des armatures à la flexion simple :

Le moment fictif :

$$M_{SA} = M_{Ser} + N_{Ser} \times \left(\frac{h}{2} - c\right) = 0.684 + 2.37 \times \left(\frac{0.10}{2} - 0.01\right)$$

$$\Rightarrow M_{SA} = \mathbf{0.78 \text{ KN.m}}$$

Le moment réduit :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{SA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{0.78 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.0068 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = \mathbf{0.0085}$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = \mathbf{0.9 \text{ cm}}$$

$$A_l = \frac{M_{SA}}{Z \times f_{st}} = \frac{780}{0.9 \times 435} = \mathbf{1.99 \text{ cm}^2}$$

Détermination de la section des armatures à la flexion composée :

$$A_s = A_l - \frac{N_s}{\sigma_s \times 100} = 1.99 - \frac{2.37}{435 \times 100} = 1.99 \text{ cm}^2$$

c- Vérification :

l'E.L. S :

Condition de non fragilité : **BAEL 91(ART-A.4.2.1)** :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.445 \times d}{e_s - 185 \times d}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.78}{2.37} \Rightarrow e_s = 0.33 \text{ m}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 100 \times 9 \times 2.1}{500} \times \frac{33 - 0.445 \times 9}{33 - 0.185 \times 9} = 0.8 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s = \max (A_l ; A_s ; A_{\min}) = \max (1.99 ; 1.99 ; 0.8)$$

$$\Rightarrow A_s = 1.99 \text{ cm}^2$$

Choix des aciers :

$$\text{On adopte } \Rightarrow A_s = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Vérification de l'effort tranchant :

La fissuration est préjudiciable, alors : f_{c28}

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min(2.5 ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u \leq 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.71 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09} = 0.019 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots \text{vérifié}$$

Armatures de répartition : **BAEL91 (A.8.2.41)**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Pour des raisons constructives on prend 4HA6 avec : $A_r = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Espacement des armatures : **BAEL91 (A.8.2, 42)**

$$A_s = 4HA8 \Rightarrow S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$A_r = 4HA6 \Rightarrow S_t = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}$$

III.3.7. Schéma de ferrailage :

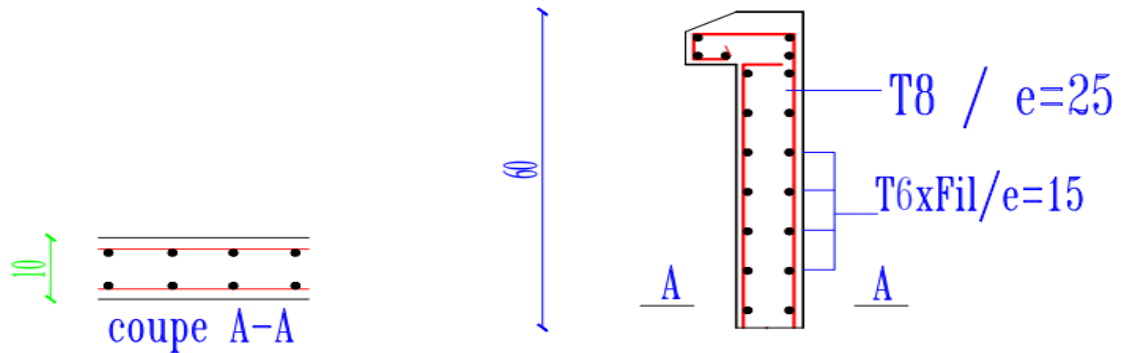


Figure III.9 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.4. Les balcons :

III.4.1. Introduction :

Le balcon est une dalle pleine considérée encastree dans les poutres, il est calculé comme une console et ferrillé en flexion simple.

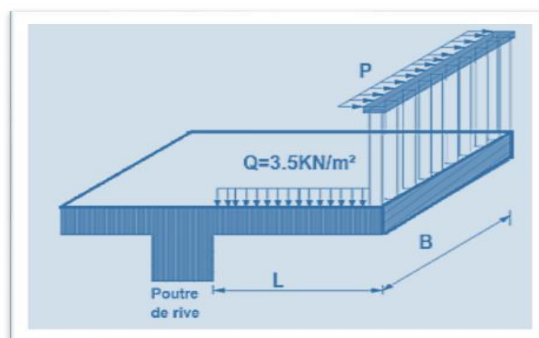


Figure III.10 : Dimensions du balcon.

III.4.2. Évaluation des charges :

✓ **Étage courant :**

On prend une bande de 1 m.

- Charges et surcharges revenant à la dalle : $G = 5,53 \text{ KN/m}^2$; $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

- La hauteur du mur : $h = 1.5 \text{ m}$.

- $P = 1.5 \times 1.5 \times 1 = 2.25 \text{ KN/ml}$.

✓ **Balcon terrasse :**

- Charges et surcharges revenant à la dalle : $G = 7.23 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

- La hauteur du mur : $h = 1.5 \text{ m}$.

- Charge de l'acrotère : $P = 2.37 \text{ KN/ml}$.

III.4.3. Calcul des sollicitations :

$$Mg = \frac{G \times L^2}{2} ; Mq = \frac{Q \times L^2}{2} ; Mp = P \times L$$

$$Tg = G \times L ; Tq = Q \times L ; Tp = P$$

a- Étage Courant :

Mg (N.ml)	Mq (N.ml)	Mp (N.ml)	Tg (N)	Tq (N)	Tp (N)
6.64	4.2	3.49	8.57	5.43	2.25

b- Terrasse :

Mg (N.ml)	Mq (N.ml)	Mp (N.ml)	Tg (N)	Tq (N)	Tp (N)
8.68	1.2	3.67	11.21	1.55	2.37

III.4.4. Les combinaisons d'action :

E.L.U :

$$Mu = 1,35 (Mg + Mp) + 1,5Mq$$

$$Tu = 1,35 (Tg + Tp) + 1,5 Tq$$

E.L.S :

$$Mser = Mg + Mp + Mq$$

Élément		Terrasse	Étage courant
E.L.U :	Mu (N.ml)	15.48	18.47
	Tu (N)	22.75	20.66
E.L.S :	Mser (N.ml)	14.33	13.55

Tableau. III. 16 : Effort interne dans balcons (ELU) et (ELS).

III.4.5. Calcul du ferrailage à l'E.L. U :

On va calculer le balcon plus sollicité : fissuration peu nuisible On prend :

$$h = 15cm ; b = 100cm ; d = 13.5cm$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

La section est simplement armée.

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

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z \times f_{st}}$$

Élément	M_u	μ	α	Z	A_u (cm ²)
Terrasse	15.48	0.06	0.077	13.08	2.72
Étage Courant	18.47	0.07	0.09	13.01	3.26

III.4.5.1. Vérification :

a- à l'E.L.U :

➤ Condition de non fragilité : **BAEL 91(ART-A.4.2.1)** :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Elément	A_u (cm ²)	A^{BAEL} (cm ²)	Amax (cm ²)	Aadp (cm ²)
Terrasse	2.72	1.3	2.72	3HA12 = 3.39
Étage courant	3.26	1.3	3.26	4HA12 = 4.52

Tableau III.16 : Ferrailage de balcon.

b- à l'E.L.S :

Tant que la section est rectangulaire soumise à la flexion simple et dont les armatures sont de type fe E500, la vérification de σ_b est inutile, si la condition suivante est remplie :

$$\bar{\alpha} \leq \left(\frac{\gamma-1}{2} \right) + \left(\frac{f_{c28}}{100} \right) \Rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Elément	Mu (KN.m)	Mser (KN.m)	γ	fc28 (MPa)	$\bar{\alpha}$	α	Condition
Terrasse	15.48	14.33	1.08	25	0.061	0.077	CV
Étage courant	18.47	13.55	1.36	25	0.2	0.09	CV

Tableau III.17 : Vérification de la contrainte.

III.4.5.2. Contrainte de cisaillement : BAEI 91 (ART : A.5.1)

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

Comme la fissuration est peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 3.33MPa$$

➤ **Terrasse :**

$$\tau_u = 0.17 \leq \bar{\tau}_u = 3.33MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Étage courant :**

$$\tau_u = 0.15 \leq \bar{\tau}_u = 3.33MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Armature de réparation :

➤ **Terrasse :**

$$A_r = \frac{A_{adp}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.79 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_r = 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ **Étage courant :**

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

On adopte : $A_r = 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

III.4.5.3. Espacement des armatures :

a- Armature longitudinale :

➤ Terrasse :

$$S_t = \frac{100}{3} ; \text{ Soit : } S_t = 30 \text{ cm.}$$

➤ Étage courant :

$$S_t = \frac{100}{4} ; \text{ Soit : } S_t = 25 \text{ cm.}$$

b- Armature de répartition :

➤ Terrasse :

$$S_t = \frac{100}{4} ; \text{ Soit : } S_t = 25 \text{ cm.}$$

➤ Étage courant :

$$S_t = \frac{100}{4} ; \text{ Soit : } S_t = 25 \text{ cm.}$$

Calcul de la flèche : BAEL 91 (ART : B.6.5.1)

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{15} \Rightarrow \frac{15}{155} = 0.097 > \frac{1}{15} = 0.067 \Rightarrow \text{ Condition vérifiée.}$$

➤ Terrasse :

$$\frac{h}{L} \leq \frac{4.2}{4} \Rightarrow 2 < \frac{4.2}{500} = 6 \Rightarrow \text{ Condition vérifiée.}$$

➤ Étage courant :

$$\frac{h}{L} \leq \frac{4.2}{4} \Rightarrow 2 < \frac{4.2}{500} = 6 \Rightarrow \text{ Condition vérifiée.}$$

Alors les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

III.4.6. Schéma de ferrailage :

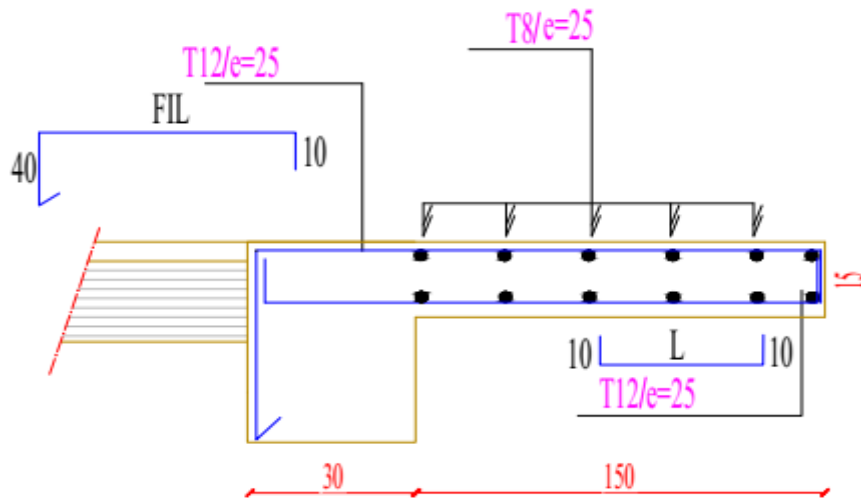


Figure III.11 : Schéma de ferrailage de balcon Étage courant.

III.5. Escaliers :

III.5.1. Introduction :

L'escalier se calcule comme une poutre à section rectangulaire travaillant à flexion simple le calcul des armatures se fait sur une bande de 1 m de largeur. Notre bâtiment contient d'escalier.

III.5.2. Charge et surcharge :

Elément	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Paillasse	7.65	2.5
Palier	5.04	2.5

Tableau III.18 : Charge et surcharge.

Schéma statique :

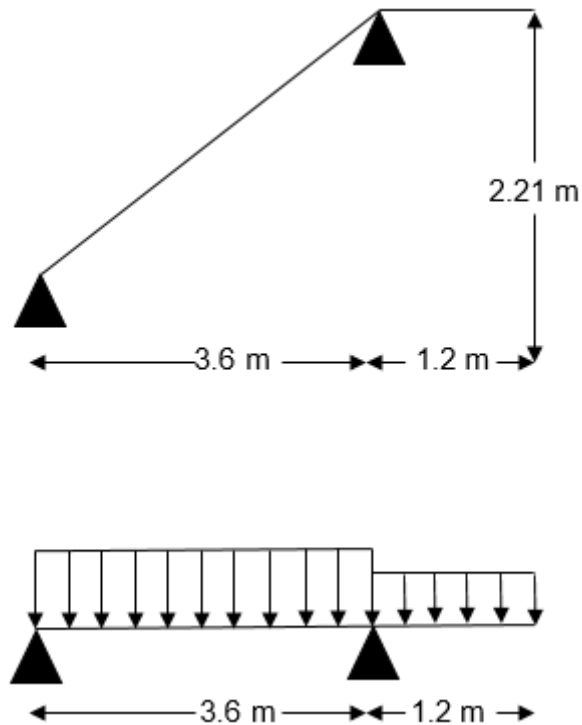


Figure III.12 : Schéma statique des escaliers.

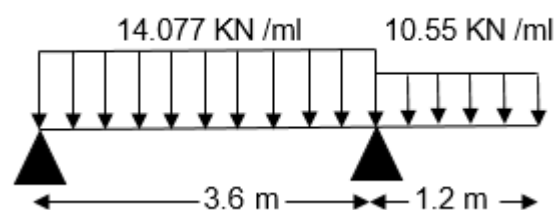
III.5.3. Combinaison des charges :

- $E.L.U : P_u = 1,35G + 1,5Q$
- $E.L.S : P_{ser} = G + Q$

Elément	Palier (kN/mℓ)	Paillasse (kN/mℓ)
ELU	10.554	14.077
ELS	7.54	10.15

Tableau III.19 : Combinaison des charges.

Schéma statique :



III.5.3.1. La charge équivalente :

$$\text{La charge équivalente : } P_{eq} = \frac{P_1 \times L_1 \times P_2 \times L_2}{L_2 + L_1}$$

$$L'ELU : P_{eq} = 13.3 \text{ KN/ml.}$$

$$L'ELS : P_{eq} = 9.57 \text{ KN/ml.}$$

➤ L'ELU :

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = P_{eq} \times \frac{L^2}{8} = 13.3 \times \frac{5.42^2}{8} = 48.84 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en appuis : } M_{app} = 0.3 \times M_0 = 0.3 \times 48.84 = 14.65 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moments en travée : } M_T = 0.85 \times M_0 = 0.85 \times 48.84 = 41.51 \text{ KN.m}$$

$$\text{L'effort tranchant : } T_u = P_{eq} \times \frac{L}{2} = 13.3 \times \frac{5.42}{2} = 36.04 \text{ KN.m}$$

➤ L'ELS :

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = P_{eq} \times \frac{L^2}{8} = 9.57 \times \frac{5.42^2}{8} = 35.14 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en appuis : } M_{app} = 0.3 \times M_0 = 0.3 \times 35.14 = 10.54 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moments en travée : } M_t = 0.85 \times M_0 = 0.85 \times 35.14 = 29.87 \text{ KN.m}$$

$$\text{L'effort tranchant : } T_u = P_{eq} \times \frac{L}{2} = 9.57 \times \frac{5.42}{2} = 25.93 \text{ KN}$$

Elément	Peq (KN)	M ₀ (KN.m)	M _{ap} (KN.m)	M _t (KN.m)	T _u (KN)
ELU	13.3	48.84	14.65	41.51	36.04
ELS	9.57	35.14	10.54	29.87	25.93

Tableau III.20 : Effort interne dans l'escalier.

III.5.3.2. Calcul du ferrailage à l'E.L. U :

a- Armatures Longitudinales :

$$f_e = 500 \text{ Mpa} ; \sigma_s = 348 ; \sigma_b = 14.2 \text{ Mpa} ; \mu_l = 0.392$$

$$c = 2 \text{ cm} ; h = 16 \text{ cm} ; b = 100 ; d = 13.5 \text{ cm}$$

On a sur appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}}$$

La section est simplement armée.

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

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$A_u = \frac{M_U}{Z \times f_{st}}$$

Elément	Mu (N.m)	μ	α	Z	Acal (cm ²)
Sur appuis	14.65	0.057	0.073	13.1	2.57
Sur travée	41.51	0.16	0.22	12.31	7.75

Tableau III.21 : Ferrailage longitudinal de L'escalier à L'ELU.

b- Vérifications :

➤ **Condition de non fragilité : BAEL 91(ART-A.4.2)**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Elément	Au (cm ²)	A _{min}	Amax(cm ²)	Aadp (cm ²)
Sur appuis	2.57	1.3	2.57	5HA10 = 3.93
Sur travée	7.75	1.3	7.75	6HA14 = 9.24

Tableau III.22 : Le choix de ferrailage des armatures longitudinal à L'ELU.

- Espacement :

$$St \leq \text{Min}(3h = 30\text{cm} ; 33\text{cm}) = \text{Min}(3 \times 15 ; 33)\text{cm} \Rightarrow St = 33\text{cm}$$

En travée : $St = 18,5\text{cm} < 33\text{cm}$ Une condition vérifiée

Sur appui : $St = 18,5\text{cm} < 33\text{cm}$ Une condition vérifiée

On prend : **e = 20 cm**

c- Les armatures de répartition :

En travée :

$$A_{rep} = A_{ado} / 4 = 2.31\text{cm}^2 ; \text{on adopte : } 5T10 = 3.92\text{cm}^2 ; St = 20\text{cm}$$

Sur appui :

$$A_{rep} = A_{ado} / 4 = 0.98\text{cm}^2 ; \text{on adopte : } 3T8 = 1.51\text{cm}^2 ; St = 20\text{cm}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{Smin} \geq 0,23 \times d \times b \times \frac{F_{t28}}{F_e}$$

$$\Rightarrow A_{S \min} \geq 1.3cm^2$$

- En travée : $A_S = 9.24cm^2 \geq A_{S \min}$ Condition vérifiée.

- Sur appui : $A_S = 3.93cm^2 \geq A_{S \min}$ Condition vérifiée.

d- Vérification à l'E.L. S :

Tant que la section est rectangulaire soumise à la flexion simple et dont les armatures sont de type *fe E500*, la vérification de σ_b est inutile, si la condition suivante est remplie :

$$\bar{\alpha} \leq \left(\frac{\gamma-1}{2} \right) + \left(\frac{f_{c28}}{100} \right) \Rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Elément	Mu (KN.m)	Mser (KN.m)	γ	fc28 (MPa)	$\bar{\alpha}$	α	Condition
Sur appui	14.65	10.54	1.39	25	0.445	0.073	CV
Sur travée	41.51	29.87	1.39	25	0.445	0.22	CV

Tableau III.23 : Vérification de la contrainte.

e- Contrainte de cisaillement : BAEL 91 (ART : A.5.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{13.3}{1000 \times 135} = 0.01MPa$$

Comme la fissuration est peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right) = 3.33Mpa \dots \dots \dots BAEL (art : A. 5.1,211)$$

$$\tau_u = 0.01Mpa < \bar{\tau}_u = 3.33Mpa \dots \dots \dots CV$$

III.5.4. Schéma de ferrailage :

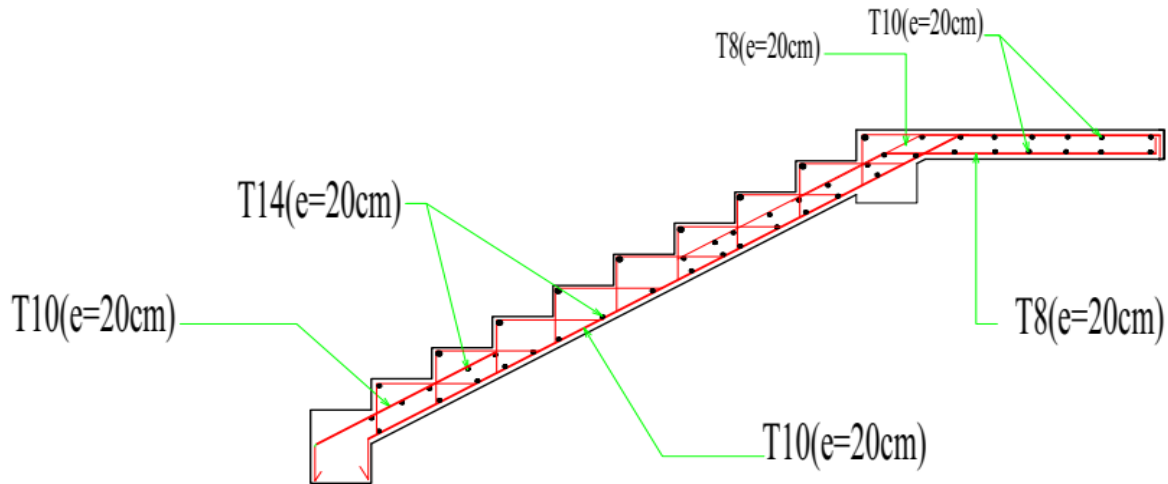


Figure III.13 : Schéma de ferrailage d'escalier.

III.5.5. Etude de la poutre palière :

C'est une poutre partiellement encastree à l'extrémité dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion.

Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée et le palier.

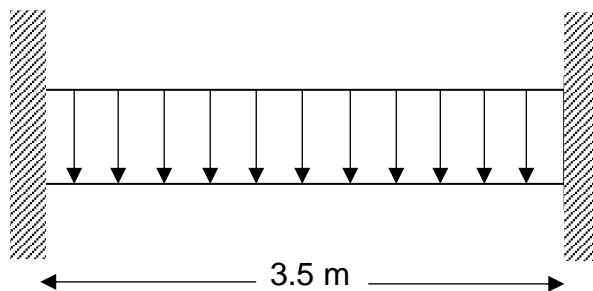


Figure III.14: Schéma statique de la poutre palière.

III.5.5.1. Dimensionnement :

La poutre palière est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le **CBA 93** et vérifiées en considérant le **RPA 99/ 2003**. Selon le **CBA 93**

- **La hauteur « H » de la poutre palier :**

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

On a : $L = 3.5 \text{ m}$

$$\frac{350}{15} < h < \frac{350}{10} \Rightarrow 23.33 < h < 35$$

$h = 35 \text{ cm}$

- **La largeur b de la poutre palière :**

$$0.3h < b < 0.7h \Rightarrow 0.3 \times 35 < b < 0.7 \times 35 \Rightarrow 10.5 < b < 24.5$$

$b = 30 \text{ cm}$

➤ **Selon le RPA99/2003 :**

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.17 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc : on choisit une section de la poutre palière $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

III.5.5.2. Évaluation des charges :

- **Le poids propre de la poutre palière et du mur :**

$$g_{pp} = b \times h \times \rho = 0.30 \times 0.35 \times 25$$

$g_{pp} = 2.62 \text{ KN/m}$

$$g_m = G_m \times H_m = 2.8 \times 3.06$$

$G_m = 8.57 \text{ KN/m}$

Remarque :

Les murs peuvent être avec ou sans ouvertures donc il est nécessaire d'opter des coefficients selon le pourcentage d'ouvertures :

- ❖ Murs avec portes (90%G).
- ❖ Murs avec fenêtres (80%G).
- ❖ Murs avec portes et fenêtres (70%G).

$$G_m = 8.57 \times 80\% \Rightarrow G_m = 6.86 \text{ KN/m}$$

Avec : H_m : la hauteur du mur.

g_{pp} : poids propre de la poutre palière.

g_m : poids propre du mur sur la poutre.

G_m : charge du mur.

• La charge transmise par l'escalier :

$$ELU : R_A^u = 23.23 \text{ KN}$$

$$ELS : R_A^s = 16.71 \text{ KN}$$

➤ ELU :

$$q_u = 1.35 (g_{pp}) + R_A^u = 1.35 (2.62) + 23.23 \Rightarrow q_u = 26.77 \text{ KN/m}$$

$$T_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{26.77 \times 3.5}{2} \Rightarrow T_u = 46.85 \text{ KN}$$

$$M_u^t = \frac{q_u \times L^2}{24} = \frac{26.77 \times 3.5^2}{24} \Rightarrow M_u^t = 13.66 \text{ KN.m}$$

$$M_u^a = \frac{q_u \times L^2}{12} = \frac{26.77 \times 3.5^2}{12} \Rightarrow M_u^a = 27.33 \text{ KN.m}$$

III.5.5.3. Calcul de la section d'armature à la flexion simple :

- Épaisseur de la section : $h = 35 \text{ cm}$.
- Largeur de la section : $b = 30 \text{ cm}$.
- Enrobage : $c = 2 \text{ cm}$.
- hauteur utile : $d = h - c = 33 \text{ cm}$.

➤ ELU :

a- En travée :

Moment ultime réduite :

$$\mu = \frac{M_u^T}{F_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{13.66 \times 10^6}{14.16 \times 300 \times 330^2} \Rightarrow \mu = 0.0295 < \mu_{Lim} = 0.392$$

Donc : les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A'=0$)

$$\mu = 0.0295 < \mu_L = 0.186 \text{ (Pivot A)}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0295}) = \mathbf{0.037}$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 33(1 - 0.4 \times 0.037) = \mathbf{32.51 \text{ cm}}$$

$$A_u^T = \frac{M_u^T}{\sigma_s \cdot Z} = \frac{13.66 \times 10^6}{435 \times 325.1} = \mathbf{0.96 \text{ cm}^2}$$

Condition de non fragilité : [BAEL91A.4.2.1]

$$A_{S \min} \geq 0,23 \times d \times b \times \frac{F_{t28}}{F_e}$$

$$A_{S \min} \geq 0,23 \times 300 \times 330 \times \frac{2,1}{500} = 95.63 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{S \min} \geq 0.95 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_S = \max(A_u^T ; A_{S \min}) \Rightarrow A_S = \mathbf{0.96 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Donc on adopte : } \mathbf{3T12 = 3.39 \text{ cm}^2}$$

b- En appui :

Moment ultime réduite :

$$\mu = \frac{M_u^T}{F_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{27.33 \times 10^6}{14.16 \times 300 \times 330^2} \Rightarrow \mu = 0.06 < \mu_{Lim} = 0.392$$

Donc : les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A'=0$)

$$\mu = 0.06 < \mu_L = 0.186 \text{ (Pivot A)}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.06}) = \mathbf{0.077}$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 33(1 - 0.4 \times 0.077) = \mathbf{31.98 \text{ cm}}$$

$$A_u^T = \frac{M_u^T}{\sigma_s \cdot Z} = \frac{27.33 \times 10^6}{435 \times 319.8} = \mathbf{1.96 \text{ cm}^2}$$

Condition de non fragilité : [BAEL91A.4.2.1]

$$A_{S \min} \geq 0,23 \times d \times b \times \frac{F_{t28}}{F_e}$$

$$A_{S \min} \geq 0,23 \times 300 \times 330 \times \frac{2,1}{500} = 95,63 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{S \min} \geq 0,95 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_S = \max (A_u^T ; A_{S \min}) \Rightarrow A_S = 1,96 \text{ cm}^2$$

donc on adopte : **3T12 = 3,39cm**

Vérification de l'effort tranchant à l'ELU :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \cdot d}$$

$$v_u = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{26,77 \times 3,5}{2} = 46,85 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{46850}{300 \times 330} = 0,47 \text{ MPa}$$

Contrainte de cisaillement admissible dans le cas d'une fissuration peu nuisibles :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \cdot F_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,47 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

Les armatures transversales sont des armatures droites.

Le diamètre des barres transversales est directement lié au diamètre des barres longitudinales selon l'expression :

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{12}{3} = 4 \text{ mm} \quad \text{Soit : } \varphi_t = 8 \text{ mm}$$

Les armatures transversales seront constituées par un cadre et une épingle de 8 mm de diamètre, soit une section totale de :

$$A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Espacement des armatures transversales :

Selon **CBA/93** :

$$St \leq \min (15 \varphi_l ; 40\text{cm} ; a + 10\text{cm}) = 18 \text{ cm.} \Rightarrow St = 15 \text{ cm}$$

$$St \leq \min (0,9d ; 40\text{cm}) = 29,7 \text{ cm.}$$

Selon **RPA/2003** :

Conditions sur l'espacement.

En zone nodale :

$$St \leq \min(12\phi l; h/4) = \min(12 * 1,2; 35/4) = \min(14,4; 8,75) = 8,75 \text{ cm.}$$

Soit un espacement choisit de : $St = 8 \text{ cm.}$

La longueur de la zone nodale : $2 * h = 70 \text{ cm.}$

En zone courante :

$$St \leq h/2 = 35/2 = 17,5 \text{ cm.}$$

Soit un espacement choisit de : $St = 15 \text{ cm.}$

La section d'armatures transversales sera déduite de l'expression suivante :

$$A_t = 0,003 * s * b = 0,003 * 15 * 30 = 1,35 \text{ cm}^2.$$

La section d'armatures transversales adoptée vérifie cette condition :

$$A_t \text{ (adoptée)} = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,35 \text{ cm}^2.$$

III.5.6. Ferrailage de la poutre palière :

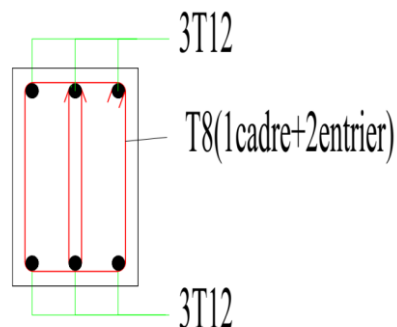


Figure III.16 : Ferrailage de la poutre palière.

Etude d'un bâtiment à usage
d'habitation et commercial **R+5**

Chapitre IV : Etude Sismique

IV.1. Introduction :

Étant donné que les tremblements de terre peuvent survenir à tout moment et causer des dommages considérables aux personnes et aux biens, il est essentiel de concevoir et de construire des structures capables de résister à ces secousses sismiques, tout en respectant les recommandations des règlements parasismiques.

L'objectif de ce chapitre est d'établir un modèle de structure qui satisfait toutes les conditions et les critères de sécurité imposés par les règles parasismiques algériennes, connues sous le nom de **RPA99/version 2003**.

IV.2. Méthodes de calcul :

Plusieurs méthodes ont été élaborées pour le calcul des sollicitations sismiques. D'après le **RPA 99 V 2003**, on citera :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique.

IV.2.1. Méthode statique équivalente :

➤ Principe :

Dans cette méthode, le **RPA 99 V 2003** propose de remplacer les forces réelles dynamique engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérés appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

➤ Modélisation :

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans **l'article « 4.1.2 » du RPA 99 V 2003**.

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en

élévation avec une hauteur au plus égale à 65 m en zones I et II et à 30 m en zones III.

- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant outre les conditions de hauteur énoncées en a).

IV.2.2. Méthode d'analyse modale spectrale :

➤ Principe :

Il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massiques de ces modes soient aux moins égales 90 %.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5 % de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

➤ Modélisation :

a- Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques.

b- Pour, les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.

c- Pour, les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de

gravité des planchers avec trois (03)

DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

d- Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastés à la base et à plusieurs DDL par plancher.

e- La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.

f- Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (Ex : contribution des zones nodales et des éléments non-structuraux à la rigidité du bâtiment).

j- Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

➤ **Condition d'application :**

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.

IV.2.3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogramme réels. Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

IV.3. Choix de la méthode de calcul :

IV.3.1. Critères de classification par RPA 99/2003 :

➤ **Classification des zones sismiques :**

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya

et par commune, soit :

- **ZONE 0** : sismicité négligeable.
- **ZONE I** : sismicité faible.
- **ZONE IIa et IIb** : sismicité moyenne.
- **ZONE III** : sismicité élevée.

Dans notre cas, Mila se situe dans une zone de sismicité moyenne ' **ZONE IIa** '.

➤ **Classification de l'ouvrage :**

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- **Groupe 1A** : ouvrages d'importance vitale.
- **Groupe 1B** : ouvrages de grande importance.
- **Groupe 2** : ouvrages courants ou d'importance moyenne.
- **Groupe 3** : ouvrages de faible importance.

Notre ouvrage est un ouvrage d'importance moyenne, c'est un bâtiment (Groupe d'usage 2).

➤ **Classification du site :**

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de catégorie **S2**.

Donc :

Vu que les conditions d'application de la méthode statique équivalente dans le cas du bâtiment étudié sont vérifiées (car la structure est régulière en plan).

Cette méthode est applicable selon ([art 4.1.2.b](#)) du [RPA99/2003](#) (**Zone IIa**, et groupe d'usage 2, $h = 19.04\text{ m} < 23\text{m}$), donc la méthode utilisable est la méthode statique équivalente pour l'analyse sismique.

IV.4. Méthode statique équivalente :

IV.4.1. Calcul de la Force Sismique Totale :

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule proposée par le **RPA99 V 2003**.

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Coefficient d'amplification dynamique moyen.

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement global de la structure.

W : Poids total de la structure.

1- Facteur de qualité (Q) :

Le facteur de qualité de la structure à fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments de construction ;
- La régularité en plan et en élévation ;
- La qualité de contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 2 + \sum_1^5 p_q \quad (4-4)$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q « est satisfait ou non ».

Critère « q »	Sens X	Sens Y
Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05	0.05
Redondance en plan	0.05	0.05
Régularité en plan	0	0.05
Régularité en élévation	0	0

Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
Somme	1.15	1.2

Tableau IV.1 : Valeurs de pénalités sans X-Y (RPA).

$$Q_X = 1.15 \quad \Leftrightarrow \quad Q_Y = 1.2$$

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

La valeur de R est donnée par le « **tableau 4.3** » **RPA99 V 2003** en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans « **l'article 3.4** » du **RPA99 V 2003**.

Dans les blocs A, on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé. Alors le coefficient de comportement global de la structure est égal à : $R = 3.5$, on a un système de contreventement en portique auto stable avec remplissage en maçonnerie rigide. Ce qui implique que le coefficient de comportement sera : $R = 3.5$

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

Zone IIa : D'après la classification sismique de wilaya de Sétif (**RPA 99 V 2003**). Groupe d'usage **2B** : puisque sa hauteur totale dépasse **19.04 m**.

Alors d'après les deux critères précédents, on obtient $A = 0.15$

Facteur de correction d'amortissement « η » :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau IV.2 : Valeurs de ξ (%).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 7}} \quad \Leftrightarrow \quad \eta = 0.88$$

Période T1 et T2 du site considéré :

D'après le **RPA99**, Le site est considéré comme site ferme (S₂).

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

Tableau IV.3 : Classification du site.

T₁ = 0,15 s ; T₂ = 0,40 s

Spectre de réponse :

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

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

Avec :

S_a / g : Accélération spectrale.

T : Période fondamentale de la structure.

g : Accélération de la pesanteur.

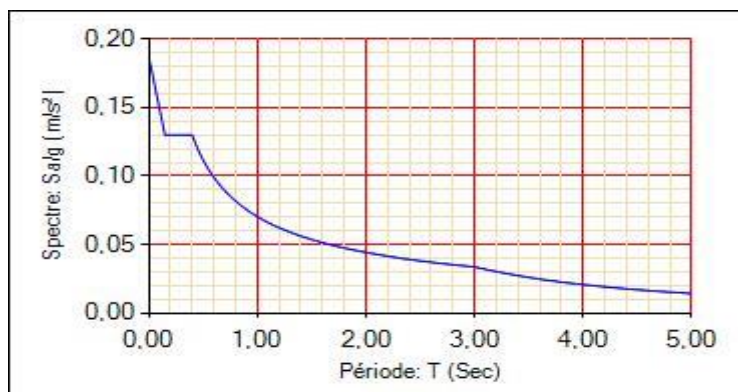


Figure IV.1 : diagramme de spectre de réponse.

Caractéristiques de l'ouvrage :

- Zone IIa : Sismicité moyenne.
- Groupe 2 : Ouvrages courants ou d'importance moyenne.
- Site S2 : $T1 = 0,15 \text{ sec}$ et $T2 = 0,40 \text{ sec}$
- Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé :
 $R = 3,5$.
- Coefficient d'accélération de la zone A = 0,15
- Facteur de qualité $Q = 1,10$
- Amortissement : $\xi = 7\%$

Estimation de la période fondamentale de la structure :

La formule empirique :

$$T = \min \left\{ c_T (h_N)^{3/4}; 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{L}} \right\}$$

h_N : hauteur mesurée en (m) à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau $\Rightarrow h_N = 19.11 \text{ m}$

c_T : coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage
Portiques contreventés par des voiles avec remplissage en maçonnerie et donnée par le [RPA 99 / version 2003 \(Tableau 4.6\)](#).

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

Tableau IV.4 : valeurs du coefficient C_T .

Dans notre structure : $c_T = 0.05$

$$T = 0.05(19.11)^{3/4} = \mathbf{0.46 \text{ sec}}$$

$$\text{Donc : } T_x = T_y = \mathbf{0.46 \text{ sec}}$$

L : dimension du bâtiment mesurée a sa base dans la direction de calcul considérée.

$$L_x = 25.35 \text{ m} \quad L_y = 18.76 \text{ m}$$

$$T_x = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{L_x}} = 0.09 \frac{19.11}{\sqrt{25}} = \mathbf{0.34 \text{ sec}}$$

$$T_y = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{L_y}} = 0.09 \frac{19.11}{\sqrt{18.76}} = \mathbf{0.39 \text{ sec}}$$

4- Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :

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

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7).

η : facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

- **Le sens X**

$$T_2 = 0.40 \text{ sec} ; \eta = 0.882 ; T_x = 0.34 \text{ sec} \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_2$$

$$D_x = 2.5\eta = 2.5 \times 0.882 = \mathbf{2.205}$$

- **Le sens Y**

$$T_2 = 0.40 \text{ sec} ; \eta = 0.882 ; T_y = 0.4 \text{ sec} \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_2$$

$$D_y = 2.5\eta = 2.5 \times 0.882 = \mathbf{2.205}$$

5- Poids de la structure existante :

W : Poids total de la structure :

Le poids total de la structure est donné par la formule suivant :

$$W_i = w_{Gi} + \beta w_{Qi} \dots \dots \dots \text{formule (4.5)}$$

w_{Gi} : poids due aux charges permanentes.

w_{Qi} : charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par **le tableau 4.5 (RPA)**.

Dans notre cas (le bâtiment à usage d'habitation) $\beta = 0,20$.

Résultat obtenu par le logiciel (robot) du poids total : $W = 25169.35KN$

La force sismique totale V :

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

Donc :

$$V_{Xst} = \frac{0.15 \times 2.205 \times 1.15}{3.5} \times 25169.35 \quad \Leftrightarrow \quad V_{Xst} = 2735.28 \text{ KN}$$

$$V_{Yst} = \frac{0.15 \times 2.205 \times 1.20}{3.5} \times 25169.35 \quad \Leftrightarrow \quad V_{Yst} = 2854.20 \text{ KN}$$

La disposition des voiles :

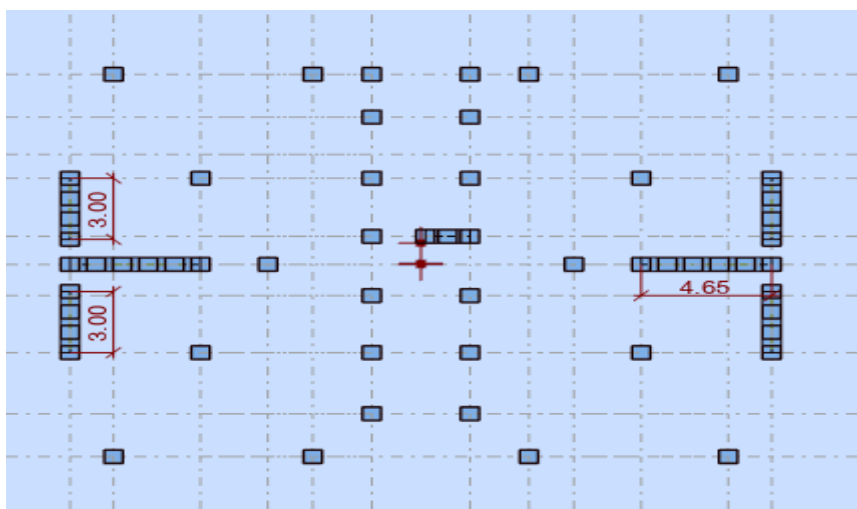


Figure IV.2 : disposition des voiles de contreventement.

IV.4.2. Caractéristiques géométriques de la structure :

Centre de masse :

Les masses sont considérées comme concentrées au niveau des planchers. Il est donc nécessaire de connaître les centres de masses qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales.

Le centre de masses sera déterminé pour chaque niveau, en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (Acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur, ...etc.)

Ce centre sera déterminé en utilisant la relation suivante :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : La masse de l'élément i .

X_i, Y_i : les Coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport à un repère global.

X_{Gi}, Y_{Gi} : Coordonnées du centre de masses du niveau considéré.

Centre de torsion :

Pour la détermination du centre de torsion, on utilise les formules suivantes :

$$X_t = \frac{\sum I_{xi} X_i}{I_{xi}} \quad \text{et} \quad Y_t = \frac{\sum I_{yi} Y_i}{I_{yi}}$$

Avec :

X_t : L'abscisse du centre de torsion.

Y_t : L'ordonnée du centre de torsion.

I_{xi} : Moment d'inertie par rapport à l'axe (ox).

I_{yi} : Moment d'inertie par rapport à l'axe (oy).

x_i : L'abscisse du centre de gravité de l'élément.

y_i : L'ordonnée du centre de gravité de l'élément.

- **Pour les voiles** : les dimensions sont constantes, alors :

$$I_{xi} = \frac{b'xL^3}{12} \quad I_{yi} = \frac{Lxb'^3}{12}$$

Calcul de l'excentricité :

Selon le **RPA** on doit calculer deux types d'excentricités :

- Excentricité théorique.
- Excentricité accidentelle.

L'excentricité théorique :

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion, elle est donnée par les formules suivantes :

$$e_{xt} = |X_m - X_t|$$

$$e_{yt} = |Y_m - Y_t|$$

X_m, Y_m : les coordonnées du centre de masse.

X_t, Y_t : les coordonnées du centre de torsion.

Excentricité accidentelle :

D'après le **RPA99/ Version 2003 (Article 4.3.7)**, On a : $e_{acc} = 5\% \times L$

Avec :

$$e_{xa} = \max(5\%L_{max} ; e_{xt})$$

$$e_{ya} = \max(5\%L_{max} ; e_{yt})$$

L_{max} : Variable pour tout le niveau.

Niveau	L_x (m)	L_y (m)	e_{xa} (m)	e_{ya} (m)
5	25,00	19,72	1,25	0,99
4	25,00	18,76	1,25	0,94

3	25,00	18,76	1,25	0,94
2	25,00	18,76	1,25	0,94
1	25,00	18,76	1,25	0,94
RDC	25,00	18,76	1,25	0,94

Tableau IV.5 : Valeurs des excentricités accidentelles de chaque niveau.

Caractéristiques de la structure :

Le tableau ci-après résume les résultats des différents centres de gravité et de rigidité Sont obtenus par le logiciel **ROBOT Version 2019** :

Etage	Position de centre de masse		Position du centre de torsion		Excentricité	
	X _G (m)	Y _G (m)	X _{CR}	Y _{CR}	e _{xt} (m)	e _{yt} (m)
5	12.5	10.51	12.50	9.49	0,00	1,03
4	12.5	9.50	12.50	9.47	0,00	0,03
3	12.5	9.51	12.50	9.47	0,00	0,04
2	12.5	9.52	12.50	9.47	0,00	0,05
1	12.5	9.52	12.50	9.47	0,00	0,05
RDC	12.5	9.44	12.50	9.43	0,00	0,01

Tableau IV.6 : Caractéristiques géométriques de la structure.

IV.4.3. Vérification de la résultante des forces sismiques :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modale, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V_{dynamique} > 80\%V_{statique}$$

Avec : $V_{dynamique}$: La résultante des forces sismique à la base.

$V_{statique}$: La résultante des forces sismiques calculées par la méthode statique équivalente.

Si $V_{dynamique} > 80\%V_{statique}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, le déplacement, moment,..) dans le rapport $0.8 V_{statique}/V_{dynamique}$

On a :

$$V_{X.dyn} = 2326,41KN \quad \text{et} \quad V_{Y.dyn} = 2289,79KN$$

- **Sens longitudinal X-X :**

$$V_{X.dyn} = 2326.41 KN > 80\%V_{Xst} = 2188.22 KN \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Sens longitudinal Y-Y :**

$$V_{Y.dyn} = 2289.79 KN > 80\%V_{Yst} = 2283.36 KN \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

IV.4.4. Résultats de calcul (ROBOT Version 2019) :

IV.4.4.1. Périodes et facteurs de participation modale :

D'après le [RPA 99 Version 2003 Article \(4.3.4\)](#), pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives soit supérieure à 90 % au moins de la masse totale de la structure
- Le nombre minimum de modes à retenir est de 03 dans chaque direction considérée.

Dans notre cas, la condition décrite ci-dessus n'est pas satisfaite pour 3 modes.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne pourraient pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_k \leq 0,20sec$$

Avec :

N : Le nombre de niveaux au-dessus du sol ($N = 5$ niveaux+1 de la dalle machine)

T_k : La période du mode.

$$\Rightarrow K \geq 3\sqrt{6} = 7,35 \Rightarrow K = 8 \text{ modes}$$

Pourcentage des masses modales effectives :

Pour ce qui concerne les modes propres, nous devons avoir :

- $UX > 60\%$ ou $UY > 60\%$ dans le mode 1.
- $RZ < 10\%$ dans les deux premiers modes.

La somme des UX et des YU doit être supérieure à 90%.

Les résultats de l'analyse dynamique parlent logiciel **ROBOT 2019**.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
3/ 1	2,13	0,47	0,19	67,21	0,19	67,21	2516934,85	2516934,85
3/ 2	2,41	0,41	62,31	68,01	62,12	0,79	2516934,85	2516934,85
3/ 3	2,69	0,37	69,34	69,70	7,02	1,69	2516934,85	2516934,85
3/ 4	7,68	0,13	69,39	87,60	0,06	17,91	2516934,85	2516934,85
3/ 5	8,95	0,11	87,46	87,77	18,07	0,17	2516934,85	2516934,85
3/ 6	10,03	0,10	89,48	88,08	2,01	0,31	2516934,85	2516934,85
3/ 7	10,88	0,09	89,48	88,08	0,00	0,00	2516934,85	2516934,85
3/ 8	10,88	0,09	89,48	88,08	0,00	0,00	2516934,85	2516934,85
3/ 9	10,88	0,09	89,48	88,08	0,00	0,00	2516934,85	2516934,85
3/ 10	10,88	0,09	89,48	88,08	0,00	0,00	2516934,85	2516934,85
3/ 11	12,88	0,08	89,48	88,08	0,00	0,00	2516934,85	2516934,85
3/ 12	12,88	0,08	89,48	88,08	0,00	0,00	2516934,85	2516934,85
3/ 13	12,88	0,08	89,48	88,08	0,00	0,00	2516934,85	2516934,85
3/ 14	12,88	0,08	89,48	88,08	0,00	0,00	2516934,85	2516934,85
3/ 15	14,64	0,07	89,48	88,08	0,00	0,00	2516934,85	2516934,85
3/ 16	14,65	0,07	89,48	88,08	0,00	0,00	2516934,85	2516934,85
3/ 17	14,68	0,07	89,48	88,08	0,00	0,00	2516934,85	2516934,85
3/ 18	14,68	0,07	89,48	88,08	0,00	0,00	2516934,85	2516934,85
3/ 19	15,71	0,06	89,48	88,08	0,00	0,00	2516934,85	2516934,85
3/ 20	15,71	0,06	89,48	88,09	0,00	0,00	2516934,85	2516934,85
3/ 21	15,75	0,06	89,52	94,28	0,04	6,20	2516934,85	2516934,85
3/ 22	15,77	0,06	89,52	94,29	0,00	0,01	2516934,85	2516934,85
3/ 23	15,77	0,06	89,52	94,31	0,00	0,02	2516934,85	2516934,85
3/ 24	17,74	0,06	94,98	94,44	5,46	0,13	2516934,85	2516934,85

Tableau IV.7 : Périodes et facteurs de participation modale.

À partir de ces résultats, on observe que :

- $UY = 67.21\% > 60\%$ dans le premier mode.

- $RZ = 0\% < 10\%$ dans les deux premiers modes.
- La somme de $UX = 94.98\% > 90\%$
- La somme de $UY = 94.44\% > 90\%$

Donc toutes les conditions sont vérifiées.

IV.4.4.2. Vérification de la période :

D'après le **RPA 99 Version 2003 Article (A.4.2.4)**, la valeur de (T) calculée à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30 %.

On a la période fondamentale de la structure, obtenue par le logiciel est de :

$T_Y = 0,47 \text{ sec}$; $T_X = 0,41 \text{ sec}$. Cette période est jugée acceptable comparée à celle formulée par le **RPA99 Version 2003** qui est :

$$T + 30\%T$$

$$T = \min \left\{ C_T (h_N)^{3/4}; 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{L}} \right\}$$

$$T_{RPA} < T_{Modèle} < 1.3T_{RPA}$$

- **Le sens X :**

$$0.34 < T_{dyn} = 0.41 \text{ sec} < 1.30 \times T = 1.3 \times 0.34 = 0.44 \text{ sec} \dots \text{condition est vérifiée.}$$

- **Le sens Y :**

$$0.34 < T_{dyn} = 0.47 \text{ sec} < 1.30 \times T = 1.3 \times 0.4 = 0.52 \text{ sec} \dots \text{condition est vérifiée.}$$

- Le 1er mode est un mode de translation selon Y.
- Le 2eme mode est un mode de translation selon X.
- Le 3ème mode est un mode de rotation autour Z.

Mode :01

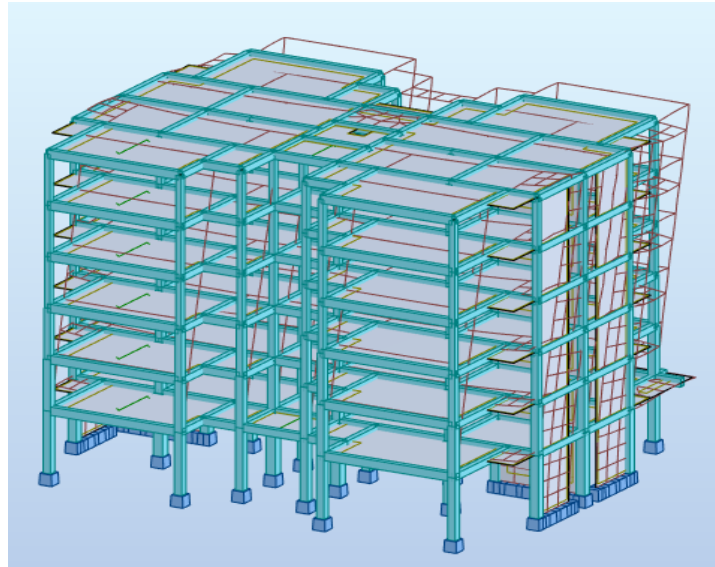


Figure IV.3 : 1^{er} mode de la structure à cause des efforts sismiques.

Mode :02

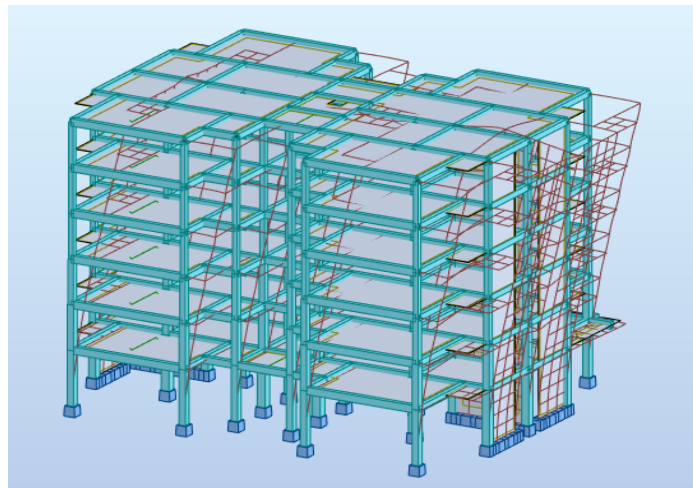


Figure IV.4 : 2^{eme} mode de la structure à cause des efforts sismiques.

Mode :03

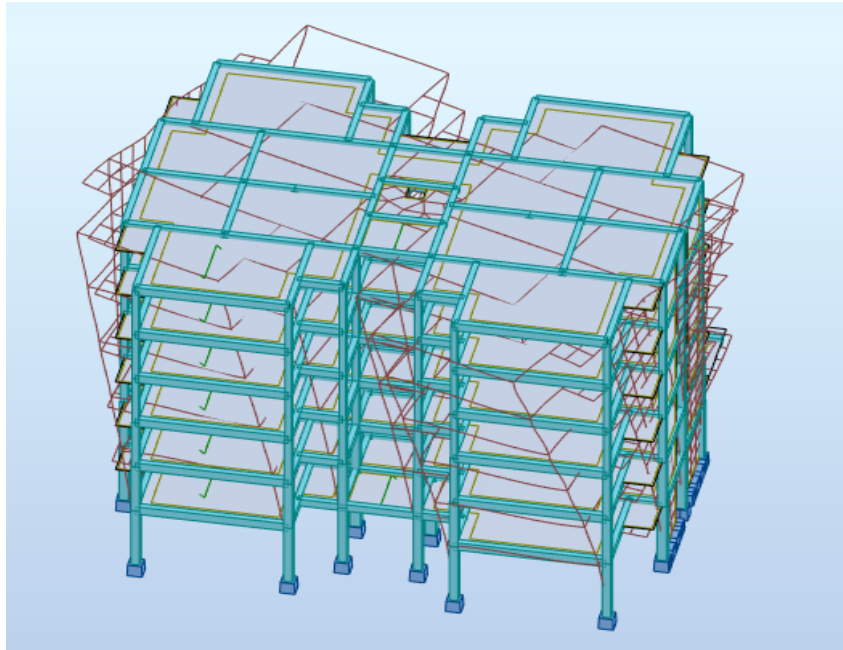


Figure IV.5 : 3^{ème} mode de la structure à cause des efforts.

IV.4.4.3. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

D'après le [RPA 99 Version 2003 Article \(4.2.5\)](#), la résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

Calcul V :

$$V = F_t + \sum F_i$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} F_t = 0.07 TV & \text{si } T > 0.7s \\ F_t = 0 & \text{si } T < 0.7s \end{cases}$$

$$\text{On a : } T = 0.34 < 0.7s \Rightarrow F_t = 0$$

La force sismique équivalente qui se développe au niveau (i) est donnée par la formule suivante :

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

F_i : Force horizontale au niveau i.

W_i : Poids propre de l'étage i.

h_i : Hauteur de l'étage.

V : Force sismique totale.

F_t : Force concentrée au sommet de la structure.

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} = \frac{(V - 0)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

$$F_i = \frac{(V)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Niveau	W_i (KN)	h_i (m)	$W_i \cdot h_i$	F_{ix} (KN)	F_{iy} (KN)
RDC	5150.59	3.74	19263.21	786.68	771.02
1	4108.38	6.8	27936.98	1324.55	1290.17
2	4010.78	9.86	39546.29	1715.79	1677.53
3	3926.21	12.92	50726.63	2010.4	1968.85
4	3926.21	15.98	62740.84	2222.79	2175.57
5	4047.18	19.04	77058.31	2372.29	2316.56
Σ	25169.35		277272.26		

Tableau IV.8 : de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.

IV.4.4.4. Distribution horizontale des forces sismiques tranchant au niveau de l'étage :

D'après le [RPA 99/ Version 2003 Article \(4.2.6\)](#), L'effort tranchant au niveau de l'étage k est donné par la formule :

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

F_t : Force concentrée au sommet de la structure.

V : Force sismique totale.

V_k : L'effort tranchant au niveau de l'étage k.

On a :

- $F_t = 0$
- $V_k = F_t + \sum_{i=k}^n \frac{F_i}{V_{kx}} = F_t + \sum_{i=k}^n \frac{F_{ix}}{V_{ky}} = \sum_{i=k}^n F_{iy}$
- Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Niveau	h_i (m)	$F_{i.x}$ (KN)	$F_{i.y}$ (KN)	V_{kx} (KN)	V_{ky} (KN)
RDC	3.74	786.68	771.02	2372.29	2314.56
1	6.8	1324.55	1290.17	2222.79	2175.57
2	9.86	1715.79	1677.53	2010.40	1968.84
3	12.92	2010.4	1968.85	1715.79	1677.53
4	15.98	2222.79	2175.57	1324.55	1290.17
5	19.04	2372.29	2316.56	786.68	771.02

Tableau IV.9 : Distribution horizontale des forces sismiques et l'effort.

IV.4.4.5. Vérification des déplacements latéraux inter-étages :

L'un des critères de stabilité les plus importants exigé par le [RPA99/version2003](#), consiste en la vérification des déplacements inter –étage, cette vérification semble très importants pour les trois raisons suivantes :

1. La stabilité structurelle.
2. L'intégrité architecturale et les dommages potentiels pour les différents éléments non-structuraux.
3. Le confort humain durant et après les effets du séisme.

- **Déplacement horizontal :**

D'après le [RPA 99 V2003 Article \(4.4.3\)](#), le déplacement horizontal de chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit : $\delta_K = R \times \delta_{eK}$

Avec :

δ_K : déplacement horizontal au niveau k.

δ_{eK} : déplacement horizontal dû aux forces sismiques F_i obtenu par **ROBOT Version 2019**.

R : coefficient de comportement de la structure.

- **Le déplacement horizontal relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) :**
est égal :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{(K-1)}$$

- **Déplacement relatif admissible (Toléré) :**

En effet, selon **l'Article (5-10) du RPA99 Version 2003**, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée : $\Delta_K \leq \bar{\Delta}$

$$\bar{\Delta} = 1\%h_e \text{ avec } h_e = \text{hauteur d'étage.}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1 % de la hauteur de l'étage.

La vérification du déplacement relatif de tous les niveaux est effectuée sur le tableau suivant :

- **Le sens X :**

Niveau	δ_{eK} (cm)		Δ_k (cm)		$\bar{\Delta} = 1\%h_e$ (cm)	Observation
	Sens-x	Sens-y	Sens-x	Sens-y		
RDC	0,267	/	0,267	/	3,06	$\Delta k \leq \bar{\Delta} \dots cv$
1	0,626	/	0,359	/	3,06	$\Delta k \leq \bar{\Delta} \dots cv$
2	1,099	/	0,474	/	3,06	$\Delta k \leq \bar{\Delta} \dots cv$
3	1,629	/	0,530	/	3,06	$\Delta k \leq \bar{\Delta} \dots cv$
4	2,160	/	0,531	/	3,06	$\Delta k \leq \bar{\Delta} \dots cv$
5	2,676	/	0,516	/	3,74	$\Delta k \leq \bar{\Delta} \dots cv$

Tableau IV.10 : Justification vis-à-vis le déplacement « séisme sens X.

- **Le sens Y :**

Niveau	δ_{eK} (cm)		Δ_k (cm)		$\bar{\Delta} = 1\%h_e$ (cm)	Observation
	Sens-x	Sens-y	Sens-x	Sens-y		
RDC	/	0,313	/	0,313	3,06	$\Delta k \leq \bar{\Delta} \dots cv$
1	/	0,800	/	0,487	3,06	$\Delta k \leq \bar{\Delta} \dots cv$
2	/	1,410	/	0,610	3,06	$\Delta k \leq \bar{\Delta} \dots cv$

3	/	2,075	/	0,665	3,06	$\Delta k \leq \bar{\Delta} \dots cv$
4	/	2,726	/	0,650	3,06	$\Delta k \leq \bar{\Delta} \dots cv$
5	/	3,327	/	0,601	3,74	$\Delta k \leq \bar{\Delta} \dots cv$

Tableau IV.11 : Justification vis-à-vis le déplacement « séisme sens Y.

IV.4.4.6. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

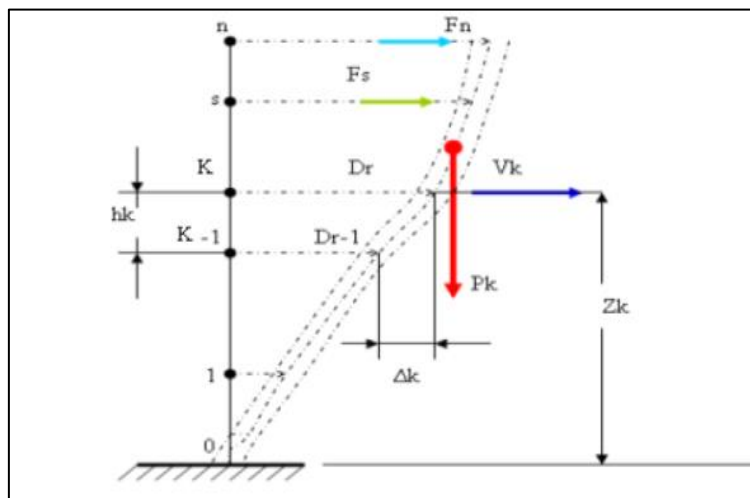


Figure IV.6 : Effet P-Δ.

Selon le [RPA 99/version 2003 Article \(5.9\)](#) Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_K = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$$

Avec :

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k » :

$$P_K = \sum W_G(i) + \beta W_Q(i) \quad i = k, \dots n$$

Δ_K : déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1).

h_K : hauteur d'étage du niveau (k).

V_k : effort tranchant d'étage au niveau (k) $V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$

- Si : $0,10 < \theta_k \leq 0,20$ les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_k)}$.
- Si : $\theta_k > 0,20$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

• **Le sens X :**

Niveau	P_k (KN)	Δ_k (cm)	$V_{k,x}$ (KN)	h_k (cm)	θ_k
RDC	84301.88	0,267	2372.27	306	0.0310
1	59132.53	0,359	2222.79	306	0.0312
2	39307.36	0,474	2010.40	306	0.0303
3	23552.77	0,530	1715.79	306	0.0238
4	11776.22	0,531	1324.55	306	0.0154
5	3925.87	0,516	786.68	374	0.0069

Tableau IV.12 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens X (Combinaison).

• **Le sens Y :**

Niveau	P_k (KN)	Δ_k (cm)	$V_{k,y}$ (KN)	h_k (cm)	θ_k
RDC	84301.88	0,313	2314.56	306	0,0372
1	59132.53	0,487	2175.57	306	0,0432
2	39307.36	0,610	1968.84	306	0,0398
3	23552.77	0,665	1677.53	306	0,0305
4	11776.22	0,650	1290.17	306	0,0194
5	3925.87	0,601	771.02	374	0,0082

Tableau IV.13 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens Y (Combinaison).

On remarque que $\theta_k \leq 0,1$ pour tous les niveaux, on peut conclure donc que l'effet P - Δ peut être négligé pour les deux directions.

IV.4.4.7. Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, le **RPA99/Version 2003 (Article 7.4.3.1)** exige que l'effort normal de compression de calcul soit limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.30$$

$$\Rightarrow N_d < 0.3 \times B_c \times f_{c28}$$

Avec :

N_d : désigne l'effort normal de calcul exerçant sur une section de béton.

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{cj} : est la résistance caractéristique de béton.

Il est à noter que les sections des poteaux ont été revues à la hausse pour tous les niveaux, ceci a été fait dans le but de vérifier l'interaction voile-portique exigé par le **RPA** la vérification de l'effort normal réduit donne les résultats suivants pour notre cas :

Niveaux	B_c (cm ²)	f_{c28}	N_d (KN)	V	Remarque
RDC	45 × 45	25	1358.85	0.27	Vérifie
1	40 × 40	25	1115	0.28	Vérifie
2	35 × 35	25	881.54	0.29	Vérifie
3	30 × 30	25	652.21	0.29	Vérifie
4	30 × 30	25	429.50	0.19	Vérifie
5	30 × 30	25	217.31	0.097	Vérifie

Tableau IV.14 : vérification de l'effort normal réduit.

IV.4.4.8. Justification de la stabilité au renversement :

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

Il faut vérifier que :

$$\frac{M_{résistant}}{M_{renversement}} \geq 1.5$$

Moment résistant :

$$M_{résistant} = W_T \frac{L}{2}$$

Sens x-x :

$$M_{résist.x} = W_T \frac{L_x}{2}$$

$$M_{résist.x} = 319021.51 \text{KN.m}$$

Sens y-y :

$$M_{résist.y} = W_T \frac{L_y}{2}$$

$$M_{résist.y} = 240493.14 \text{KN.m}$$

Moment de renversement :

$$M_{renv} = \sum F_i \cdot h_i$$

Niveaux	h _i (m)	F _{ix} (KN)	F _{iy} (KN)	M _{renv.x} (KN.m)	M _{renv.y} (KN.m)
RDC	3.74	786.68	771.02	2942.18	2883.61
1	6.8	1324.55	1290.17	9006.94	8773.16
2	9.86	1715.79	1677.53	16917.69	16540.44
3	12.92	2010.4	1968.85	25974.37	25437.54
4	15.98	2222.79	2175.57	35520.18	34765.61
5	19.04	2372.29	2316.56	45168.4	44107.3
Total M _{renv} = ∑ F _i · h _i				135529.76	132507.66

Tableau IV.15 : Moments de renversement M_{renvx} et M_{renv}.

Sens x-x :

$$\frac{M_{résis.x}}{M_{renv.x}} = \frac{319021.51}{135529.76} = 2.35 \geq 1.5 \dots \dots \dots cv$$

Sens-y-y :

$$\frac{M_{résis.y}}{M_{renv.y}} = \frac{240493.14}{132507.66} = 1.81 \geq 1.5 \dots \dots \dots cv$$

IV.4.5. Conclusion :

Après tous ces contrôles, nous pouvons dire que notre structure est une structure parasismique. Les résultats obtenus pour le logiciel **ROBOT 2019** (différentes sollicitations des éléments principaux) seront utilisés pour calculer les armatures de ces éléments ce qui va venir dans notre prochain chapitre (calcul des éléments principaux).

Etude d'un batiment à usage
d'habitation et commercial **R+5**

Chapitre V : Etude Des elements principeaux

V.1. Introduction :

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales.

Les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la structure retenue par du logiciel **ROBOT**.

- Les poteaux seront dimensionnés en flexion composée.
- Les poutres seront dimensionnées en flexion simple.
- Les voiles seront dimensionnés en flexion composée.

V.2. Hypothèses :

Pour faciliter le calcul des quantités d'armatures longitudinales nécessaires dans les éléments structuraux, nous allons introduire les simplifications :

- La section d'armatures dans les poteaux sera calculée pour chaque poteau, ce qui n'est pas le cas pour une étude destinée à l'exécution (où l'on adopte généralement le même ferrailage pour les poteaux du même niveau) ;
- Les poutres seront ferrillées avec la quantité maximale nécessaire sur chaque niveau.
- La section minimale à prévoir pour chaque élément est celle donnée par le règlement parasismique.

➤ Section minimales et maximales :

Selon **RPA 99/2003** les pourcentages minimaux et maximaux pour chaque type d'élément, sont donnés dans le tableau suivant :

Élément	Section minimale	Section maximale	
Poteaux	0.9%	3%	6%
Poutres	0.5%	4%	6%
Voiles	0.2%	/	/

Tableau V.1 : Sections minimales et maximales.

V.3. Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts arrivant des poutres vers les fondations, et sont soumis à un effort normal « N » et Effort tranchant (T) et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

V.3.1. Rôles des poteaux en béton armé :

- Constituer les éléments porteurs du système poteaux-poutres par point d'appui isolés.
- Supporter les charges verticales (efforts de compression dans les poteaux).
- Participe à la stabilité transversale (système poteau-poutres) pour combattre les efforts horizontaux (vents, séisme, dilatation).
- Service de chinage vertical.
- Limiter l'encombrement (surface réduite des poteaux) défavorable introduit dans le logiciel Robot.

V.3.2. Les Combinaisons de calcul :

En fonction de type de sollicitation. Nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

❖ Selon B.A.E.L 91[1] : (combinaison fondamentale)

$$ELU \Rightarrow 1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

❖ Selon RPA 99 [3] : (situation accidentelle)

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

Avec :

E : charge due à la force sismique.

La combinaison (3) comprend la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique. Du fait que cette charge (exploitation) soit tout à fait improbable, une grande partie de celle-ci (de 40 % à 60 %) peut effectivement représenter l'effet des accélérations verticales des séismes.

Les poteaux seront calculés à la flexion composée en fonction des moments fléchissant (M) et des efforts normaux (N).

Donc trois cas peuvent se présenter ; à savoir :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1^{\text{ère}}: M_{max} \Rightarrow N_{corres} \\ 2^{\text{ème}}: N_{max} \Rightarrow M_{corres} \\ 3^{\text{ème}}: N_{min} \Rightarrow M_{corres} \end{array} \right.$$

V.3.3. Recommandation du RPA99/2003 :

a- Les armatures longitudinales : RPA99 (Article 7.4.2.1) [3]

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets avec un diamètre minimum de 12 mm.

- Armatures minimales : 0,8% en zone II ;
- Armatures maximales : $\begin{cases} 4\% \times B \text{ en zone courante} \\ 6\% \times B \text{ en zone recouvrement} \end{cases}$

Avec :

B : Section du poteau

- Longueur de recouvrement est de $40\emptyset$ en zone II ;
- Le recouvrement se fait, si possible, à l'extérieur de la zone nodale ;
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure 5.1.

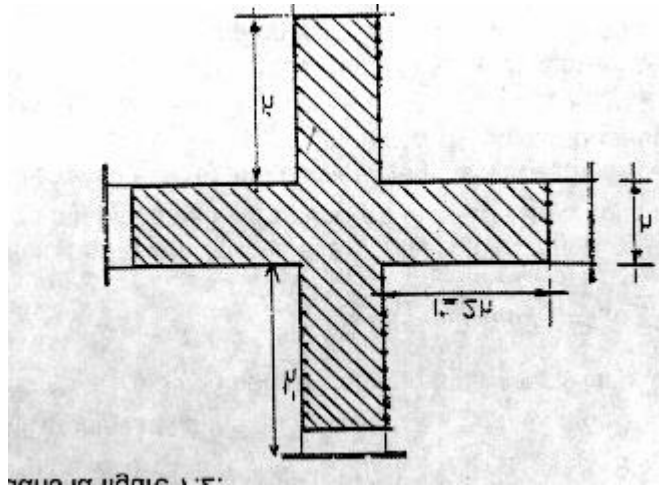


Figure V.1 : zone nodale.

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60)$$

b- Armatures transversales : Selon [RPA99/Version2003 Article \(7.4.2.2\)](#)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivant :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \quad (7.1)$$

Avec :

V_u : effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : est le coefficient correcteur qui tient compte de l'élançement géométrique des poteaux dans la direction considérée $\rho_a = 2,5$ si $\lambda_g \geq 5$ et à 3,75 dans le cas contraire.

t : est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (7.1) ; par ailleurs, la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

*** dans la zone nodale :**

$$t \leq \text{Min} (10\phi_1, 15\text{cm}) \text{ en zone I et II}$$

***dans la zone courante :**

$$t' \leq 15\phi_1 \text{ en zone I et II}$$

Où ϕ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

- La quantité **d'armatures transversales minimales** est :

$\frac{A_t}{t \times b_1}$ En% est donnée comme suit :

- Si $\lambda_g \geq 5$: 0.3%
- Si $\lambda_g \geq 3$: 0.8%
- Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : Est l'élanement géométrique du poteau.

Avec :

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b Sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (cheminées > 12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Par ailleurs, en cas d'utilisation de poteaux circulaires, il y a lieu d'utiliser des cerces droites individuelles (les cerces hélicoïdales continues sont interdites).

V.3.4. Les sollicitations des poteaux :

Ces tableaux ci-dessous récapitulent les résultats de ferrailage du poteau le plus sollicité dans chaque niveau.

Niveau	Section	ELU		ACC		ACC		ACC	
		N_{max}	M_{corres}	M_{max}	N_{corres}	M_{max}	N_{corres}	N_{min}	M_{corres}
RDC	45 × 45	1750,58	$M_Y = 22.74$	$M_Y = 78$	719.06	$M_Z = -83.93$	592.11	24.12	$M_Y = 8.82$
			$M_Z = 2.08$	$M_Z = -19.50$		$M_Y = 33,57$			$M_Z = -25.84$
1 ^{ere} étage	40 × 40	1433.37	$M_Y = -28.68$	$M_Y = 84.93$	536.66	$M_Z = -82.51$	495.25	103.72	$M_Y = -10.89$
			$M_Z = -4.69$	$M_Z = -13.06$		$M_Y = -18.42$			$M_Z = -17.15$
2 ^{eme} étage	35 × 35	1134.63	$M_Y = -25.15$	$M_Y = 81.36$	459.02	$M_Z = -71.11$	416.60	84.38	$M_Y = 52.63$
			$M_Z = 7.02$	$M_Z = -3.24$		$M_Y = -16.47$			$M_Z = -0.39$
3 ^{eme} et 4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage	30 × 30	842.19	$M_Y = -19.32$	$M_Y = -66.47$	102.45	$M_Z = -48.89$	338.96	23.47	$M_Y = -18.34$
			$M_Z = -9.37$	$M_Z = -9.49$		$M_Y = -13.72$			$M_Z = -7.49$

Tableau V.2 : résumé les résultats des efforts et moments pour chaque

V.3.5. Calcul de ferrailage :

a- Armatures longitudinales :

Les poteaux sont ferrillés par le maximum obtenu, après comparaison entre les ferrillages donnés par le logiciel **ROBOT 2019**, **EXPERT 2010** et **RPA** en zone IIa.

Niveau	Section cm ²	Les sollicitations	$As1$ calc cm ²	$As2$ calc cm ²	As min cm ²	Choix d'armatures	As adp
RDC	45 × 45	ELU et tous les ACC	2.1	1.5	16.2	4HA20+4HA14	18.73
1 ^{ere} étage	40 × 40	ELU et tous les ACC	1.4	1.8	12.8	4HA16+4HA14	14.2
2 ^{eme} étage	35 × 35	ELU et tous les ACC	2.5	0.8	9.8	4HA14+4HA12	10.68
3 ^{eme} et 4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage	30 × 30	ELU et tous les ACC	16.2	16.2	7.2	8HA12	9.05

Tableau V.3 : Les Armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

b- Les armatures transversales :

Les armatures transversales dans les poteaux servent à reprendre, les efforts tranchants et évitent le flambement des barres verticales, le tableau ci-dessous comporte les sections calculées et les minimums préconisés par le [RPA99/2003](#). Les tableaux ci-après résument les résultats de calcul des armatures transversales pour les poteaux des différents niveaux.

EXEMPLE RDC :

Détermination de la section des Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \Rightarrow A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times t}{h_1 \times f_e} \quad \text{RPA99/Version2003 Article (7.4.2.2).}$$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times t}{h_1 \times f_e} = \frac{2.5 \times 81.16 \times 0.15}{0.45 \times 500} = 0.13 \text{ cm}^2$$

Longueur de recouvrement :

$$L_T = 40\phi_{lmax} ; L_T = 80 \text{ cm}$$

Espacement :

- Zone nodale :

$$t \leq \min(10\phi_L^{min}; 15 \text{ cm})$$

$$\phi_L^{min} = 14 \text{ mm}$$

$$t \leq \min(14; 15 \text{ cm})$$

$$t \leq 14 \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$$

- Zone courante :

$$t' \leq 15\phi_L^{min}$$

$$t' \leq 21 \text{ cm} \Rightarrow t' = 15 \text{ cm}$$

Armatures transversales minimales :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{h} = \frac{262}{45} = 5.82 > 5$$

On a: $\lambda_g > 5 \Rightarrow \frac{A_{t.min}}{t \times b_1} = 0.3\% \Leftrightarrow A_{t.min} = 0.3\% \times t \times b_1$

- Zone nodale : $A_{t.min} = 0.3\% \times t \times b = 0.003\% \times 10 \times 35 = 1.05\text{cm}^2$
- Zone courante : $A_{t.min} = 0.3\% \times t \times b = 0.003\% \times 15 \times 35 = 1.57\text{cm}^2$

$A_t = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2 > A_{t.min} = 1.8\text{cm}^2 \dots \dots cv$

Les cadres doivent être fermés par des crochés à 135° ayant une longueur de $10\phi t$.

✓ Résultat de ferrailage des armatures transversales :

Les Résultat de ferrailage des armatures transversales des différents types de poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	RDC	1 ^{ere} étage	2 ^{eme} étage	3 ^{eme} et 4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage
Section du poteau (cm ²)	45 × 45	40 × 40	35 × 35	30 × 30
$\phi_{lmax}(cm)$	16	14	14	12
$\phi_{lmin}(cm)$	14	14	14	12
$L_0(cm)$	374	306	306	306
$L_f(cm)$	261.8	214.2	214.2	214.2
λ_g	5.82	5.36	6.12	7.14
ρ_a	2.5	2.5	2.5	2.5
$V_u(KN)$	81.16	79.78	76.91	60.14
$L_r(cm)$	80	64	56	48
$S_{tzone\ nodale}$	10	10	10	10
$S_{tzone\ courante}$	15	15	15	15
$A_t(cm^2)$	0.51	0.92	1.06	0.9
$A_t(cm^2)_{zone\ nodale}$	1.05	1.05	1.05	1.05
$A_t(cm^2)_{zone\ courante}$	1.57	1.57	1.57	1.57
$A_{t.adopté}(cm^2)$	2.01	2.01	2.01	2.01
Nombre de Barres par ml	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8

Tableau V.4 : Armatures transversales des poteaux.

Conformément aux règles du **RPA99/version2003** et au **BAEL91/modifiées99**, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{L.max}}{3} \Rightarrow 8mm \geq \frac{20}{3} = 6.66mm \dots \dots cv$$

V.3.6. Vérification :

a- Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme :

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de à l'état limite ultime de stabilité de forme (le flambement), l'effort normal ultime et définit comme étant l'effort axial que peut supporter un poteau sans subir des instabilités de forme par flambement, et donné selon la formule suivante :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s + f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots (1)$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que :

$\gamma_b = 1.5$ situation durable ou transitoire

$\gamma_b = 1.15$ situation accidentelle

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que :

$\gamma_s = 1.15$ situation durable ou transitoire

$\gamma_s = 1$ situation accidentelle

$$N_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré.

Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau.

α : coefficient de réduction destiné tenir compte à la fois des efforts du second ordre et de l'excentricité additionnelle.

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{pour } 0 < \lambda < 50 \\ \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{pour } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

λ : l'élanement du poteau considéré $\lambda = \frac{L_f}{i}$; on prend $L_f = 0.7L_0$.

a : dimension de la section du béton du poteau.

L_f : longueur de flambement.

i : rayon de giration de la section du béton seul avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : moment d'inertie de la section du béton par rapport à son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement.

B : aire total de la section du poteau.

A_s : section d'acier minimale $\frac{A_s}{B} = 0.7\%$

f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours $f_{c28} = 25MPa$

b- Vérification au flambement (BAEL 91) :

$$\lambda = \frac{L_f}{i_{min}} < 50, \quad i_{min} = \sqrt{\frac{I}{A}}, \quad L_f = 0.7L_0, \quad I = \frac{bh^3}{12}, \quad A = b \times h$$

$$\lambda = \frac{262}{13} = 20.15 < 50 \dots \dots cv$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{20.15}{35}\right)^2} = 0.8$$

Si plus de la moitié des charges sont appliquées à $j < 99$ jours, on devise α par 1.1

$$\alpha = \frac{0.8}{1.1} = 0.73$$

$$B_r = (a - 0.02)(b - 0.02) = (45 - 0.02)(45 - 0.02) = 2023.2cm^2 = 0.2m^2$$

On doit vérifier que : $N_u > N_{max}$ (pas de risque de flambement).

Niveau	L_0 (m)	L_f (cm)	i (cm)	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (cm ²)	N_u (KN)	N_{max} (KN)
RDC	3.74	262	13	20.15	0.8	18.73	2023.2	1830.02	1750.58
1 ^{ere} étage	3.06	214.2	11.55	18.62	0.8	14.2	1598.4	1907.55	1433.37
2 ^{eme} étage	3.06	214.2	10.1	21.21	0.8	10.68	1223.6	1907.55	1134.63
3 ^{eme} et 4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage	3.06	214.2	8.66	24.73	0.8	9.05	898.8	1316.12	842.19

Tableau V.5 : Vérification du flambement des poteaux.

On remarque bien que $N_u > N_{max}$ pour tous les niveaux de notre structure, donc il n'y a pas de risques de flambement.

c- Vérification aux sollicitations tangentes : Selon le RPA 99 [Art : 7.4.3.2]

Selon RPA99/version2003 (Article 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton $\bar{\tau}_u$ sous la combinaison sismique doit être inférieure à l'égalité à les valeurs-limites suivante :

$$\bar{\tau}_u = P_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } P_d = 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \quad ; \quad P_d = 0.04 \text{ si } \lambda_g \leq 5$$

D'où on doit avoir :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{81.16}{0.45 \times 0.405} = 0.44 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots cv$$

Niveau	Section	L_f (m)	λ_g	P_d	d (m)	V_u (KN)	τ_u	$\bar{\tau}_u$	Observation
RDC	45×45	262	5.82	0.075	0.27	81.16	0.44	1.87	Vérifié
1 ^{ere} étage	40×40	214.2	5.82	0.075	0.27	79.78	0.55	1.87	Vérifié
2 ^{eme} étage	35×35	214.2	5.82	0.075	0.27	76.91	0.7	1.87	Vérifié
3 ^{eme} et 4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage	30×30	214.2	5.82	0.075	0.27	60.14	0.74	1.87	Vérifié

Tableau V.6 : Vérification aux sollicitations tangentiellles.

V.3.7. Schéma de ferrailage :

<p>RDC 45 × 45</p>	<p>1^{ere} étage 40 × 40</p>
<p>2^{eme} étage 35 × 35</p>	<p>3^{eme} et 4^{eme} et 5^{eme} étage 30 × 30</p>

Tableau V.7 : Schéma de ferrailage.

V.4. LES POUTRES :

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux.

Les poutres seront calculées en flexion simple d'après les règlements du [BAEL 91 modifié 99](#), on se rapportera aussi au [RPA 99/version 2003](#) pour la vérification.

V.4.1. Recommandation du RPA 99/2003 :

a- Armatures longitudinales : [3] ([Art 7.5.2.1](#))

1 - Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

2 - Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement.

3 - La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en zone III.

4 - L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

b- Armatures transversales : [3] (art 7.5.2.2)

✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

Avec :

S_t : espacement maximum entre les armatures transversales.

$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_L\right) \Rightarrow$ Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow$ En dehors de la zone nodale.

Remarque :

La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé. Dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

V.4.2. Les Combinaisons de calcul :

En fonction de type de sollicitation. Nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

Les combinaisons fondamentales : BAEL 91 révisée 99

$1,35G + 1,50Q \dots \dots \dots (ELU).$

$G + Q \dots \dots \dots (ELS).$

Les combinaisons accidentelles : RPA 99 / version 2003

Pour les poutres dans l'axe X :

$$G + QEx$$

$$0,8G + Ex$$

Pour les poutres dans l'axe Y :

$$G + QEy$$

$$0,8G + Ey$$

V.4.3. Calcul de ferrailage :

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre principale).
- Sens le chaînage (poutre secondaire).

V.4.3.1. Etude des Poutres secondaires :

On va prendre les moments max dans chaque étage et on calcule le ferrailage de toutes les poutres secondaires de chaque étage ensemble ;(cas défavorable extrait à l'aide du logiciel robot).

❖ Les armatures longitudinales :

Niv	Section (cm ²)	ELU		ELS		ACC		V
		M _a (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	M _t (KN.m)	
RDC	30×40	-55.96	30.95	-29.98	37.63	-60.45	32.20	51.39
Etage courant	30×40	-55.48	47.24	-40.46	20.23	-57.6	52.86	-47.88
Terrasse	30×40	-53.44	27.74	-38.98	34.56	-46.34	34.78	-70.77

Tableau V.8 : les sollicitations des poutres secondaires de chaque niveau.

❖ Ferrailage des poutres secondaires :

Niv	Section (cm ²)	Localisation	Armature calculée (cm ²)		A_{min} (cm ²)		A_{max} (cm ²)
			A_{S1}	A_{S2}	RPA	BAEL	
RDC	30×40	Appui	0	3.6	6	1.04	6
		Travée	2.1	0	6	1.04	6
Etage courant	30×40	Appui	0	3.5	6	1.04	6
		Travée	3	0	6	1.04	6
Terrasse	30×40	Appui	0	3.4	6	1.04	6
		Travée	2	0	6	1.04	6

Tableau V.9 : Ferrailage des poutres secondaires de chaque niveau.

❖ Les armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l \min}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{400}{35}; \frac{300}{10}; 12\right) = 12mm$$

On prend : $\phi_t = 8mm$ de nuance d'acier FeE500.

V.4.3.2. Etude des Poutres principales :

Les valeurs des moments maximaux en travée et en appui des poutres principales sont traitées dans le tableau suivant :

❖ Les armatures longitudinales :

Niv	Section (cm ²)	ELU		ELS		ACC		V
		M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	
RDC	30×50	-167.5	104.04	-122.18	75.87	- 141.51	77.43	146.83
	30×45	-153.04	83.91	-111.14	60.95	- 128.87	63.13	157.45
	30×40	-62.42	20.21	-45.51	14.69	-55.31	26.93	157.45
Etage courant	30×50	-116.47	98.79	-84.69	71.83	- 112.63	59.23	-110.05

	30×45	-150.21	99.22	-109.09	72.03	-132.03	76.52	-157.92
	30×40	-58.85	30.18	-42.9	21.94	-60.42	32.95	82.98
Terrasse	30×50	-87.37	114.75	-60.42	84.79	-73.70	85.51	-111.81
	30×45	-71.18	45.20	-51.59	33.34	-109.6	37.92	-92.29
	30×40	-44	23.49	-32.15	17.25	-41.79	18.58	-48.43

Tableau V.10 : les sollicitations des poutres principales de chaque niveau.

❖ Ferrailage des poutres secondaires :

Niv	Section (cm ²)	Localisation	Armature calculée (cm ²)		A _{min} (cm ²)		A _{max} (cm ²)
			A _{S1}	A _{S2}	RPA	BAEL	
RDC	30×50	Appui	0	9	7.5	1.3	9
		Travée	5.3	0	7.5	1.3	7.5
	30×45	Appui	0	9.3	6.75	1.17	9.3
		Travée	4.8	0	6.75	1.17	6.75
	30×40	Appui	0	4	6	1.04	6
		Travée	1.4	0	6	1.04	6
Etage courant	30×50	Appui	0	6	7.5	1.3	7.5
		Travée	5.1	0	7.5	1.3	7.5
	30×45	Appui	0	9.1	6.75	1.17	9.1
		Travée	5.8	0	6.75	1.17	6.75
	30×40	Appui	0	3.8	6	1.04	6
		Travée	1.9	0	6	1.04	6
Terrasse	30×50	Appui	0	4.4	7.5	1.3	7.5
		Travée	5.9	0	7.5	1.3	7.5
	30×45	Appui	0	5.5	6.75	1.17	6.75
		Travée	2.5	0	6.75	1.17	6.75
	30×40	Appui	0	2.8	6	1.04	6
		Travée	1.5	0	6	1.04	6

Tableau V.11 : Ferrailage des poutres principales de chaque niveau.

❖ Les armatures transversales :

Exemple : (30 × 50)

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l \min}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{500}{35}; \frac{300}{10}; 12\right) = 12mm$$

On prend : $\phi_t = 8mm$ de nuance d'acier FeE500.

❖ Les longueurs de recouvrement :

$L_r > 40\emptyset$ en zone II

❖ Poutres principales :

$\emptyset = 14mm$ $L_r > 40 \times 1.4 = 56cm$ on adopte $L_r = 60cm$

$\emptyset = 16mm$ $L_r > 40 \times 1.6 = 64cm$ on adopte $L_r = 65cm$

$\emptyset = 20mm$ $L_r > 40 \times 2 = 80cm$ on adopte $L_r = 80cm$

❖ Poutres secondaires :

$\emptyset = 12mm$ $L_r > 40 \times 1.2 = 48cm$ on adopte $L_r = 50cm$

$\emptyset = 14mm$ $L_r > 40 \times 1.4 = 56cm$ on adopte $L_r = 60cm$

$\emptyset = 16mm$ $L_r > 40 \times 1.6 = 64cm$ on adopte $L_r = 65cm$

➤ Calcul des espacements des armatures transversales :

Le cas le plus défavorable des espacements des armatures transversales et donné selon le [RPA 99/version 2003 article \(7.5.2.2\)](#).

✓ **Zone nodale** : $\delta_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_{l\ min}\right)$

❖ Poutres principales :

⇒ **Exemple : (30 × 50)**

$$\delta_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_{l\ min}\right) = \min\left(\frac{50}{4}; 12 \times 12\right) = 10cm \Rightarrow \delta_t = 10cm$$

❖ Poutres secondaires :

$$\delta_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_{l\ min}\right) = \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 12\right) = 10cm \Rightarrow \delta_t = 10cm$$

✓ **Zone courante** : $\delta_t \leq \frac{h}{2}$

❖ Poutres principales :

⇒ **Exemple : (30 × 50)**

$$\delta_t \leq \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25cm \Rightarrow \delta_t = 20cm$$

⇒ **Exemple : (30 × 50)**

$$\delta_t \leq \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25cm \Rightarrow \delta_t = 20cm$$

❖ **Poutres secondaires :**

$$\delta_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20cm \Rightarrow \delta_t = 15cm$$

❖ **Section minimale d'armatures transversales :**

$$\text{Zone nodale : } A_{t.min} = 0.3\% \times t \times b = 0.005\% \times 10 \times 30 = \mathbf{0.9cm^2}$$

$$\text{Zone courante : } A_{t.min} = 0.3\% \times t \times b = 0.005\% \times 15 \times 30 = \mathbf{1.35cm^2}$$

V.4.3.3. Les Vérifications :

a- **Vérification des contraintes au cisaillement : (ELU)**

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{mpa} \right\} = 2.5\text{MPa}$$

Niv	Poutre	V_u (KN)	τ_u (MPa)	Observation
Poutres principales				
RDC	30×50	146.83	1.09	Vérifiée
	30×45	157.45	1.31	Vérifiée
	30×40	77.82	0.72	Vérifiée
Etage courant	30×50	110.05	0.81	Vérifiée
	30×45	157.92	1.32	Vérifiée
	30×40	82.98	0.77	Vérifiée
Terrasse	30×50	111.81	0.83	Vérifiée
	30×45	92.29	0.77	Vérifiée
	30×40	48.43	0.45	Vérifiée
Poutres secondaire				
RDC	30×40	51.39	0.47	Vérifiée
Etage courant	30×40	47.88	0.44	Vérifiée
Terrasse	30×40	70.77	0.65	Vérifiée

Tableau V.12 : Vérification de l'effort tranchant.

b- Vérification à ELS :

Et comme la fissuration est peu préjudiciable selon **BAEL 91/révisées 99** (A.5.4.32)

En travée :

Exemple : P-P (30 × 50)

$$M_{ser}^{max} = 84.79 \text{ KN.m} \quad A_s = 7.5 \text{ cm}^2 \quad d = 45 \text{ cm}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2}by^2 - \eta A_s(d - y)^2 = 0$$

$$\frac{1}{2}30y^2 - 15 \times 7.5(36 - y) = 0$$

$$15y^2 + 112.5y - 4050 = 0$$

$$y = 13.1 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b.y^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2] \Rightarrow I = \frac{30 \times 13.1^3}{3} + 15[7.5(45 - 13.1)^2]$$

$$I = 116197.22 \text{ cm}^4$$

Contrainte maximale de compression de béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{tser}}{I} y = \frac{84.79 \times 10^3}{116197.22} 13.1 = 9.56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9.56 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots cv$$

Contrainte maximale de traction des aciers :

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

$$\sigma_s = 15 \frac{84.79 \times 10^3}{116197.22} (45 - 13.1)$$

$$\sigma_s = 349.16 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \dots \dots cv$$

En Appuis :

$$M_{ser}^{max} = 66.17 \text{ KN.m} \quad A_s = 6.78 \text{ cm}^2 \quad d = 36 \text{ cm}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2}by^2 - \eta A_s(d - y) + \eta A'_s(y - c) = 0$$

$$\frac{1}{2}30y^2 - 15 \times 6.78(36 - y) = 0$$

$$15y^2 + 101.7y - 3661.2 = 0$$

$$y = 12.6\text{cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2] \Rightarrow I = \frac{30 \times 12.6^3}{3} + 15[6.78(36 - 12.6)^2]$$

$$I = 75690.612\text{cm}^4$$

Contrainte maximale de compression de béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{tser}}{I} y = \frac{66.17 \times 10^3}{75690.612} 12.6 = 11.01\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 11.01\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{28} = 15\text{MPa} \dots \dots cv$$

Contrainte maximale de traction des aciers :

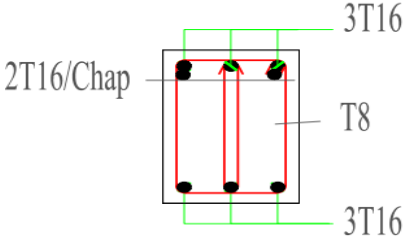
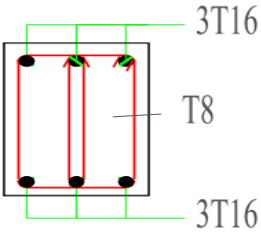
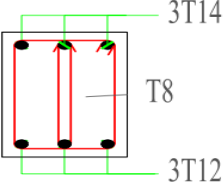
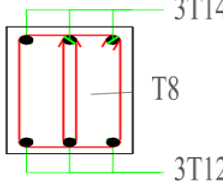
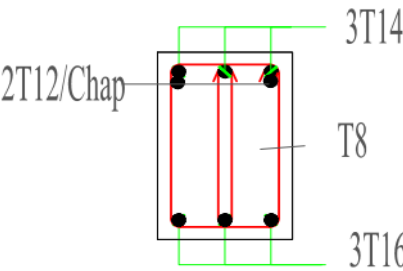
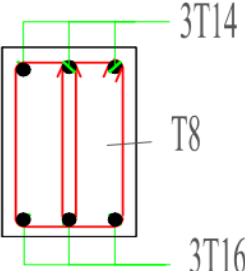
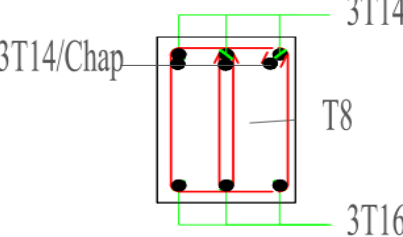
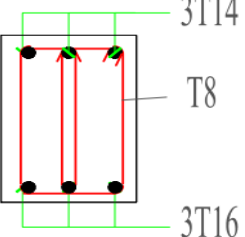
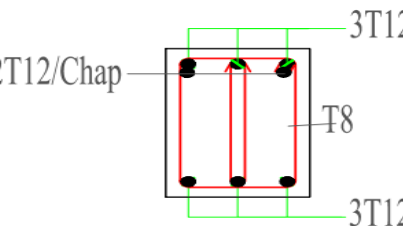
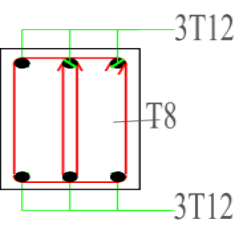
$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

$$\sigma_s = 15 \frac{66.17 \times 10^3}{75690.612} (36 - 12.6)$$

$$\sigma_s = 306.85\text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 400\text{MPa} \dots \dots cv$$

V.4.4. Schéma de ferrailage des Poutres :

Section (cm ²)	Appui	Travée
RDC		
30x50		

30×45	 <p>3T16 2T16/Chap T8 3T16</p>	 <p>3T16 T8 3T16</p>
30×40	 <p>3T14 T8 3T12</p>	 <p>3T14 T8 3T12</p>
Etage courant		
30×50	 <p>3T14 2T12/Chap T8 3T16</p>	 <p>3T14 T8 3T16</p>
30×45	 <p>3T14 3T14/Chap T8 3T16</p>	 <p>3T14 T8 3T16</p>
30×40	 <p>3T12 2T12/Chap T8 3T12</p>	 <p>3T12 T8 3T12</p>
Terrasse		

30×50		
30×45		
30×40		

Tableau V.13: Schéma de ferrailage des poutres principales de chaque niveau .

Niv	Section (cm ²)	Appui	Travée
RDC	30×40		
Etage courant	30×40		
Terrasse	30×40		

Tableau V.14 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires de chaque niveau.

V.5. Les voiles :

V.5.1. Introduction :

Les voiles sont des éléments verticaux assurant essentiellement la transmission des charges et des surcharges aux fondations et sont chargés de reprendre la majeure partie des efforts horizontaux dus entre autres au séisme.

Ils seront calculés dans les deux directions, horizontalement pour résister à l'effort tranchant V , et verticalement à la flexion composée sous un effort normal de compression N et un moment de flexion M , ces derniers seront tirés à partir du logiciel **ROBOT V 2019** sous les combinaisons d'actions suivantes :

- Selon le règlement BAEL 91 (situation durable) :
 - **ELU** $\Rightarrow 1.35 \times G + 1.5 \times Q$
 - **ELS** $\Rightarrow G + Q$

- Selon le **RPA 99** (situation accidentelle) :
 - $G + Q \pm E$
 - $0.8G \pm E$

V.5.2. Les conditions du ferrailage des voiles :

Pour le ferrailage des voiles, il faut satisfaire certaines conditions préconisées par le **RPA99 V2003** :

a- Ferrailage vertical : (Art 7.7.4.1. RPA)

Ces armatures sont destinées à reprendre les effets de flexion, ils sont disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ils doivent respecter les prescriptions suivantes :

- Le pourcentage minimum sur toute la zone tendue est de 20%
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure, toutes les autres barres n'ont pas de crochets.

- A chaque extrémité, l'espacement des barres verticales doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement doit être au plus égale à 15cm.

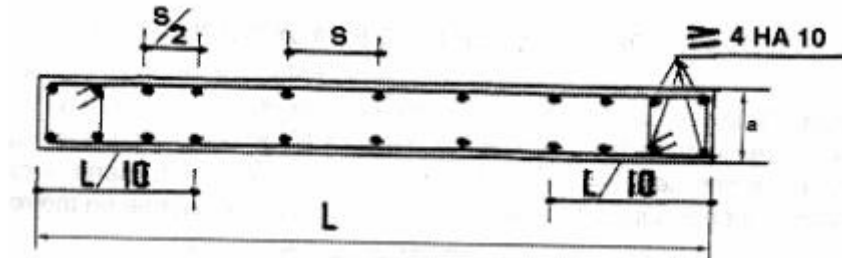


Figure V.2 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

V.5.3. Plan de repérage des voiles :

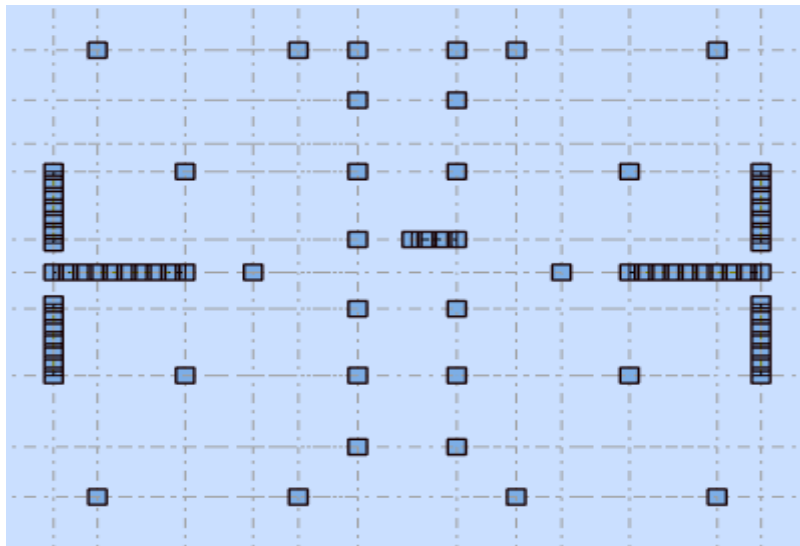


Figure V.3 : Schéma de position par les voiles.

V.5.4. Ferrailage de voile :

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes. Cette méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) et pour connaître la nature de la section, on utilise la méthode de la RDM dite « **formule de Navier Bernoulli** » :

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} Y$$

Avec :

N : effort normal agissant sur le voile considéré.

M : moment de flexion agissant sur le voile considéré.

I : moment d'inertie du voile considéré.

y : centre de gravité de la section du voile dans les sens du plan moyen.

On distingue 3 cas :

✓ **1er cas** : $(\sigma_1 ; \sigma_2) > 0$ la section du voile est entièrement comprimée (pas de zone tendue). La zone courante est armée par le minimum exigé par **RPA 99/2003** ($A_{min} = 0,20\% \times e \times L$).

✓ **2eme cas** : $(\sigma_1 ; \sigma_2) < 0$ la section du voile est entièrement tendue (pas de zone comprimée). on calcule le volume des contraintes de traction F_t .

D'où la section des armatures verticales $A_V = \frac{F_t}{F_e}$. On compare A avec la section minimale.

- Si : $A_V \leq A_{min} = 0.2\% \times e \times L$. On ferraille avec la section minimale
- Si : $A_V > A_{min} = 0.2\% \times e \times L$. on ferraille avec A_V

✓ **3eme cas** : $(\sigma_1 ; \sigma_2)$ sont de signe différent La section du voile est **partiellement comprimée**. On calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

V.5.4.1. Voile selon le sens X :

❖ Détermination des sollicitations sous les combinaisons :

Soit à calculer le voile le plus sollicité du RDC dont les sollicitations sont les suivantes :

$$M_u = 3517.32 \text{ KN.m} \quad ; \quad N_u = 3517.32 \text{ KN} \quad ; \quad V_u = 3517.32 \text{ KN}$$

$$L = 5.1m \quad ; \quad h = 3.74m \quad ; \quad e = 0.20m$$

$$I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0.2 \times 5.1^3}{12} \quad \Rightarrow \quad I = 2.21 \text{ m}^4$$

$$S = L \times e = 5.1 \times 0.2 \quad \Rightarrow \quad S = 1.02 \text{ m}^2$$

$$Y = \frac{L}{2} = \frac{5.1}{2} \quad \Rightarrow \quad Y = 2.55 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} Y = \frac{499.15}{1.02} + \frac{3517.32}{2.21} \times 2.55 = 4547.81 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{compression.}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} Y = \frac{499.15}{1.02} - \frac{3517.32}{2.21} \times 2.55 = -3569.08 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Traction.}$$

Donc, la section est partialement comprimé.

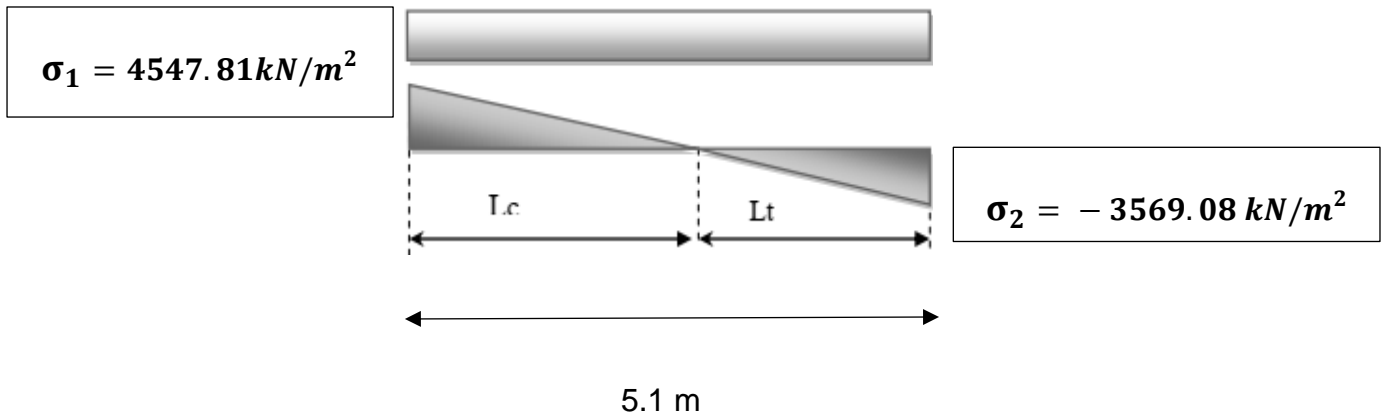


Figure V.4: Diagramme des contraintes du voile.

En utilisant les triangles semblables pour la détermination de longueur de compression :

$$L_T = \frac{\sigma_T}{\sigma_T + \sigma_C} \times L = \frac{3569.08}{3569.08 + 4547.81} \times 5.1 = 2.24 \text{ m}$$

$$L_C = L - L_T = 2.86 \text{ m}$$

V.5.4.2.1. Armatures verticales :

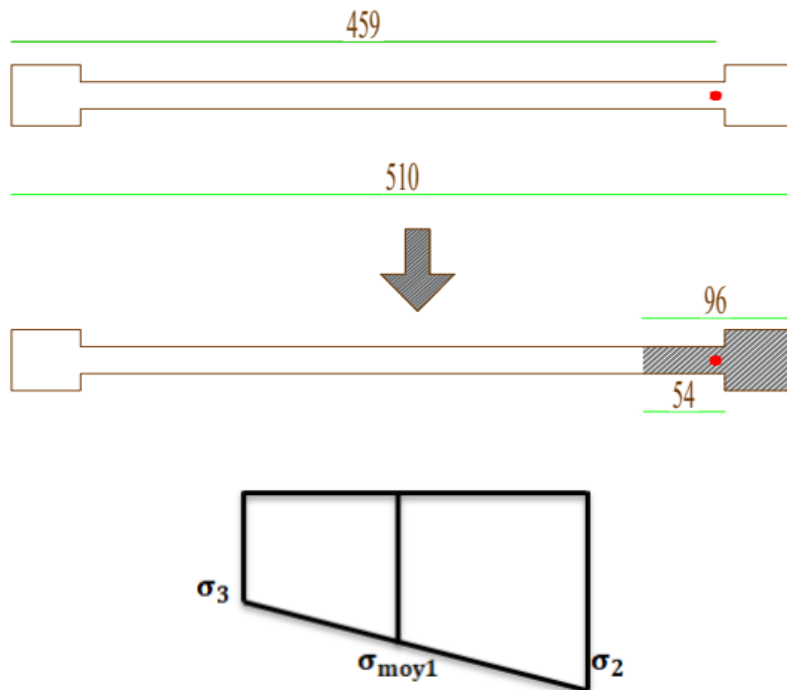
Le Calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section (e xL).

➤ **Zone d'about :**

C'est la zone extrême du voile, on considère une largeur de 25 cm pour chaque côté du voile. Nous déterminons la contrainte moyenne dans la zone d'about suivant le schéma suivant :

$$L'_T = (5.1 - 4.59 - 0.03) \times 2 = 0.96 \text{ m}$$

$$\text{Zone d'about : } 0.96 - 0.42 = 0.54 \text{ m}$$



$$\sigma_3 = \frac{\sigma_2 (L_T - 0.54)}{L_T} \Rightarrow \sigma_3 = \frac{3569.08 (1.89 - 0.54)}{2.24} \Rightarrow \sigma_3 = 2151 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = \frac{3569.08 + 2151}{2} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 2860.04 \text{ kN/m}^2$$

Maintenant, nous déterminons la valeur de l'effort normal moyen (traction) sollicitant :

$$N_{\text{moy}1} = \sigma_{\text{moy}} \times S_{\text{about}}$$

Avec : S_{about} : est la section de la zone d'about.

$$S_{\text{about}} = 0.54 \times 0.20 = 0.108 \text{ m}^2$$

$$N_{\text{moy}1} = 2860.04 \times 0.108 \Rightarrow N_{\text{moy}1} = 308884.32 \text{ N}$$

La section de ferrailage au niveau de la zone d'about est égale :

$$A_{\text{about}} = \frac{N_{\text{moy}1}}{\sigma_s} ; \sigma_s : \text{est la contrainte ultime des aciers} = 435 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{about}} = 7.1 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 6T14 = 9.24 \text{ cm}^2$$

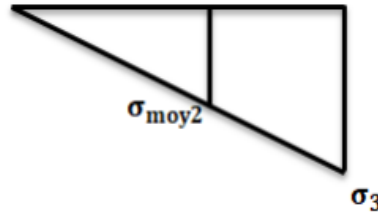
$$\text{Espacement : } S_t = 10 \text{ cm}$$

➤ Zone courante :

Pour la zone courante, on prend une bande de largeur égale à :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} \times L_T\right) \Rightarrow d \leq \min\left(\frac{3.29}{2}; \frac{2}{3} \times 2.24\right) \Rightarrow d \leq \min(1.65; 1.5)$$

$d = 1.5 \text{ m} < L_t = 2.24 \text{ m}$; donc nous déterminons la contrainte moyenne de la zone courante de la zone tendue, soit :



$$\sigma_{\text{moy}2} = \frac{2}{3} \sigma_3 \Rightarrow \sigma_{\text{moy}2} = \frac{2}{3} \times 2151 \Rightarrow \sigma_{\text{moy}2} = 1434 \text{ kN/m}^2$$

Nous déterminons la valeur de l'effort normal moyen (traction) sollicitant :

$$N_{\text{moy}2} = \frac{1}{2} \times \sigma_{\text{moy}2} \times S_{\text{courante}}$$

$$S_{\text{courante}} = d \times e = 1.5 \times 0.20 = 0.3 \text{ m}^2$$

$$N_{\text{moy}2} = \frac{1}{2} \times 1434 \times 0.3 \Rightarrow N_{\text{moy}2} = 215100 \text{ N}$$

La section de ferrailage au niveau de la zone d'about est égale :

$$A_{\text{courante}} = \frac{N_{\text{moy}2}}{\sigma_s} ; \sigma_s : \text{est la contrainte ultime des aciers} = 435 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{courante}} = 4.94 \text{ cm}^2$$

La valeur de la section A_{courante} concerne uniquement la zone tendue, pour la zone courante totale du voile :

$$A_{\text{courante totale}} = 16.96 = 15HA12$$

❖ Les armateurs de répartition :

Les deux nappes d'armateurs doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. On adopte les épingles : Ø8

❖ Calcul de la section minimale :

La zone comprimée :

$$0.2\% \times B \leq A_{min} \leq 0.5\% \times B \Rightarrow$$

$$0.002 \times 286 \times 20 \leq A_{min} \leq 0.005 \times 286 \times 20$$

$$11.44 \text{ cm}^2 \leq A_{min} \leq 28.6 \text{ cm}^2$$

La zone tendue :

$$A_{min} \geq 0.2\% \times B \Rightarrow A_{min} \geq 0.002 \times 224 \times 20$$

$$A_{min} \geq 8.96 \text{ cm}^2$$

V.5.4.1.2. Armatures horizontales :

❖ Vérification des voiles à l'effort tranchant :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (**Art 7.2.2 RPA 99**).

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u = \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times V_d}{0.9 \times h \times b} = \frac{1.4 \times 638.36}{0.9 \times 374 \times 20} = 1.32 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.2 f_{c28} = 0.20 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.32 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

❖ Calcul de l'armature horizontale résistante à l'effort tranchant :

La section A_h des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante

$$\frac{A_h}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{tj} \times K}{0.8 \times f_e}$$

$K = 0$: en cas de fissuration jugée très préjudiciable ; en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise.

$K = 1$: en flexion simple, sans reprise de bétonnage.

$K = 1 + 3\sigma_{cm} / f_{c28}$: en flexion composée avec effort de compression.

$K = 1 - 10\sigma_{tm} / f_{c28}$: en flexion composée avec effort de traction.

σ_{tm} , σ_{cm} : étant la contrainte moyenne de traction et de compression obtenus en

divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Donc : Dans notre cas, on n'a pas de reprise de bétonnage

Alors : on prend $K = 0$

$$\frac{A_h}{b_0 \times s_t} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \times F_e}$$

Espacement :

$$St \leq \min(1.5e; 30cm) \quad St \leq \min(30; 30cm)$$

$$St = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Alors : } A_h = \frac{\tau_u \times b_0 \times s_t}{0.8 \times F_e} = \frac{1.32 \times 200 \times 20}{0.8 \times 500} \Rightarrow A_h = 1.32 \text{ cm}^2$$

La section minimale selon **RPA99/2003** :

$$A_{min}(RPA) = 0.15\% \times B \Rightarrow A_{min}(RPA) = 0.0015 \times 374 \times 20$$

$$A_{min}(RPA) = 11.22 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{10HA12} = 11.31 \text{ cm}^2$$

V.5.4.2.3. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit Ø8.

V.5.4.1.4. Schéma de ferrailage :

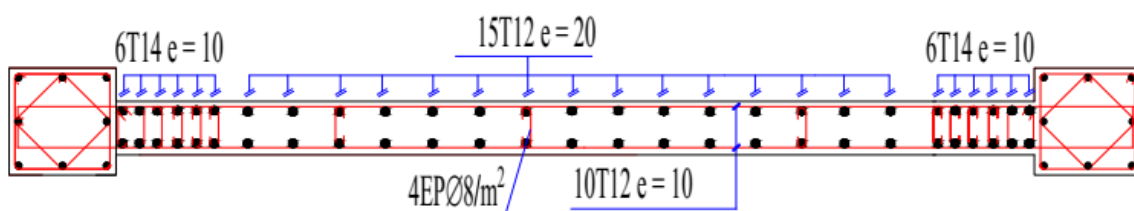


Figure V.5: Schéma de ferrailage de Voile Vx RDC.

V.5.4.2. Voile selon le sens Y :

❖ Détermination des sollicitations sous les combinaisons :

Soit à calculer le voile le plus sollicité du RDC dont les sollicitations sont les suivantes :

$$M_u = 1505.22 \text{ KN.m} \quad ; \quad N_u = 147.32 \text{ KN} \quad ; \quad V_u = 107.06 \text{ KN}$$

$$L = 3.225 \text{ m} ; h = 3.74 \text{ m} ; e = 0.20 \text{ m}$$

$$I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0.2 \times 3.225^3}{12} \Rightarrow I = 0.56 \text{ m}^4$$

$$S = L \times e = 3.225 \times 0.2 \Rightarrow S = 0.645 \text{ m}^2$$

$$Y = \frac{L}{2} = \frac{3.225}{2} \Rightarrow Y = 1.61 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} Y = \frac{147.32}{0.645} + \frac{1505.22}{0.56} \times 1.61 = 4555.91 \text{ kN/m}^2 \dots \dots \dots \text{compression.}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} Y = \frac{147.32}{0.645} - \frac{1505.22}{0.56} \times 1.61 = -4099.1 \text{ kN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Traction.}$$

Donc, la section est partialement comprimée.

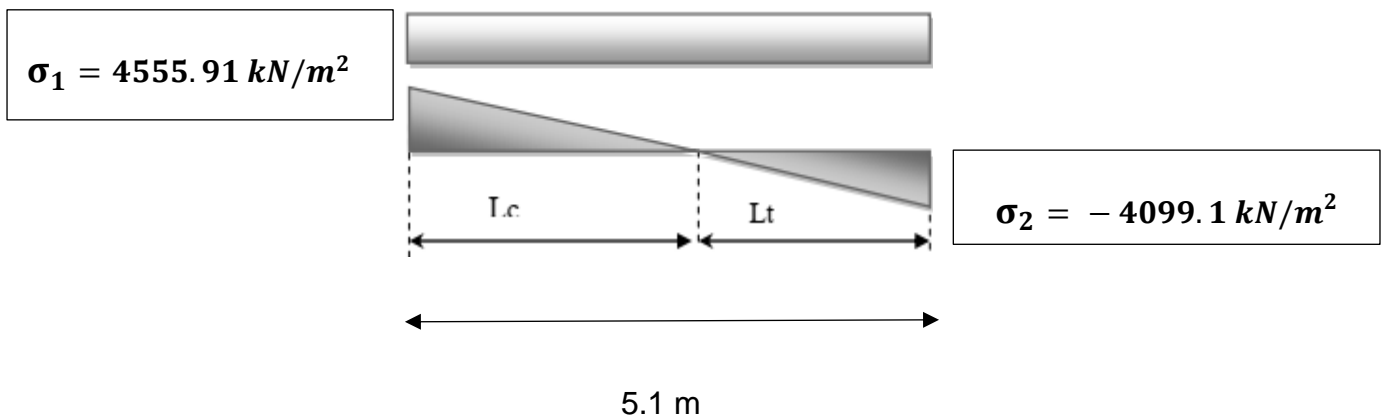


Figure V.6: Diagramme des contraintes du voile.

En utilisant les triangles semblables pour la détermination de longueur de compression :

$$L_T = \frac{\sigma_T}{\sigma_T + \sigma_C} \times L = \frac{4099.1}{4099.1 + 4555.91} \times 3.225 = 1.53 \text{ m}$$

$$L_C = L - L_T = 1.695 \text{ m}$$

V.5.4.2.1. Armatures verticales :

Le Calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section (e xL).

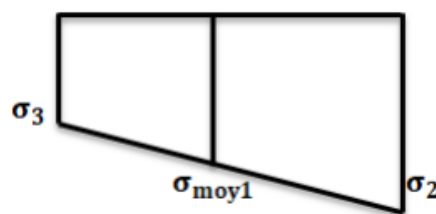
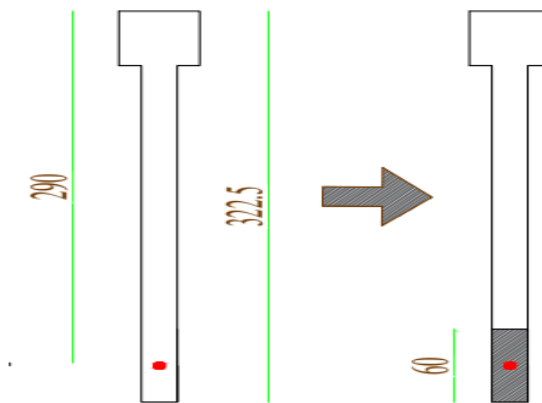
➤ Zone d'about :

C'est la zone extrême du voile, on considère une largeur de 25 cm pour chaque côté du voile.

Nous déterminons la contrainte moyenne dans la zone d'about suivant le schéma suivant :

$$L'_T = (3.225 - 2.9 - 0.03) \times 2 = 0.6 \text{ m}$$

Zone d'about : 0.6 m



$$\sigma_3 = \frac{\sigma_2 (L_T - 0.54)}{L_T} \Rightarrow \sigma_3 = \frac{4099.1(1.53 - 0.6)}{1.53} \Rightarrow \sigma_3 = 2491.61 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = \frac{4099.1 + 2491.61}{2} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 3295.35 \text{ kN/m}^2$$

Maintenant, nous déterminons la valeur de l'effort normal moyen (traction) sollicitant :

$$N_{\text{moy } 1} = \sigma_{\text{moy}} \times S_{\text{about}}$$

Avec : S_{about} : est la section de la zone d'about.

$$S_{\text{about}} = 0.6 \times 0.20 = 0.12 \text{ m}^2$$

$$N_{\text{moy } 1} = 3295.35 \times 0.12 \Rightarrow N_{\text{moy } 1} = 395442 \text{ N}$$

La section de ferrailage au niveau de la zone d'about est égale :

$$A_{\text{about}} = \frac{N_{\text{moy } 1}}{\sigma_s} ; \sigma_s : \text{est la contrainte ultime des aciers} = 435 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{about}} = 9.09 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 7T14 = 10.78 \text{ cm}^2$$

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

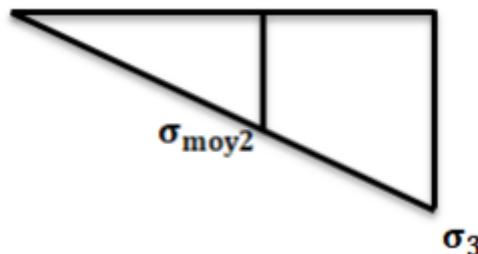
➤ Zone courante :

Pour la zone courante, on prend une bande de largeur égale à :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} \times L_T\right) \Rightarrow d \leq \min\left(\frac{3.29}{2} ; \frac{2}{3} \times 1.53\right) \Rightarrow d \leq \min(1.65 ; 1.02)$$

$$d = 1.02 \text{ m}$$

$d = 1.02 \text{ m} < L_t = 1.53 \text{ m}$; donc nous déterminons la contrainte moyenne de la zone courante de la zone tendue, soit :



$$\sigma_{\text{moy } 2} = \frac{2}{3} \sigma_3 \Rightarrow \sigma_{\text{moy } 2} = \frac{2}{3} \times 2491.61 \Rightarrow \sigma_{\text{moy } 2} = 1661.07 \text{ kN/m}^2$$

Nous déterminons la valeur de l'effort normal moyen (traction) sollicitant :

$$N_{\text{moy}2} = \frac{1}{2} \times \sigma_{\text{moy}2} \times S_{\text{courante}}$$

$$S_{\text{courante}} = d \times e = 1.02 \times 0.20 = 0.204 \text{ m}^2$$

$$N_{\text{moy}2} = \frac{1}{2} \times 1661.07 \times 0.204 \Rightarrow N_{\text{moy}2} = 169429 \text{ N}$$

La section de ferrailage au niveau de la zone d'about est égale :

$$A_{\text{courante}} = \frac{N_{\text{moy}2}}{\sigma_s} ; \sigma_s : \text{est la contrainte ultime des aciers} = \mathbf{435 \text{ MPa}}$$

$$A_{\text{courante}} = \mathbf{4.89 \text{ cm}^2}$$

La valeur de la section A_{courante} concerne uniquement la zone tendue, pour la zone courante totale du voile :

$$A_{\text{courante totale}} = \mathbf{11.31 = 10HA12}$$

❖ Les armateurs de répartition :

Les deux nappes d'armateurs doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. On adopte les épingles : $\mathbf{\emptyset 8}$

❖ Calcul de la section minimale :

La zone comprimée :

$$0.2\% \times B \leq A_{\text{min}} \leq 0.5\% \times B \Rightarrow$$

$$0.002 \times 169.5 \times 20 \leq A_{\text{min}} \leq 0.005 \times 169.5 \times 20$$

$$\mathbf{6.78 \text{ cm}^2 \leq A_{\text{min}} \leq 16.95 \text{ cm}^2}$$

La zone tendue :

$$A_{\text{min}} \geq 0.2\% \times B \Rightarrow A_{\text{min}} \geq 0.002 \times 153 \times 20$$

$$A_{\text{min}} \geq \mathbf{6.12 \text{ cm}^2}$$

V.5.4.2.2. Armatures horizontales :

❖ Vérification des voiles à l'effort tranchant :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (**art 7.2.2 RPA 99**).

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u = \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times V_d}{0.9 \times h \times b} = \frac{1.4 \times 638.36}{0.9 \times 374 \times 20} = 0.22 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.2 f_{c28} = 0.20 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

❖ Calcul de l'armature horizontale résistante à l'effort tranchant :

La section A_h des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_h}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{tj} \times K}{0.8 \times f_e}$$

$K = 0$: en cas de fissuration jugé très préjudiciable ; en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise.

$K = 1$: en flexion simple, sans reprise de bétonnage.

$K = 1 + 3\sigma_{cm} / f_{c28}$: en flexion composée avec effort de compression.

$K = 1 - 10\sigma_{tm} / f_{c28}$: en flexion composée avec effort de traction.

σ_{tm} , σ_{cm} : étant la contrainte moyenne de traction et de compression obtenus en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Donc : dans notre cas, on n'a pas de reprise de bétonnage

Alors : on prend $K = 0$

$$\frac{A_h}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \times F_e}$$

Espacement :

$$St \leq \min(1.5e ; 30cm) \quad St \leq \min(30 ; 30cm)$$

$$St = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Alors : } A_h = \frac{\tau_u \times b_0 \times St}{0.8 \times F_e} = \frac{0.22 \times 200 \times 20}{0.8 \times 500} \Rightarrow A_h = 0.22 \text{ cm}^2$$

La section minimale selon **RPA99/2003** :

$$A_{min}(RPA) = 0.15\% \times B \Rightarrow A_{min}(RPA) = 0.0015 \times 374 \times 20$$

$$A_{min}(RPA) = 11.22 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{10HA12} = \mathbf{11.31 \text{ cm}^2}$$

V.5.4.2.3. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit Ø8.

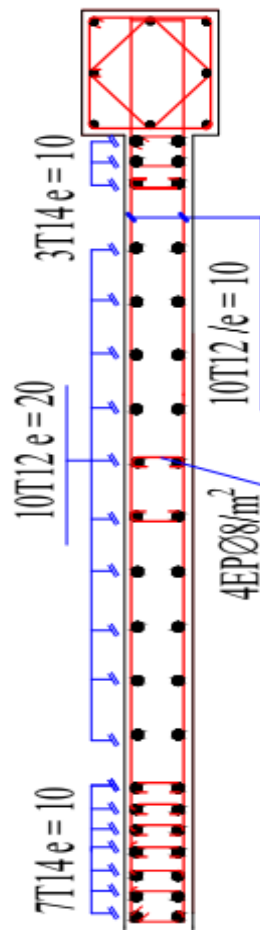


Figure V.7 : Schéma de ferrailage de Voile Vy RD

Etude d'un batiment à usage
d'habitation et commercial **R+5**

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol, auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevé, et d'autre par la force portante du sol.

D'après le rapport du sol notre terrain à une contrainte admissible de 1.50 bar à un ancrage de 1.50 m.

- Pour qu'il n'y ait pas de chevauchement entre deux fondations, il faut au minimum une distance de 40 cm.
- Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura 10 cm d'épaisseur.
- Le calcul des fondations se fait comme suit :

1-Dimensionnement à l' **E.L.S** $N_{ser} = G + Q$.

2- Ferrailage à l' **E.L.U** $N_u = 1,35 G + 1,5 Q$

Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence de plusieurs voiles dans cette construction, et la faible portance du sol, le dimensionnement des fondations donne des semelles de grandes dimensions qui se chevauchent dans l'un ou dans l'autre sens, donc il est préférable de les relier de manière à former un radier général qui constitue un ensemble rigide qui doit remplir les conditions suivantes:

- Assurer l'encastrement de la structure dans le sol
- Transmettre au sol la totalité des efforts
- Éviter les tassements différentiels.

VI.2. Classification des fondations :

Il existe plusieurs types de fondations :

VI.2.1. Fondations superficielles :

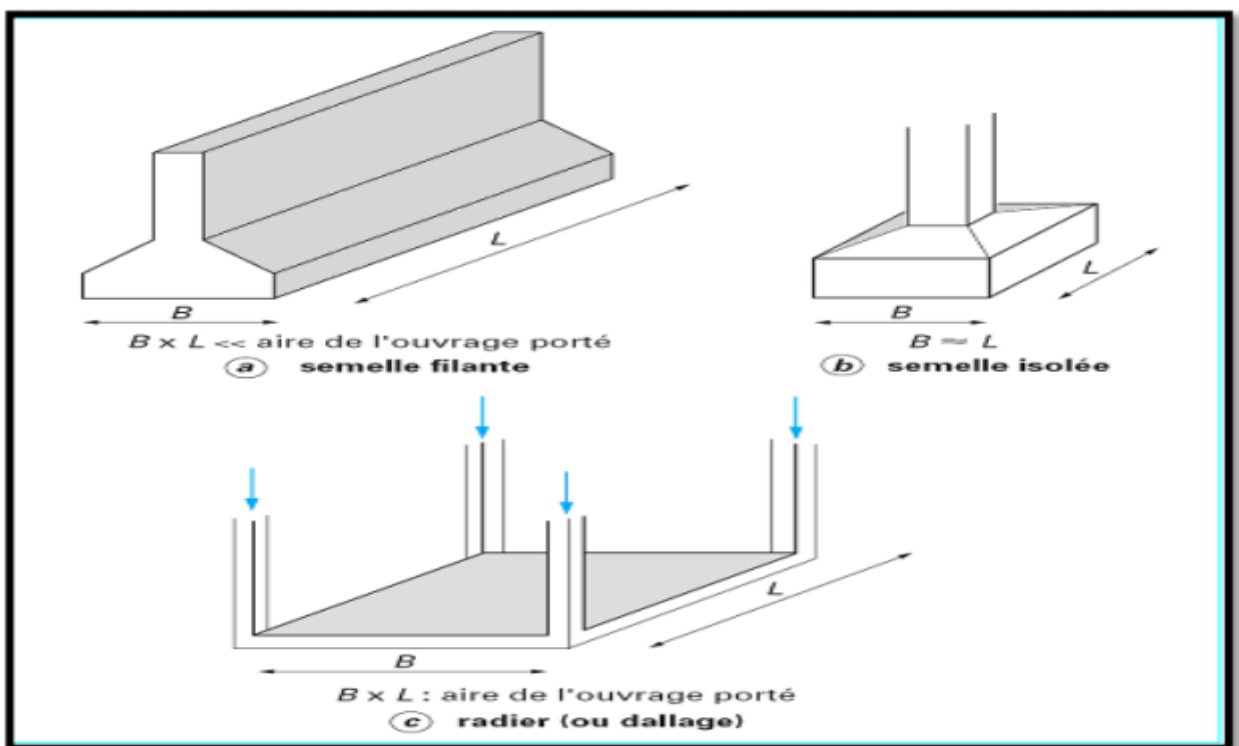
- Semelles isolées.
- Semelles filantes.
- Radier général.

VI.2.2. Fondations profondes :

- Fondations sur puits (semi profondes).
- Fondations sur pieux (profondes)

VI.2.3. Fondations spéciales :

- Fondation avec sous pression d'eau
- Fondation en terrain instable
- Fondation anti-vibratile.



Figures VI.1: Type des semelles superficielles.

VI.3. Choix de type des fondations :

Le choix du type de fondations est déterminé par les critères suivants :

✓ **La stabilité de la structure :**

Il est essentiel que les fondations choisies assurent la stabilité et la résistance de l'ouvrage, en supportant efficacement les charges appliquées.

✓ **La facilité d'exécution :**

Il est important de sélectionner des fondations qui peuvent être mises en place de manière pratique et efficace, en prenant en compte les contraintes du site et les

ressources disponibles.

✓ **L'aspect économique :**

Il convient de trouver un équilibre entre les coûts de construction des fondations et les performances requises, en cherchant à optimiser les dépenses tout en garantissant la fiabilité et la durabilité de l'ouvrage.

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égale à 2.5 bars, il y a lieu de projeter à priori des fondations superficielles de type :

- Semelle isolée.
- Semelle filante.
- Radier général

Caractéristiques géotechniques du sol :

- La contrainte du sol est : $\sigma_{sol} = 3 \text{ bars}$

Vérification de type de la semelle :

$$\text{Si } \frac{S_{tot \text{ des fondations}}}{S_{tot \text{ du projet}}} \leq 50\% \rightarrow \text{semelles isolées}$$

$$\text{Si } \frac{S_{tot \text{ des fondations}}}{S_{tot \text{ du projet}}} > 50\% \rightarrow \text{radier général}$$

$$s_{tot \text{ de projet}} = 25.35 \times 19.11 = 484.44 \text{ m}^2$$

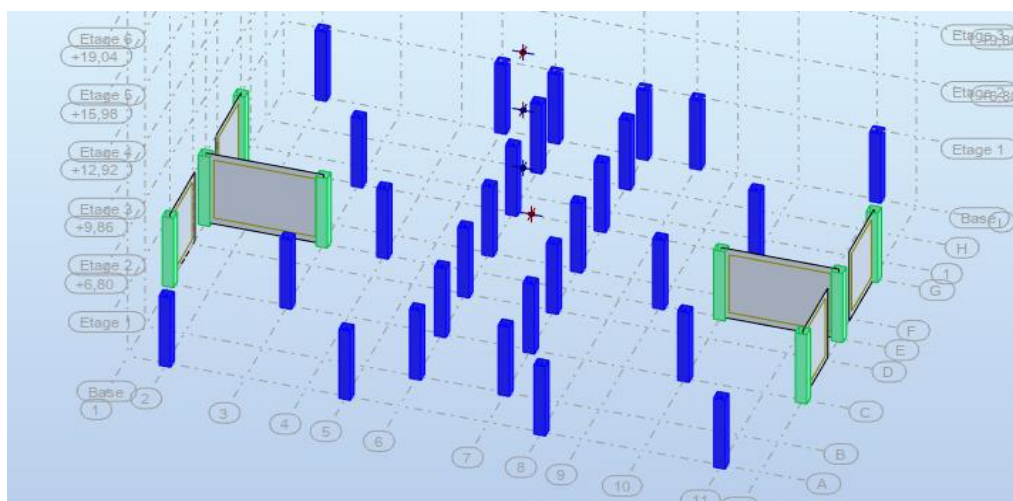
Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau de dimensionnement des semelles sous poteaux :

Poteau	Nser (KN)	Mser (KN)		A = B (m)	A × B (m ²)
		X	Y		
1	765.21	7.14	18.78	1.6	2.56
2	649.23	-4.28	19.19	1.5	2.25
6	1273.19	-0.2	7.83	2.1	4.41
8	1273.94	1.41	8	2.1	4.41
9	668.23	0.7	6.89	1.5	2.25
10	703.94	-0.56	-23.35	1.6	2.56
11	624.22	-3.35	-19.91	1.5	2.25
12	91.63	-0.84	-1.14	0.6	0.36

13	91.91	-0.84	-1.18	0.6	0.36
14	393.05	5.91	-3.82	1.2	1.44
15	387.30	5.54	3.59	1.2	1.44
16	905.64	13.45	11.81	1.8	3.24
17	830.82	24.18	0.17	1.8	3.24
18	765.35	1.68	3.3	1.6	2.56
19	809.65	4.87	-2.29	1.7	2.89
20	629.81	-1.69	3.08	1.5	2.25
21	629.36	-1.73	-3.22	1.5	2.25
22	792.01	0.31	-14.07	1.7	2.89
23	791.80	0.33	13.92	1.7	2.89
24	361.40	-1.73	-4.32	1.2	1.44
25	361.38	-1.72	4.16	1.2	1.44
26	624.18	-3.34	19.75	1.5	2.25
27	704.02	-0.61	23.27	1.6	2.56
28	667.88	0.71	-7.02	1.5	2.25
30	1273.63	0.16	7.8	2.1	4.41
31	1274.12	1.44	- 8.14	2.1	4.41
32	765.19	7.19	-18.86	1.6	2.56
33	649.69	- 4.24	-19.35	1.5	2.25
Total					70.07

Tableau VI.1 : Dimensionnement des semelles sous poteaux.



Les semelles occupent moins de 50% de la surface du sol d'assise, on adopte choix d'une semelle isolée sous le poteau et semelle filante sous le voile.

VI.4. Etude des fondations :

VI.4.1. Les combinaisons de calcul :

D'après le **RPA99/2003 (article 10.1.4.1) [3]** les fondations superficielles sont dimensionnée selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q$
- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

VI.4.2. Dimensionnées de la semelle :

a- Semelle isolée sous poteaux : (art 15.IV.1 BAEL91/99 ; P235)

En considérant uniquement les efforts de N_{smax} :

$$s \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{1274.12}{3} = 4.25 \text{ m}^2 ; A = B = \sqrt{4.25} \approx 2.2 \text{ m}$$

Vérification du taux de la section des semelles par rapport à celle du bâtiment

$$\frac{\Sigma S_{tot \text{ des fondation}}}{S_{tot \text{ de projet}}} \times 100 = \frac{70.07}{484.44} \times 100 = 14.46 \%$$

Vu que les semelles occupent moins de 50% de la surface du sol d'assise, on adopte choix d'une semelle isolée sous le poteau et semelle filante sous le voile.

b- Semelles filantes :

- Largeur B :

$$\frac{N}{B \cdot L} \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \cdot L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \cdot L} = \frac{2202.88}{3 \cdot 465} = 1.58 \text{ m} \text{ On prend : } B = 1.8 \text{ m}$$

VI.4.3. Etude des semelles isolées :

VI.4.3.1. Les sollicitations :

	N (KN)	Mx (KN.m)	My (KN.m)
E.L.U	1750.56	2,01	-11,21
E.L.S	1274.12	1,44	-8,14

Tableau VI.2 : Les valeurs des Moment et les efforts normaux à E.L.U et E.L.S.

- Exemples de calcul :

Les semelles sont pré dimensionnée à l'ELS et ferrillée à l'ELU.

Soit une semelle isolée sous le poteau le plus sollicité.

- Pour la semelle carrée étant donné $a = b$ donc $S = A^2$
- Pour la semelle rectangulaire on $A/B = a/b$ donc d'où $A = a b \times B$

VI.4.3.2. Vérification de la contrainte de stabilité :

D'après le **BAEL 91**, on a :

$$e_x = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1.44}{1274.12} = 0.00113 \text{ m} \Rightarrow e_x = 0.00113 \leq \frac{A}{6} = \frac{2.2}{6} = 0.366 \dots\dots\dots cv$$

$$e_y = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{8.14}{1750.56} = 0.00465 \text{ m} \Rightarrow e_y = 0.00113 \leq \frac{A}{6} = \frac{2.2}{6} = 0.366 \dots\dots\dots cv$$

D'après le **RPA 99 version 2003**, on a

$$e_x = 0.00113 \leq \frac{A}{4} = \frac{2.2}{4} = 0.55 \dots\dots\dots cv$$

$$e_y = 0.00113 \leq \frac{A}{4} = \frac{2.2}{4} = 0.55 \dots\dots\dots cv$$

VI.4.3.3. Condition de rigidité :

Pour satisfaire la condition de la rigidité de la semelle, la hauteur de cette dernière doit être :

$$d \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{A-a}{4} = 0.44 \text{ m} \\ \frac{A-b}{4} = 0.44 \text{ m} \end{array} \right. \Rightarrow d = 0.45 \text{ m}$$

Hauteur : $d + 5 \text{ cm} = 45 \text{ cm}$ Donc $ht = 50 \text{ cm}$.

VI.4.3.4. Condition de poinçonnement :

a- Formule empirique:

Si la contrainte du sol est inférieure ou égale à 3 bars on doit vérifier que :

$$d' \geq 1,44 \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{bc}}} \Rightarrow d' \geq 1,44 \sqrt{\frac{1274.12}{14.17}} \Rightarrow d' \geq 13.65 \text{ cm} \Rightarrow d' = 15 \text{ cm}$$

b- Calcul des contraintes: (art 15.VII.2 BAEL91/99 ; P249)

$e \leq \frac{B}{6}$ dans ce cas, la contrainte au sol est totalement en compression et son diagramme est un diagramme trapézoïdal.

$$\sigma_{max} = \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A}\right) \times \frac{Nu}{A \times B} ; \sigma_{min} = \left(1 - \frac{6 \times e_0}{A}\right) \times \frac{Nu}{A \times B} ; \sigma_{moy} = \frac{3 \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4}$$

e : L'excentricité de l'effort normal $e = \frac{Mu}{Nu}$

	σ_{max} (KN/m ²)	σ_{min} (KN/m ²)	σ_{moy} (KN/m ²)
Sens XX	362.8	262.44	337.71
Sens YY	366.27	260	339.7

Tableau VI.3 : Résultats des contraintes.

VI.4.3.5. Ferrailage des semelles isolées :

Poids propre de la semelle : $0,50 \times 2,2^2 \times 25 = 60.5 \text{ KN}$

$N_s = 1274.12 + 60.5 = 1334.62 \text{ KN}$

$N_u = 1750.56 + 60.5 = 1811.06 \text{ KN}$

Le ferrailage se calcule avec la méthode de bielles, car on va prendre comme étant la contrainte uniforme tout au long de la semelle.

$$A_s = \frac{N_1(B-b)}{8 \cdot d \cdot \sigma_s} \quad (\text{art 15.VII.4.2 BAEL 91/99; P251})$$

$$N_1 = N \times \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B}\right) \quad (\text{art 15.VII.3.1 BAEL91/99 ; P250})$$

E.L.U :

	N_1 (KN)	A_s (cm ²)	A_{adop} (cm)
Sens XX	1753.26	19.59	13HA14
Sens YY	1761.66	19.67	13HA14

Tableau VI.4 : Ferrailage de la semelle isolée.

Avec :

Un espacement : $S_t = 17 \text{ cm}$

- Vérification de l'espacement :

$$S_t = 16.5 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \dots \dots \dots \text{ cm}$$

- Calcul de la hauteur libre h' :

$$(\text{Avec cochets}) h' \geq 12\phi + 6 \text{ cm} \quad (\text{art 15.III.1.2 BAEL91/99 ; P230})$$

$$h' = 22.8 \text{ cm} \Rightarrow h' = 25 \text{ cm}$$

VI.4.3.6. Schéma de Ferrailage :

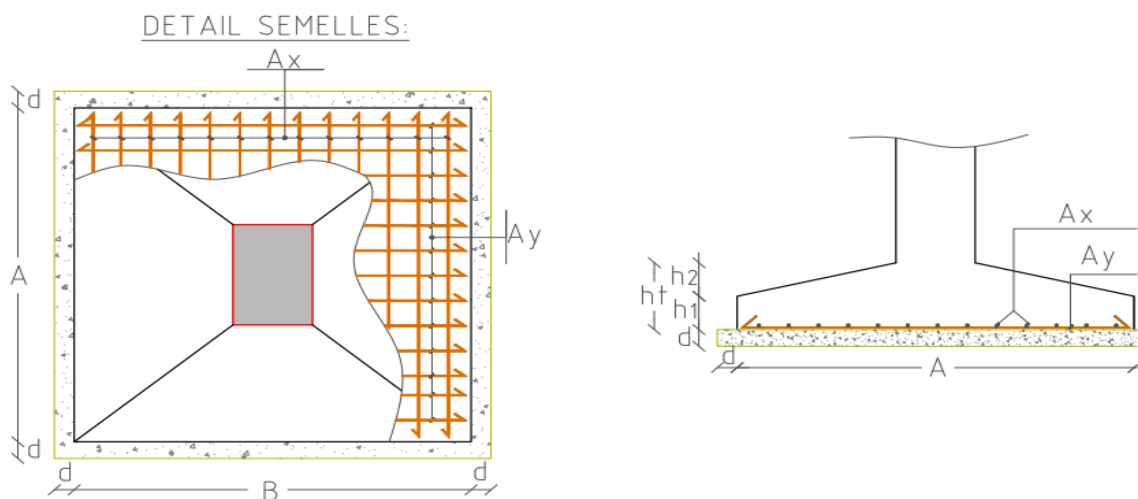


Tableau des semelles :

DESIGNATION	A	B	ht	h1	h2	Ax	Ay
SEMELLE	2.20	2.20	0.50	0.25	0.25	14T14/e=15cm 15 ← 1.95 → 15	14T14/e=15cm 15 ← 1.95 → 15

VI.4.4. Etude de la semelle filante :

La hauteur totale de la semelle (h_t) est déterminée par l'équation suivante :

$$h_t \geq \left(\frac{A-a}{4} + d' \right) \quad \text{Avec : } d': \text{ enrobage des armatures ; } d' = 5\text{cm.}$$

$$h_t \geq \left(\frac{1.8-0.45}{4} + 0.05 \right) \Rightarrow h_t \geq 0.39 \text{ donc on adopte : } h_t = 40\text{cm} ; d = 35\text{cm}$$

La hauteur de la poutre de redressement :

Est estimée à $\left(\frac{1}{9} \text{ à } \frac{1}{6} \right)$ de la travée maximale :

$$\frac{L_{max}}{9} \leq h_p \leq \frac{L_{max}}{6} \Rightarrow \frac{465}{9} = 51.66 \text{ cm} \leq h_p \leq \frac{465}{6} = 77.5\text{cm}$$

Donc : $51.66 \text{ cm} \leq h_p \leq 77.5 \text{ cm}$

La poutre de redressement :

$$h_p = 70 \text{ cm} ; b_p = 45 \text{ cm}$$

VI. 4.4.1. Ferrailage des semelles filantes :

Le ferrailage se calcul par la méthode des bielles à l'ELU :

❖ Calcul des armatures principales :

$$A_s = \frac{N_u \cdot (B-b)}{8 \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$N_u = N1 + P$$

$$N1 = \frac{\sum N_u}{L}$$

Avec : L : longueur totale de la semelle.

$$\Rightarrow N1 = \frac{2454.45}{4.65} = 527.84 \text{ KN/mL}$$

$P = \text{Poids des terres} + \text{Poids des semelles}$

• **Poids propre de la semelle :**

$$P_p = 1.8 \times 0.4 \times 4.65 \times 25 = 83.7 \text{ KN}$$

• **Poids des terres :**

$$P_t = (0.45 \times 0.25 \times 4.65 \times 25) = 13.08 \text{ KN}$$

Donc : $P = 96.78 \text{ KN}$

$$Nu = 527.84 + 96.78 \Rightarrow Nu = 624.62 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{624.62 \cdot (1.8 - 0.45)}{8 \cdot 0.45 \cdot 435}$$

$$\Rightarrow A_s = 5.38 \text{ cm}^2$$

On adopte : $6T12 = 6.79 \text{ cm}^2$

❖ **Les armatures de répartition : (art.VII.4.1 BAEL91/99 ; P232)**

$$Ar = A_s \frac{B}{4} = 6.79 \frac{1.8}{4} = 3.05 \text{ cm}^2$$

On adopte : $7 HA10 Ar = 5.05 \text{ cm}^2$

Avec :

Un espacement $St = 25 \text{ cm}$

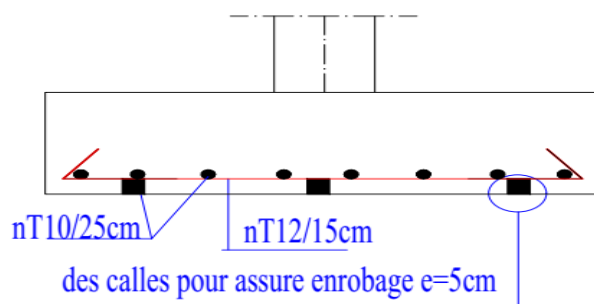


Figure VI.2 : Schéma de ferrailage de semelle filante.

VI. 4.4.2. Ferrailage de la poutre de redressement :

❖ Déterminations des moments et les efforts tranchants de la poutre de redressement :

La semelle sera calculée dans le sens longitudinal comme une poutre renversée. Pour déterminer le ferrailage de la poutre de rigidité ont utilisé la méthode forfaitaire.

❖ Calcul des sollicitations :

Les sollicitations (moment et effort tranchant) sont calculées à l'aide du programme **ROBOT**

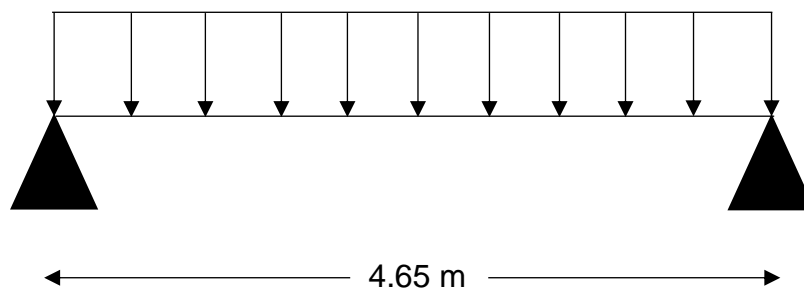


Figure VI.3 : La distribution des charges ponctuelle sur la poutre.

❖ Le calcul du ferrailage se fait comme étant une poutre en T renversé

$$B = 1.8 \text{ m} ; b_p = 0.45 \text{ m} ; h_p = 0.7 \text{ m} ; h = 0.4 \text{ m} ; d = 0.9 \times h = 0.63 \text{ m}$$

On prend le moment max pour travée et l'appui :

$$M_u = M_{max} \Rightarrow M_a = 335.15 \text{ KN.m} , \quad M_t = 250.34 \text{ KN.m}$$

$$T_u = T_{max} = 215.75 \text{ KN}$$

a- En travée :

Moment qui équilibre la table :

$$M_{tu} = \sigma_{bc} \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \quad \text{Avec : } \sigma_{bc} = 0.85 \cdot \frac{F_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14.16 \text{ Mpa}$$

$$M_{tu} = 14.16 \times 1800 \times 400 \times \left(630 - \frac{400}{2} \right)$$

$$M_{tu} = 4383.936 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$$M_{t \max} = 250.34 \text{ KN.m} < M_{tu} = 438.4 \text{ KN.m}$$

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $B = 1.8 \text{ m}$ et de hauteur $h = 0.4 \text{ m}$.

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{250.34 \times 10^6}{450 \times 630^2 \times 14.16} = 0.099$$

$$\mu = 0.099 < \mu_{lim} = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.099}) = 0.13$$

$$z_b = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 63 \times (1 - 0.4 \times 0.13) = 59.72 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{z_b \sigma_{bc}} = \frac{250.34 \times 10^6}{597.2 \times 435} = 9.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e} \qquad F_{t28} = 0.6 + 0.06 F_{c28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 450 \times 630 \times \frac{2.1}{435} = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = \max(A_u ; A_{min}) \Rightarrow A_s = \max(9.63 ; 3.14)$$

$$\text{Alors : } A_s = 9.63 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 6T16 = 12.06 \text{ cm}^2$$

Remarque :

Vu la hauteur importante de la poutre ($h = 0.7 \text{ m}$), on doit ajouter des armatures de Peau disposées suivant la hauteur, on adopte : 4T12

❖ Condition de non fragilité : (BAEL 91) [3]

$$A_{min} < A_{adpt}$$

$$A_{min} = 3.14 \text{ cm}^2 < A_{adpt} = 12.06 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Armatures transversales :

D'après le BAEL 91 :

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_L\right) \Rightarrow \phi_t = \min\left(\frac{70}{35}; \frac{45}{10}; 1.6\right)$$

$$\phi_t = \min(2 \text{ mm} ; 4.5 \text{ mm} ; 1.6 \text{ mm})$$

On a adapté : $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

❖ **L'espacement :**

$$St \leq \frac{L}{10} = 21.90 \text{ cm}$$

On adopte : $St = 20 \text{ cm}$

b- En Appui :

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{335.15 \times 10^6}{450 \times 630^2 \times 14.16} = 0.132$$

$$\mu = 0.132 < \mu_{lim} = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.132}) = \mathbf{0.178}$$

$$z_b = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 63 \times (1 - 0.4 \times 0.178) = \mathbf{58.51 \text{ cm}}$$

$$A_s = \frac{M_t}{z_b \sigma_{bc}} = \frac{355.15 \times 10^6}{585.1 \times 435} = \mathbf{13.95 \text{ cm}^2}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e} \qquad F_{t28} = 0.6 + 0.06F_{c28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 450 \times 630 \times \frac{2.1}{435} = \mathbf{3.14 \text{ cm}^2}$$

Donc : $A_s = \max(A_u ; A_{min}) \Rightarrow A_s = \max(13.95 ; 3.14)$

Alors : $A_s = \mathbf{13.95 \text{ cm}^2}$

On adopte : $\mathbf{3T16 + 3T20 = 15.45 \text{ cm}^2}$

Remarque :

Vu la hauteur importante de la poutre ($h = 0.7 \text{ m}$), on doit ajouter des armatures de Peau disposées suivant la hauteur, on adopte : 4T12

❖ **Condition de non fragilité : (BAEL 91) [3]**

$$A_{min} < A_{adpt}$$

$$A_{min} = 3.14 \text{ cm}^2 < A_{adpt} = 15.45 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Armatures transversales :

D'après le **BAEL 91** :

$$\phi_t = \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_L \right) \Rightarrow \phi_t = \min \left(\frac{70}{35}; \frac{45}{10}; 1.6 \right)$$

$$\phi_t = \min (2 \text{ mm}; 4.5 \text{ mm}; 1.6 \text{ mm})$$

On a adapté : $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

❖ L'espacement :

$$St \leq \frac{L}{10} = 21.90 \text{ cm}$$

On adopte : $St = 20 \text{ cm}$

VI.4.4.3. Vérification à L'ELS :

❖ Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91] : [1]

On doit vérifier que : $\tau_s < \bar{\tau}$

$$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0.2 \times F_{t28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \dots\dots\dots \text{(Fissuration non préjudiciable)}$$

$$\bar{\tau} = \min (3.33; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_s = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{215.75 \times 10^3}{450 \times 630} = 0.76 \text{ Mpa}$$

$$\tau_s = 0.76 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

VI.4.4.4. Schéma de ferrailage :

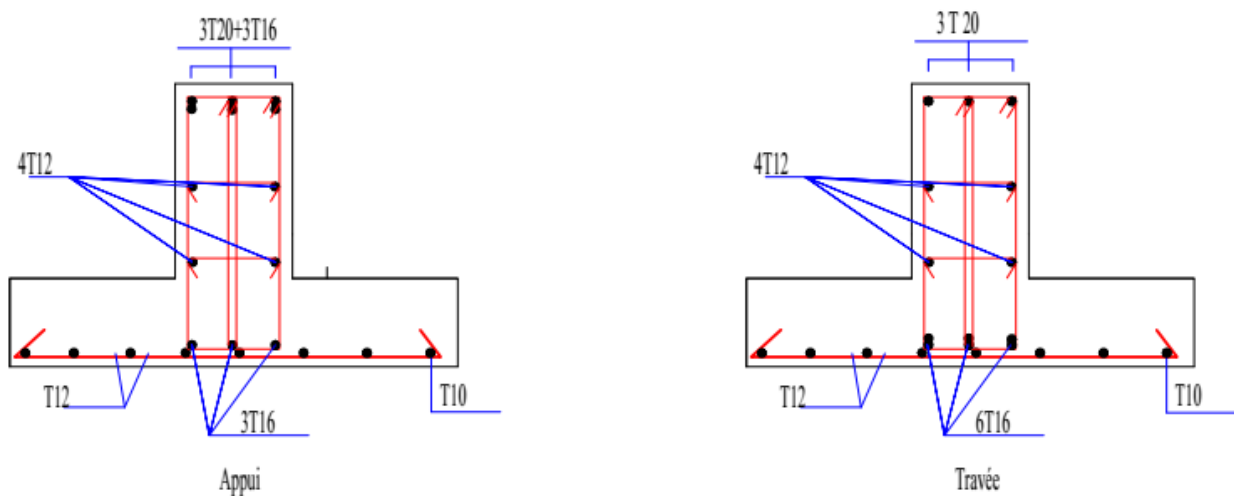


Figure VI.4 : Schéma des ferrillages de fondation.

VI.4.5. La longrine :

D'après (RPA99/2003) ; les points d'appuis d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer aux déplacements relatifs de ses points d'appui dans le plan horizontal.

✓ Les longrines ont pour rôle :

- Chainer les semelles entre elles.
- Rigidifier l'infrastructure.
- Empêcher le déplacement des semelles l'une par rapport à l'autre.

VI.4.5.1. Dimensionnement de la longrine :

Selon (art.10-1-1) [RPA], les dimensions minimales de la section transversale, des origines sont :

- $(25 \times 30) \text{ cm}^2$ site de catégorie S2, S3
- $(30 \times 30) \text{ cm}^2$ site de catégorie S4

Pour notre cas (site ferme S2) on prend une section de $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

VI.4.5.2. Ferrailage de la longrine :

La section d'armature est donnée par les armatures minimales :

$$A_{min} = 0,6\% \times b \times h \Rightarrow A = 0,6\% \times 30 \times 40 = 7,2 \text{ cm}^2$$

Le choix : **6HA14** ($A = 9,24 \text{ cm}^2$)

- Armatures transversales : On prend : **4Ø8** ($A = 2,01 \text{ cm}^2$)

❖ Condition de non fragilité : (BAEL 91)

$$A_{min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e}$$

$$A_{min} \geq 0,23 \times 400 \times 270 \times \frac{2,1}{435} \Rightarrow A_{min} \geq 1,2 \text{ cm}^2$$

$A_{min} = 1,2 \text{ cm}^2 < A_{min} = 9,24 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

❖ Armature transversal:

$$St \leq \min (0,9 \times h ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq \min (0,9 \times 30 ; 40 \text{ cm})$$

$$St \leq \min (27 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 27 \text{ cm}$$

On prend : $St = 15 \text{ cm}$.

VI.4.5.3. Schématisation du ferrailage :

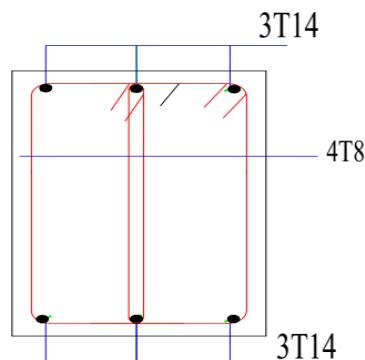


Figure VI.5 : Ferrailage de longrine.

Conclusion générale

CONCLUSION GÉNÉRALE

Ce projet de fin d'études a été l'occasion d'appréhender la complexité du domaine du génie civil, notamment par la découverte des multiples notions mises en jeu, du règlement parasismique et de son application. Cette expérience nous a aidés à mieux connaître les étapes nécessaires dans l'étude d'un bâtiment en béton armé et de bien comprendre le comportement des différents éléments de l'ouvrage afin de pouvoir appliquer les règlements en vigueur.

Il nous a également permis de comprendre plusieurs facettes du métier d'ingénieur. En particulier la capacité à émettre un regard critique et à essayer d'aller dans le détail quand les choses ne sont pas claires. Même si le travail effectué lors de ce Projet de Fin d'Etude n'a pas répondu à toutes les questions que nous sommes posées, il nous a néanmoins permis de mettre en application les connaissances acquises durant notre formation et d'engager des échanges avec des ingénieurs de bureaux d'études ou des bureaux de contrôle car par la mise en commun des connaissances et des expériences que l'on arrivera à avancer.

Enfin, le travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'étude. Il nous permet de faire une rétrospective de nos connaissances accumulées pendant notre cursus universitaire. On souhaite avoir été à la hauteur de nos modestes prétentions et que cet humble travail servira comme point de départ à d'autres travaux qui pourront l'enrichir, l'améliorer et le compléter, et qu'il serve pour les promotions futures.

Références bibliographiques

REGLEMENT

- Règles Parasismiques Algériennes **RPA99/version2003**
- Règles de Calcul de Béton Armé aux Etats Limites **BAEL91**
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé **CBA 93**
- Charges permanentes et charges d'exploitation **D.T.R-B.C 2.2**
- Rapport de sol

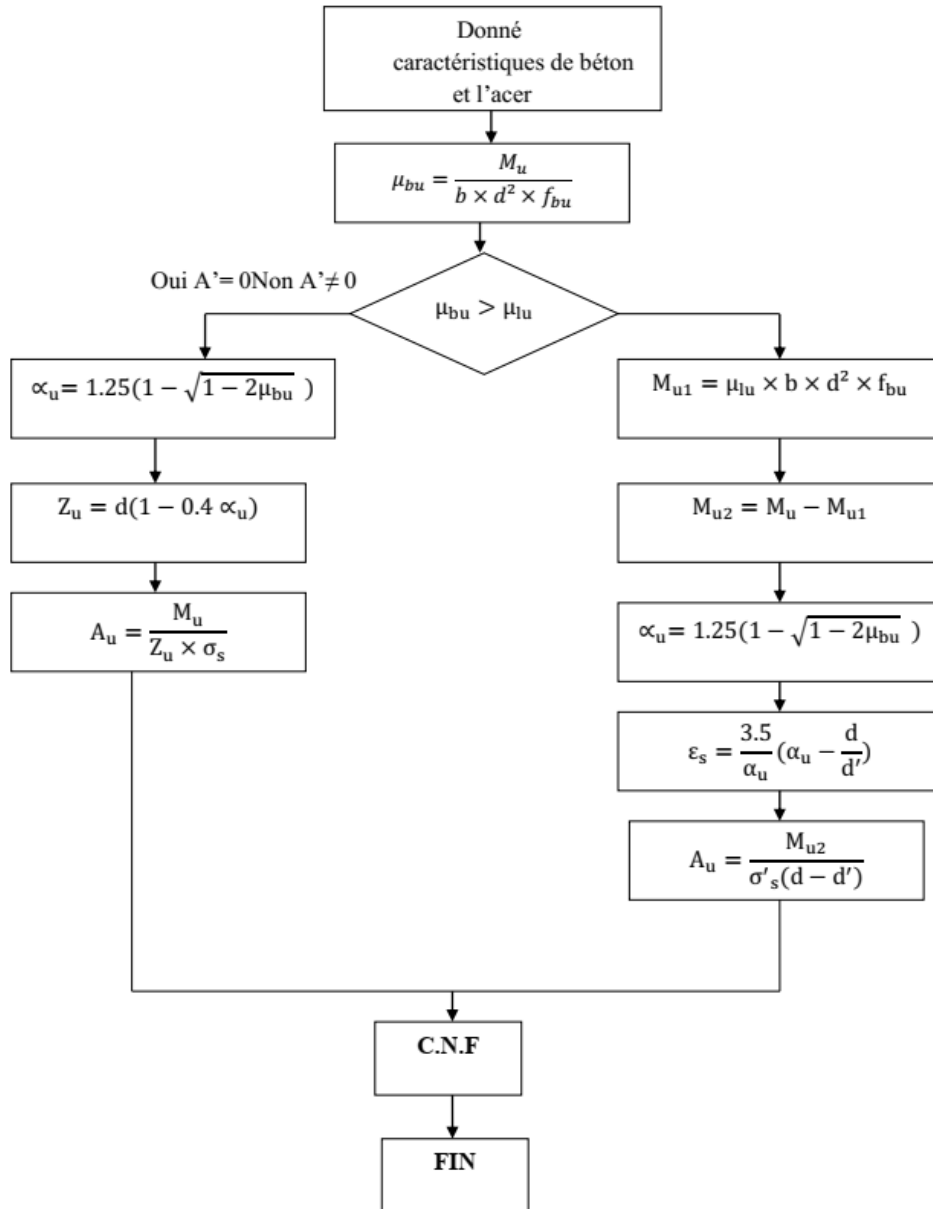
COURS ET MEMOIRE

- Projet en béton armé : **Belkacem Chaibedra, Djoudi Larbi**

LOGICIELS

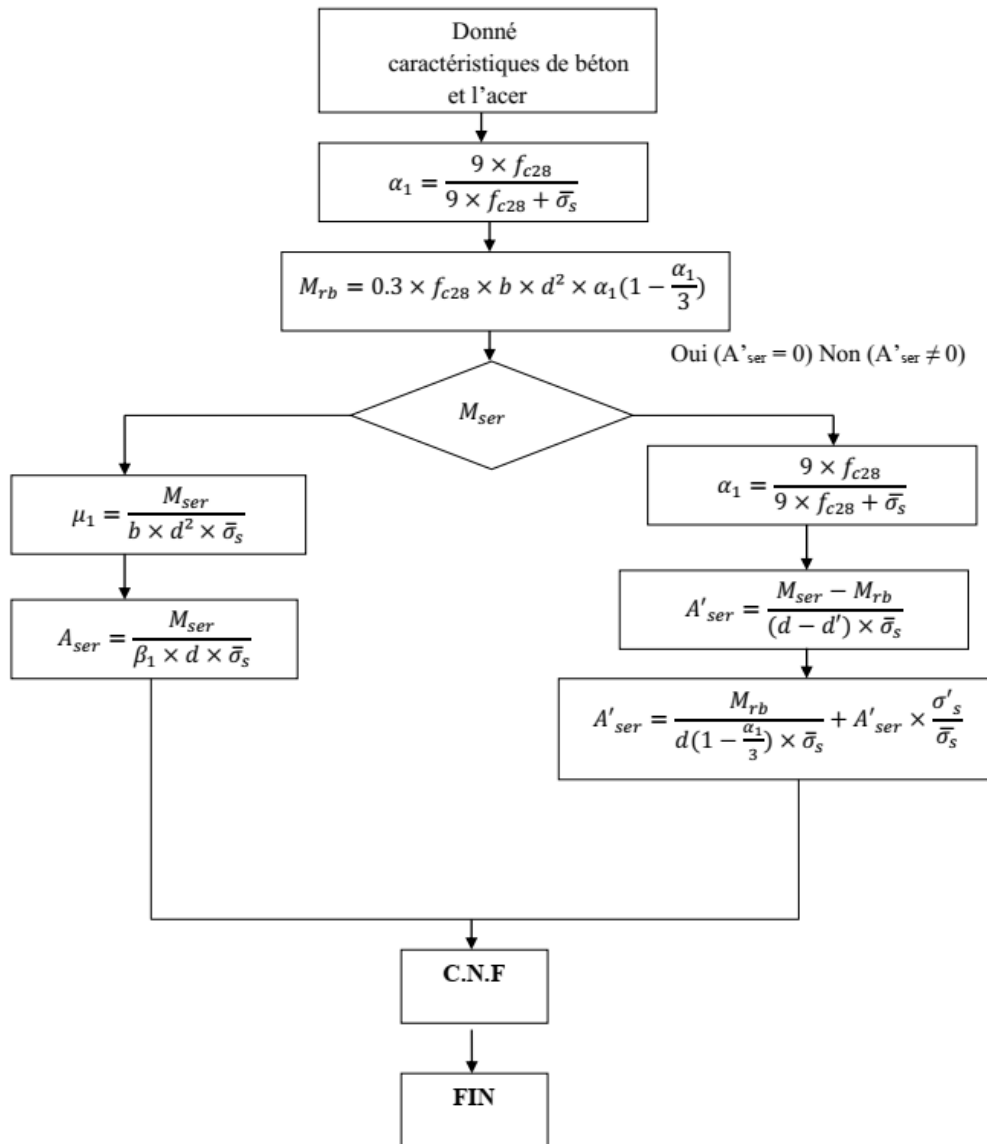
- Logiciel d'analyse des structures **ROBOT version 2019.**
- **AUTO CAD 2021.**
- **EXPERT BA 2010.**
- **WORD 2016.**
- **EXCEL 2016.**

ORGANIGRAMME -I-
SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE

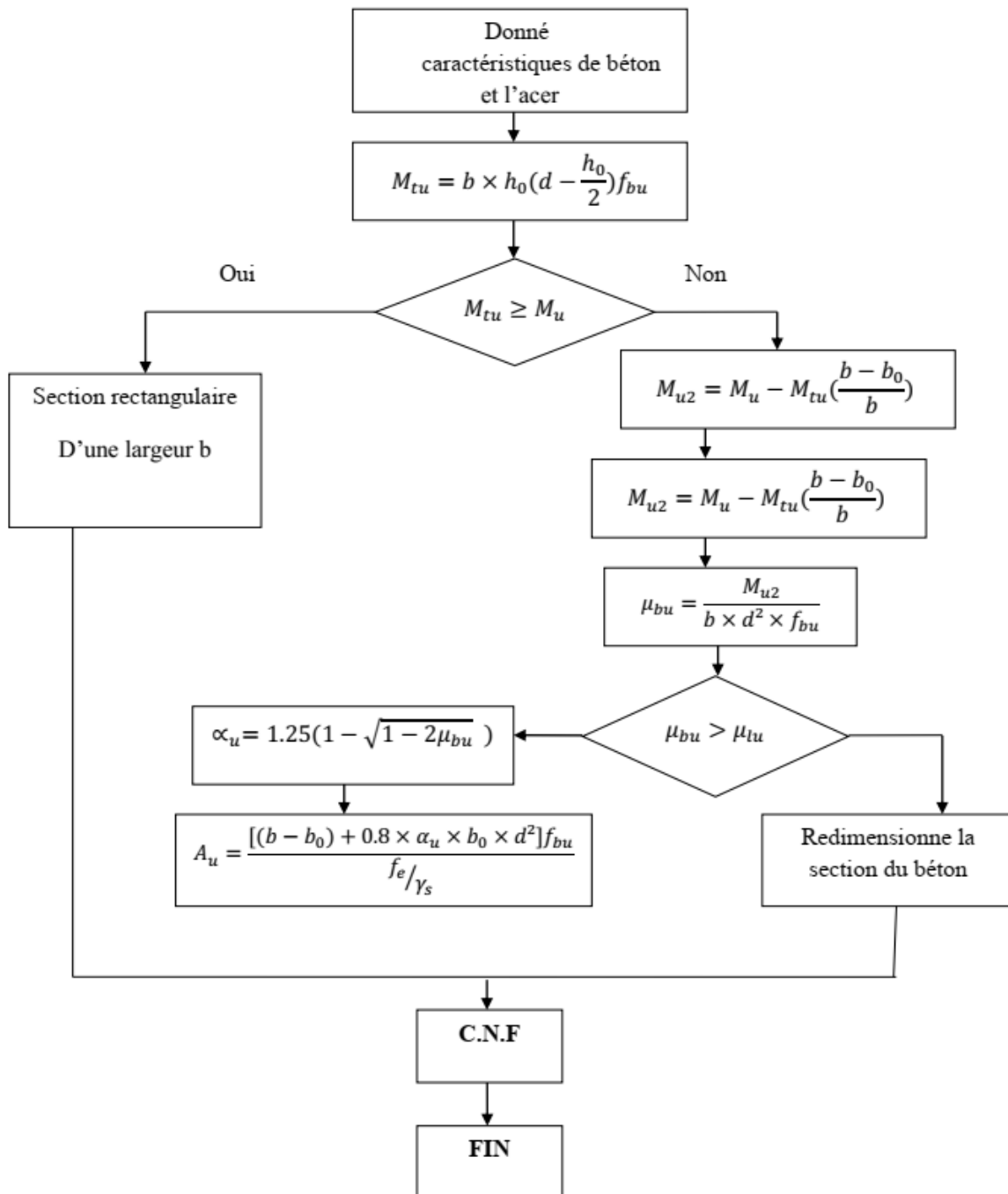


ORGANIGRAMME -II-

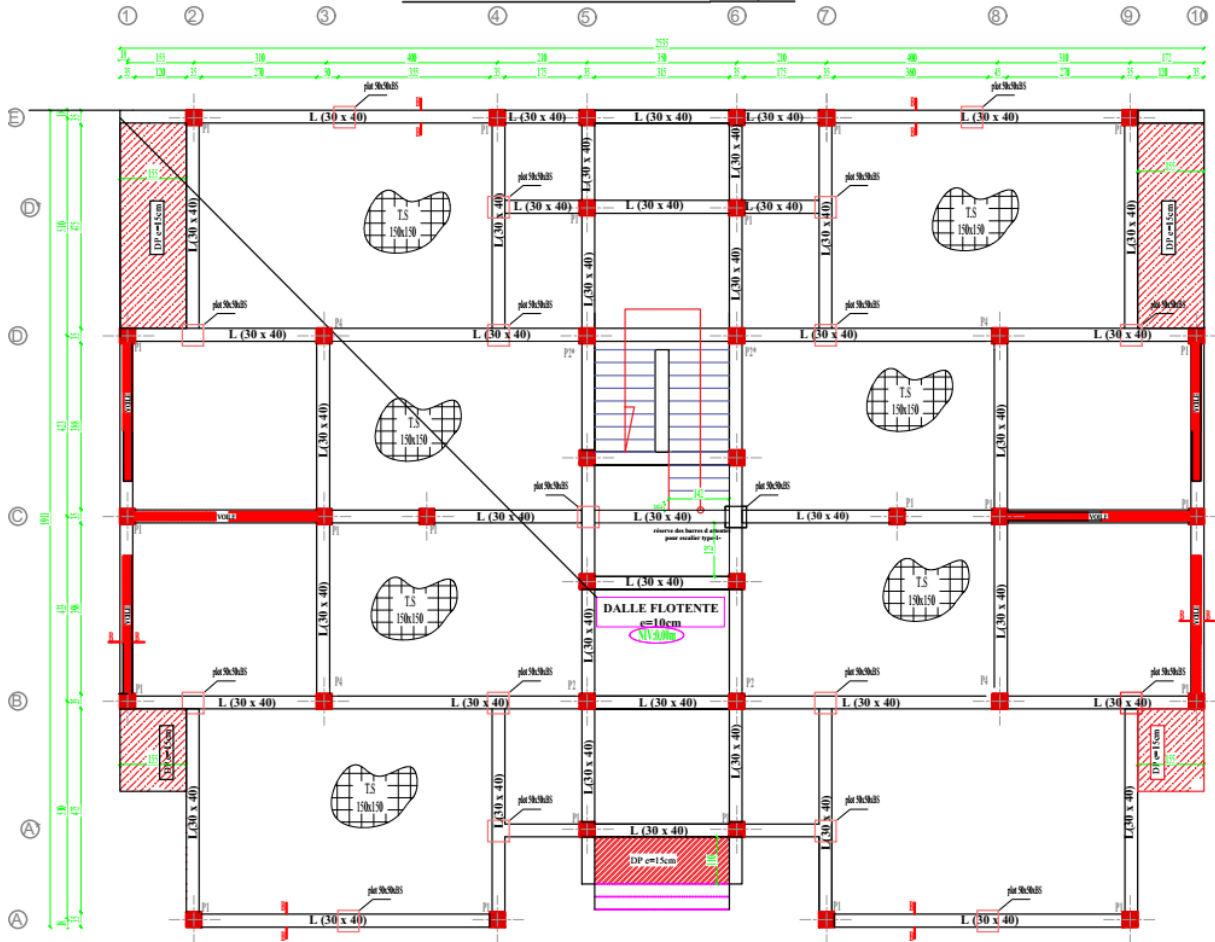
SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S EN FLEXION SIMPLE



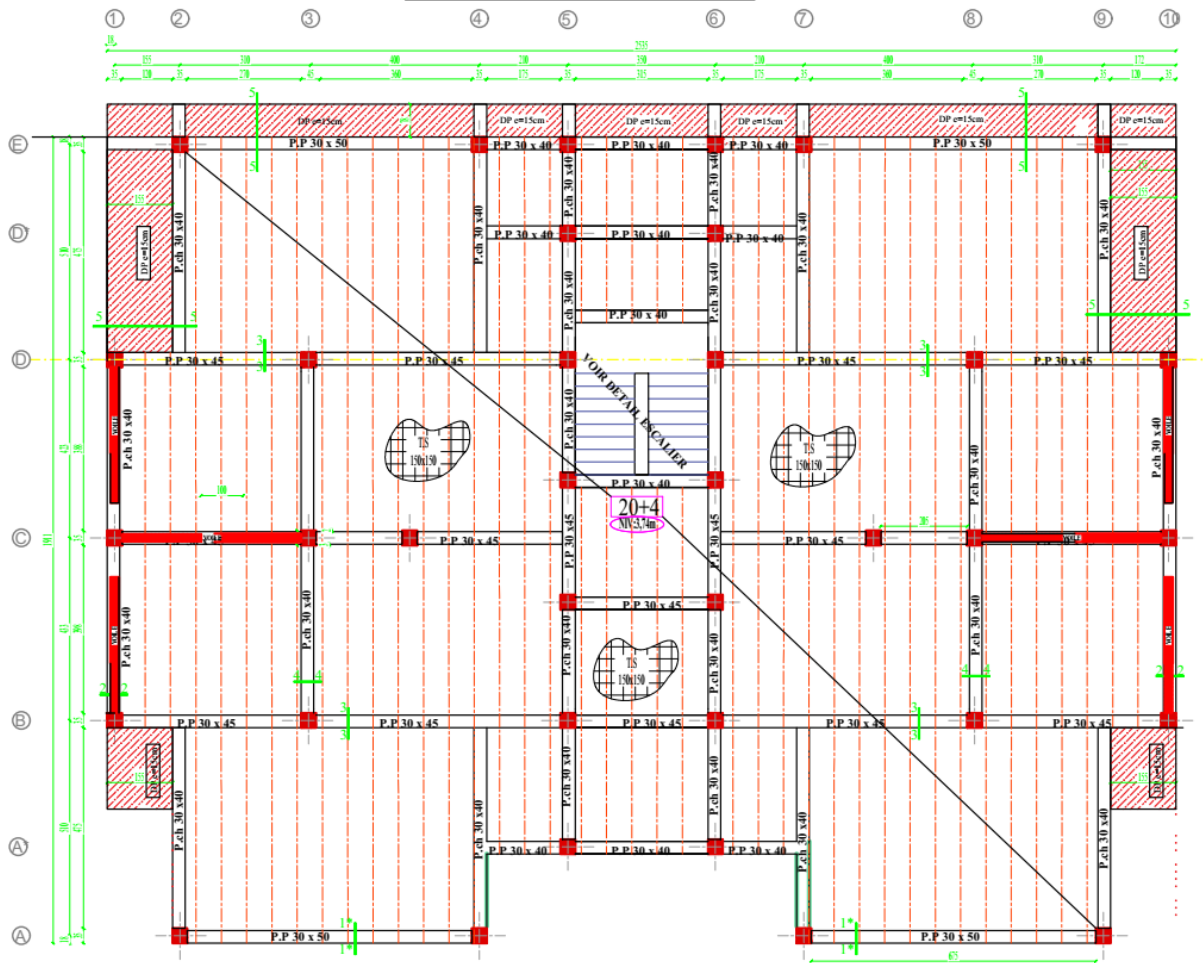
ORGANIGRAMME -III-
SECTION EN TÉ A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



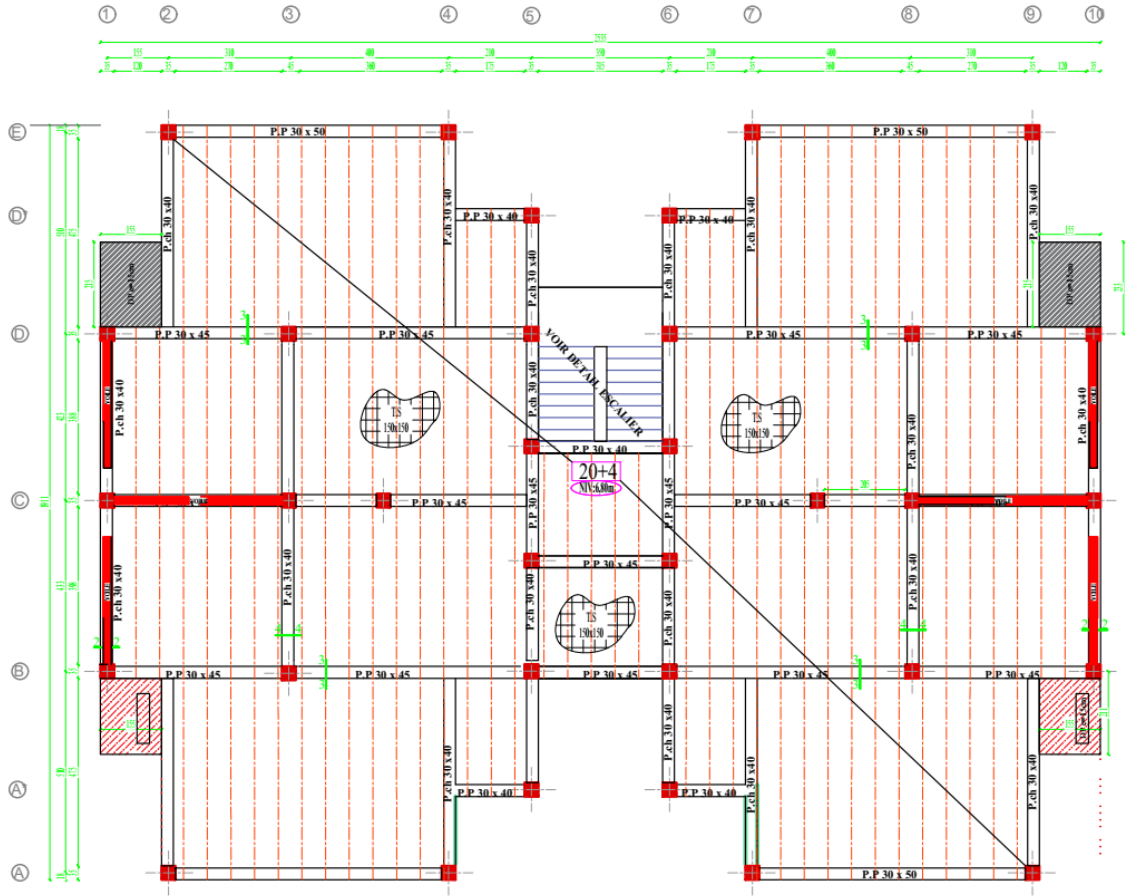
PLAN DE COFFRAGE DE LONGRINE NIV:0,00m



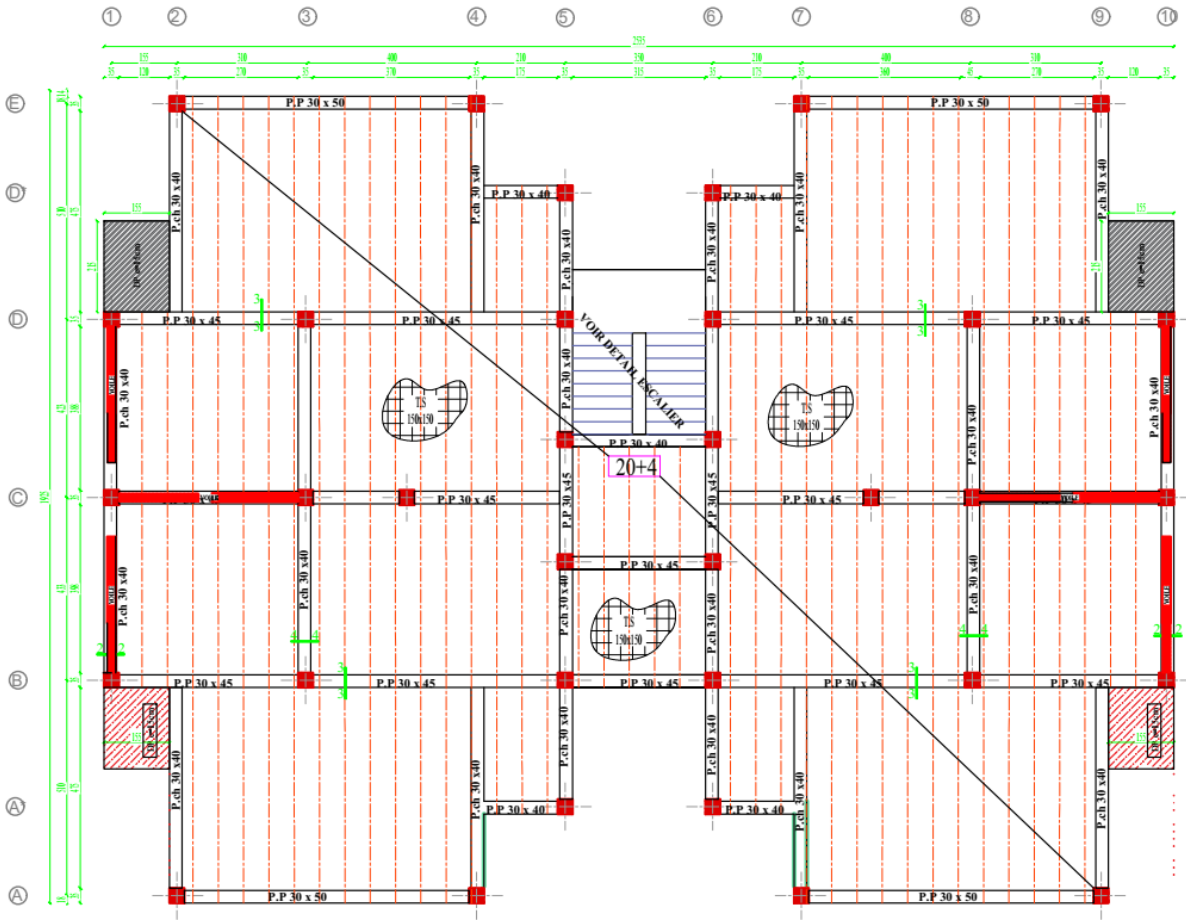
plan de coffrage de plancher NIV:3,74m



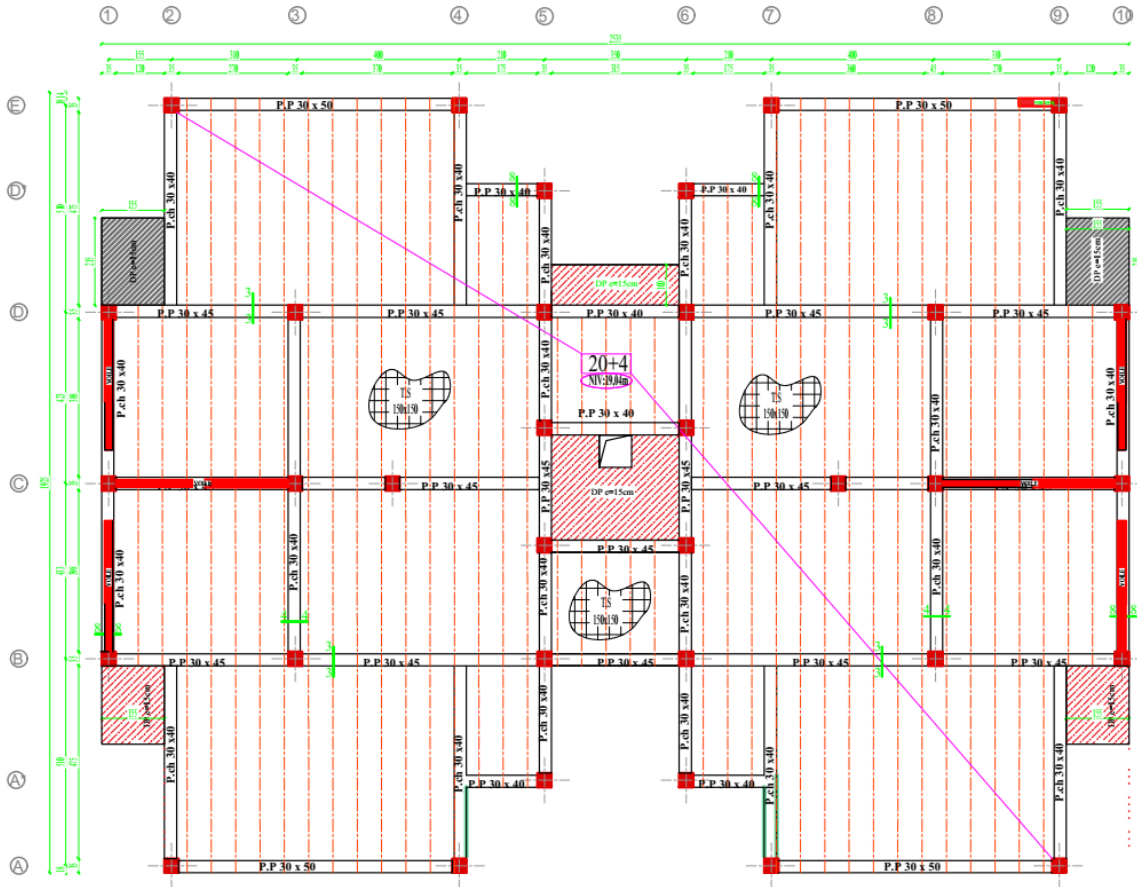
plan de coffrage de plancher NIV:6,80m



plan de coffrage de plancher NIV:9,86m&12,92m&15,98m



plan de coffrage de plancher NIV:19,04m



Annexe 2

Tableau des sections des armatures

Section en cm² de N armature de diamètre Ø en mm :

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.7
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.72	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.38	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33