

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة

التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة أبو بكر بلكايد - تلمسان

Université Aboubakr Belkaïd – Tlemcen –
Faculté de TECHNOLOGIE



MEMOIRE

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

En : Génie Civil

Spécialité : Structure

Par : BENDAHMANE Mohammed Ilyes

BERNAOUI Oussama

Sujet

**Etude d'un bâtiment R+8 en béton armé à usage d'habitation à
Tlemcen**

Soutenu publiquement, le 21/06/2022, devant le jury composé de :

Mr. HOUTI F.

Dr. BENHACHLIF S.

Dr. RAS A.

MAA

MCB

MCA

Université de Tlemcen

Université de Tlemcen

Université de Tlemcen

Président

Examinateur

Encadreur

Année universitaire : 2021 /2022

Remerciement

Tous d'abord, nous remercions avant tous, dieu le tout puissant qui nous a donné la santé, le courage, la force, la volonté, la patience pour mener à bien ce travail.

Nous voudrions remercier chaleureusement notre encadrant Dr RAS A. de nous avoir pris en charge, et pour leur disponibilité, leur aide et leur précieux conseils.

Nous remercions le président de jury Mr HOUTI F. ainsi que l'examinatrice Dr BENHACHILIF S. d'avoir acceptée de lire et d'examiner ce modeste travail.

Nous tenons à adresser nos sincères remerciements à tous les enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur.

Enfin, à tous ceux ou celles qui nous apportés leur soutien de loin ou près, trouvent ici, l'expression de nos vives et sincères reconnaissances.

DÉDICACE

Je dédie ce travail au premier lieu à mes chers parents, qui je ne remercierai jamais assez pour tous ce qu'ils ont fait pour moi et sans eux je ne serai pas arrivé là où j'en suis aujourd'hui.

Mon frère

Toute la famille : BENDAHMANE

Mon binôme Oussama, avec qui j'ai partagé de merveilleux moments.

A tous mes amis, tous ceux qui m'ont soutenu, ma famille paternelle et maternelle et aussi à tous ceux qui ont partagé ma joie en ce jour ci.

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

Tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

BENDAHMANE Mohammed Ilyes

DÉDICACE

Je dédie ce travail au premier lieu à mes chers parents, qui je ne remercierai jamais assez pour tous ce qu'ils ont fait pour moi et sans eux je ne serai pas arrivé là où j'en suis aujourd'hui.

Mon frère et ma sœur

Toute la famille : BERNAOUI

Mon binôme Ilyes, avec qui j'ai partagé de merveilleux moments.

A tous mes amis, tous ceux qui m'ont soutenu, ma famille paternelle et maternelle et aussi à tous ceux qui ont partagé ma joie en ce jour ci.

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

Tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

BERNAOUI Oussama

Résumé

Ce projet est une étude détaillée d'une structure en béton armé pour la construction d'un immeuble composé d'un rez de chaussée et huit étage à usage d'habitation implanté à la wilaya de Tlemcen, cette région est une zone de faible sismicité (zone I, selon RPA 99V2003). Le but de cette étude est modéliser la structure par le programme SAP2000 qui permet de déterminer ses modes de vibration et les efforts générés par l'action sismique.

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, Séisme

Abstract

This project is a detailed study of a reinforced concrete structure for the construction of a building composed of a ground floor and eight storey for residential use located at the wilaya of Tlemcen, this region is a zone of low seismicity (zone I, according to RPA 99V2003).

The purpose of this study is to model the structure by the SAP2000 program, which makes it possible to determine its vibration modes and the forces generated by the seismic action.

Keywords: Building, Reinforced concrete, Earthquake.

ملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة مفصلة لهيكل خرساني مسلح لبناء مبنى مكون من طابق أرضي وثمانية طوابق للاستخدام السكني يقع في ولاية تلمسان، هذه المنطقة منطقة منخفضة الزلازل (المنطقة الاولى، وفقاً ل RPA 99V2003). الغرض من هذه الدراسة هو نمذجة الهيكل بواسطة برنامج SAP2000، مما يجعل من الممكن تحديد أوضاع الاهتزاز والقوى الناتجة عن العمل الزلزالي.

الكلمات المفتاحية: العمارة، الخرسانة المسلحة، الزلازل.

Sommaire

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.....
I.1. Introduction :	1
I.2. Présentation de projet :	1
I.2.1. Caractéristiques géométriques de la structure :	2
I.2.2. Données du site :	3
I.3. Conception de la structure:.....	3
I.3.1. Ossature de l'ouvrage:.....	3
I.3.2. Planchers :	3
I.3.3. Cage d'escalier :	4
I.3.4. Les voiles :	4
I.3.5. Maçonnerie :	4
I.3.6. Revêtement :	4
I.3.7. Isolation :	5
I.3.8. Acrotère :	5
I.4. Caractéristique mécanique des matériaux :	5
I.4.1. Béton :	5
I.4.1.1. Les avantages du béton :	5
I.4.1.2. Résistance du béton :	5
I.4.1.3. Déformations longitudinales du béton:	6
I.4.1.4. Coefficient de poisson:	6
I.4.1.5. Contraintes limites :	7
I.4.2. Acier de béton armé :	8
I.4.2.1. Différent type d'acier :	9
I.4.2.2. Contrainte limite :	9
I.5. Actions et sollicitations :	10
I.5.1. les actions :	10
I.5.1.1. Combinaisons de calcul :	11
I.5.2. Sollicitations :	11
I.6. Hypothèses de calcul :	11
Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente de charge
II.1. Pré-dimensionnement des planchers :	12
II.1.1. Détermination de l'épaisseur du plancher :	12
II.1.2. Pré-dimensionnement des poutrelles :	12
II.2. Descente des charges :	13
II.2.1. Plancher terrasse inaccessible :	14
II.2.2. Plancher étage courante et RDC :	14

II.2.3.	Balcon :.....	15
II.2.3.1.	Epaisseur du balcon:	15
II.2.4.	Murs extérieurs (double paroi) :.....	16
II.2.5.	Murs intérieurs :.....	16
II.3.	Pré dimensionnement des poteaux :.....	17
II.3.1.	Le poteau le plus sollicité (poteau centrale) :.....	17
II.3.1.1.	Vérification des conditions du RPA99 (version 2003) :.....	18
II.3.1.2.	Vérification du poteau au flambement :.....	18
II.4.	Pré dimensionnement des poutres :.....	19
II.4.1.	Définition :.....	19
II.4.2.	Pré dimensionnement :.....	19
II.4.3.	Récapitulation de pré dimensionnement :.....	21
II.5.	Pré dimensionnement des voiles :.....	21

Chapitre III: Etude des éléments secondaires

III.1.	Introduction :.....	23
III.2.	Etude du plancher :.....	23
III.2.1.	Plancher à corps creux :.....	23
III.2.1.1.	Introduction :.....	23
III.2.1.2.	Calcul des charges et surcharges des poutrelles :.....	23
III.2.1.3.	Les types des poutrelles :.....	23
III.2.1.4.	Détermination des efforts internes :.....	24
III.2.1.5.	Résumé des sollicitations maximales pour les types des poutrelles:.....	30
III.2.1.6.	Ferraillage des poutrelles : (flexion simple).....	31
III.2.1.7.	Vérification de la flèche :.....	36
III.2.1.7.	Longueur d'ancrage :.....	37
III.2.1.8.	Tableau récapitulatif du ferraillage des poutrelles :.....	38
III.2.1.9.	Schéma de ferraillage des poutrelles	38
III.2.2.	Ferraillage de la dalle de compression :.....	39
III.2.3.	Dalle pleine de Balcon :.....	40
III.2.3.2.	Combinaisons d'action:.....	40
III.2.3.3.	Calcule moment et effort tranchant :Etude de l'acrotère :.....	40
III.2.3.4.	Calcule du ferraillage :.....	41
III.2.3.5.	Calcul du contre poids :.....	43
III.2.3.6.	Récapitulation du ferraillage de la dalle pleine balcon :.....	43
III.3.	Etude de l'acrotère :.....	43
III.3.1.	Evaluation des charges :.....	45
III.3.2.	Calcul du ferraillage :.....	46
III.4.	Etude des escaliers :.....	48
III.4.1.	Introduction :.....	48

III.4.2 Dimensionnement des escaliers :.....	48
III.4.3. les Types d'escaliers :.....	49
III.4.4. Evaluation des charges et surcharge des escaliers :	51
III.4.5. Evaluation des sollicitations:.....	52
III.4.6. Ferrailage des escaliers :	52
III.4.6.1.Détermination des efforts internes des escaliers :	52
III.4.6.2.Calcul des armatures longitudinales à ELU :	54
III.4.6.3.Choix des armatures et les espacements :.....	55
III.4.7.Schéma de ferrailage :.....	57
III.5. L'ascenseur :.....	58
III.5.1. Introduction :	58
III.5.2. Caractéristiques de la machine :	58
III.5.3. Combinaisons des charges.....	59
III.5.4. Charges et surcharges supportées par la dalle :	59
III.5.4.1. Charge et surcharge de la machine :.....	59
III.5.4.2. Charge et surcharge de la dalle :.....	60
III.5.5. Moments fléchissant :.....	60
III.5.5.1. Sous la charge répartie : D'après C.B.A.93 :.....	60
III.5.5.2. Sous la charge concentrée :	61
III.5.5.3. Superposition des moments fléchissant :.....	63
III.5.5.4. Calcul des moments fléchissant réels:	64
III.5.6. Armatures longitudinales : D'après le C.B.A.93 :.....	65
III.5.6.1. Calcul du ferrailage : On calcul pour une bande de 1ml	65
III.5.6.2.Choix de ferrailage :.....	66
III.5.6.3. Calcul des espacements : D'après le C.B.A.93 :	66
III.5.7. Vérification à l'ELS: D'après (C.B.A.93) :.....	66
III.5.8. Vérification au poinçonnement :	67
III.5.9. Vérification de la nécessité d'armatures transversales :.....	67
III.5.9.1. Calcul de la contrainte admissible : D'après (C.B.A.93) et (B.A.E.L) :	67
III.5.9.2. Calcul de l'effort tranchant: D'après (B.A.E.L):.....	67
III.5.9.3. Superposition des efforts tranchants:.....	68
III.5.9.4. La contrainte tangente :	68
III.5.8.Schéma de ferrailage :.....	69

Chapitre IV: Etude dynamique

IV.1. Introduction :	70
IV.2. Objectif de l'étude dynamique :.....	70
IV.3. Les méthodes de calcul :	70
IV.3.1.Méthode statique équivalente:.....	70
IV.3.2.Méthode d'analyse modale spectrale :	70

IV.3.3.Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :	70
IV.4.Modélisation de la structure :	70
IV.5.Choix de la méthode de calcul :	71
IV.5.1. Méthode statique équivalente:	72
IV.5.2. Méthode d'analyse modale :	77
IV.5.2.1.Disposition des voiles :	77
IV.5.2.2. Calcul de l'effort sismique équivalent à la base (V) :	78
IV.5.2.3.Détermination de la force sismique de chaque niveau :	78
IV.5.2.4.Période et participation massique :	79
IV.6.Vérification du coefficient de comportement R :	80
IV.7. Justification de l'effort normal réduit :	80
IV.8.Vérification vis-à-vis des déformations : D'après le RPA99/Version2003	81
IV.9. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :	82
IV.10. Justification de la largeur des joints sismiques :	84
IV.11. conclusion :	85

Chapitre V: Etude des éléments structuraux.....

V.1.Introduction :	86
V.2.Etude des poteaux :	86
V.2.1.Combinaisons de calcul :	86
V.2.2. Les sollicitations dans les poteaux :	86
V.2.3 Calcul du ferrailage :	88
V.2.3.1. Armatures longitudinales :	88
V.2.3.2. Armatures transversales :	92
V.2.3.3. Vérification à l'état limite de service (ELS) : D'après le (C.B.A.93)	95
V.2.4. Vérification au flambement :	96
V.2.5. Schéma du ferrailage :	98
V.3. Etude des poutres :	98
V.3.1. Introduction :	98
V.3.2.Combinaisons des charges :	98
V.3.3. Les recommandations du RPA99/V2003 :	99
V.3.4. Moments fléchissant et efforts tranchants :	99
V.3.5.Calcul de ferrailage :	100
V.3.5.1. Armatures longitudinales :	100
V.3.5.2. Armatures transversale :	102
V.3.7.Tableau Récapitulatif :	103
V.3.8. Calcule des longueurs d'ancrage et de recouvrement :	103
V.3.9. Schéma du ferrailage des poutres principales et secondaires :	104
V.3.10.Vérification de la flèche : D'après (C.B.A.93)	105
V.3.11.Vérification des zones nodales :	106

V.4.Les voiles :.....	108
V.4.1.Introduction :	108
V.4.2. Combinaisons des charges :.....	109
V.4.3. Les recommandations du RPA99/V2003 :.....	109
V.4.3. Disposition des voiles :.....	110
V.4.4.Calcul des armatures :	110
V.4.4.1. Armatures verticales :	110
V.4.4.2.Armatures horizontales :.....	117
V.4.4.3. Choix des armatures :.....	118
V.4.5. Schéma du ferrailage :	120

Chapitre VI : Etude l'infrastructure

VI.1. Introduction :	121
VI .2.Combinaisons de calcul :	121
VI.3 Choix du type de fondation :.....	121
VI.4. Etude du radier général :	121
VI.4.1 Pré dimensionnement :	121
VI.5.Vérification nécessaire :	122
VI.5.1. Vérification de la contrainte du sol :	122
VI.5.2 Vérification au poinçonnement :	123
VI.5.3.Vérification de la stabilité au renversement :	123
VI.5.4.Vérification de la poussée hydrostatique :	124
VI.6. Différentes sollicitations :	124
VI.7. Calcul du ferrailage :.....	125
VI.7.1. Ferrailage de la dalle :	125
VI.7.1.1.Vérification de la dalle à l'ELS :.....	127
VI.7.1.2. Vérification au cisaillement :	128
VI.7.1.3.Calcul de l'espacement :.....	129
VI.7.2. Calcul de Ferrailage de la nervure :	129
VI.7.2.1.Vérification de la dalle à l'ELS :.....	130
VI.7.2.2.Vérification au cisaillement :	131
VI.7.2.3. Calcul de l'espacement :.....	131
VI.7.2.4. Ferrailage transversal :	131
VI.8.Schéma de ferrailage du radier :	132

Liste des figures

Figure I.1 : image 3D de la structure	1
Figure I.2 : situation Google earth.....	2
Figure I.3 : plancher corps creux.....	3
Figure I.4 : dalle pleine.	4
Figure I.5 : Diagramme contraintes- déformations du béton à ELU	7
Figure I.6 : Diagrammes des contraintes du béton à l'ELS.....	8
Figure I.7 : .Diagramme de contraintes-déformation de l'acier.....	10
Figure II.1 :Coupe transversale d'une plancher a corps creux.....	12
Figure II.2 :dimension de section en Té	12
Figure II.3.dimension du section de la poutrelles.....	13
Figure II.4 : Terrasse inaccessible.	14
Figure II.5 : Plancher étage courante et RDC.....	14
Figure II.6: Balcon (dalle pleine)	15
Figure II.7 : Coupe transversale du mur extérieur.....	16
Figure II.8: Coupe transversale des murs intérieurs (type 1).	16
Figure II.9 : Section supporté par le Poteau le plus sollicité.....	17
Figure II.10: coupe de voile	21
Figure III.1:Les types des poutrelles.	24
Figure III.2: Schémas statique la poutrelle de type06 (ELU).....	25
Figure III.3: Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU pour type 06	27
Figure III.4: Schémas statiques de type06 (ELS).....	27
Figure III.5:Diagramme des moments et efforts tranchants à ELS pour type 06.....	29
Figure III.6 : D'ancrage des armatures.....	37
Figure III.7 : schéma de ferrailage des poutrelles de la RDC	38
Figure III.8 : schéma de ferrailage de la dalle de compression	39
Figure III.9 : Schéma statique des balcons.....	40
Figure III.10 : Ferrailage du balcon	43
Figure III.11. Schéma statique	44
Figure III.12. Dimension de l'acrotère	44
Figure III.13 : Ferrailage de l'acrotère	47
Figure III.14 : Schéma d'un escalier	48
Figure III.15: type d'escalier	49
Figure III.16 : Schéma statique de la volée A	52
Figure III.17: Ferrailages longitudinales et de répartitions. pour l'escalier	57
Figure III-18 : Schéma d'un ascenseur	58
Figure III.19 : Zone d'impact	61
Figure III.20 : Dimensions de la charge concentrée.....	61
Figure III.21 : Ferrailage de la dalle machine	69
Figure IV.1 Modélisation de la structure.....	71
Figure IV.2 : disposition des voiles.....	77
Figure IV.3 : La largeur minimum de joint sismique. sismique.....	85
Figure V.1 : Zone nodale (nœud poutre-poteaux).....	88
Figure V.2: Longueur de recouvrement.	92
Figure V.3 : Ferrailage des poteaux (RDC + 1 ^{er} ETAGE).....	98
Figure V.4 : Ferrailage des poutres principales.....	104
Figure V.5 : Ferrailage des poutres secondaires.....	105

Figure V.6. Répartition des moments dans les zones nodales.....	106
Figure V.7 : Disposition des voiles.	110
Figure V.8 : Voile soumis à la flexion composée	115
Figure V.9 : Schéma de ferrailage du voile.....	120
Figure VI.1 : Moment M11 à l'ELU	124
Figure VI.2 : Moment M22 à ELU.....	125
Figure VI.3 : Ferrailage de la dalle du radier suivant les deux sens (x ; y).....	132
Figure VI.4 : Ferrailage des nervures.....	132

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Caractéristiques géométriques.	2
Tableau I.2 : Caractéristiques du béton et de l'acier.	11
Tableau II.1 : Descente des charges (terrasse inaccessible).....	14
Tableau II.2 : Descente des charges (Plancher étage courant, RDC).....	15
Tableau II.3 : Descente des charges (Balcon)	15
Tableau II.4 : Charge permanents des murs extérieurs.	16
Tableau II.5 : Charge permanents des murs intérieurs (type1)	16
Tableau II.6 : récapitulation de pré dimensionnement des poteaux et des poutres.	21
Tableau II.7 : Dimensions des voiles contreventements.	22
Tableau III.1 : Evaluation des charges.	23
Tableau III.2 : Tableau des moments et efforts tranchants type 01.....	30
Tableau III.3 : Tableau des moments et efforts tranchants type 02.....	30
Tableau III.4 : Tableau des moments et efforts tranchants type 03.....	30
Tableau III.5 : Tableau des moments et efforts tranchants type 04.....	30
Tableau III.6 : Tableau des moments et efforts tranchants type 05.....	30
Tableau III.7 : Tableau des moments et efforts tranchants type 06.....	31
Tableau III.8 : Tableau des moments et efforts tranchants type 07.....	31
Tableau III.9 : Tableau d'ancrage des armatures	37
Tableau III.10 : Tableau du ferrailage des poutrelles.....	38
Tableau III.11 : Charge et surcharge au niveau du balcon.....	40
Tableau III.12 : Charge de mur au niveau du balcon.	40
Tableau III.13 : Tableau de ferrailages des différences type du balcon.....	43
Tableau III.14: Dimension d'escalier.	49
Tableau III.15: Les différents types d'escaliers	50
Tableau III.16 : Evaluation des charges et des surcharges pour le palier.....	51
Tableau III.17: Evaluation des charges et surcharges pour le paillasse	51
Tableau III.18: Calcul des sollicitations:.....	52
Tableau III.19 : Armatureur longitudinal et espacement adopté	55
Tableau III.20 : Ferrailage adopté dans les différences types d'escaliers.....	57
Tableau III.21 : Charges permanentes de la machine.....	59
Tableau III.22 : Charges et surcharge de la dalle	60
Tableau III.23 : les valeurs de μ_x et μ_y	61
Tableau III.24 : Résultats de calcul.	63
Tableau III.25 : Moment fléchissant de la dalle pleine.	65
Tableau III.26 : Récapitulation des résultats de ferrailage.....	66
Tableau III.27 : Récapitulation des espacements.	66
Tableau III.28 : Les contraintes dans le béton.....	67
Tableau IV.1 : Coefficient C_T	73
Tableau IV.2 : Période choisie pour le calcul du (D).....	74
Tableau IV.3 : Les critères de qualité (Q)	76
Tableau IV.4 : Poids des différents niveaux.....	78
Tableau IV.5 : La force sismique de chaque niveau.	79
Tableau IV.6 : Période et masses modales de la structure	79
Tableau IV.7 : Vérification spécifique sous l'effort normal réduit	81
Tableau IV.8 : Vérification des déplacements inter étages dans le sens -x.....	82
Tableau IV.9 : Vérification des déplacements inter étages dans le sens -y.....	82

Tableau IV.10 : Vérification de l'effet P-Delta pour inter étages (Sens -x-)	83
Tableau IV.11 : Vérification de l'effet P-Delta pour inter étages (Sens -y-)	84
Tableau V.1 Sollicitations maximales à ELU	86
Tableau V.2 : Sollicitations maximales accidentelles (G+Q±E)	87
Tableau V.3 : Sollicitations maximales accidentelles (0,8G±E)	87
Tableau V.4 : Sollicitations maximales à ELS	87
Tableau V.5 : La longueur de la zone nodale pour les poutres	88
Tableau V.6 : La longueur de la zone nodale pour les poteaux	89
Tableau V.7 : les sollicitations des poteaux (N_{max} , M_{cor})	89
Tableau V.8: les sollicitations des poteaux (M_{max} , N_{cor})	90
Tableau V.9: Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant.	91
Tableau V.10 : Armatures minimales et maximales selon le RPA99/V2003	91
Tableau V.11 : Ferrailages longitudinales adopté pour les poteaux	92
Tableau V.12 : Longueur de recouvrement calculée et choisis pour chaque type d'acier.	92
Tableau V.13 : Vérification spécifique sous sollicitations normales	93
Tableau V.14 : Les armatures transversales des poteaux	95
Tableau V.15 : Contraintes dans le béton et dans les aciers.	96
Tableau V.16 : Vérification du flambement pour les poteaux	97
Tableau V.17 : Sollicitations maximales dans les poutres principales.	99
Tableau V.18 : Sollicitations maximales dans les poutres secondaire	100
Tableau V.19 : Vérification des contraintes en travée	101
Tableau V.20 : vérification des contraintes en travée	102
Tableau V.21 : Vérification des contraintes tangentielles.	103
Tableau V.22 : Ferrailage des poutres principales.	103
Tableau V.23 : Ferrailage des poutres secondaires	103
Tableau V.24 : Tableau d'ancrage des armatures.	104
Tableau V.25 : Les valeurs des flèches des poutres sont résumées dans le tableau suivant	106
Tableau V.26 : Moments résistant dans les poteaux	107
Tableau V.27 : Moment résistant dans les poutres	107
Tableau V.28 : Vérification de la zone nodale	108
Tableau V.29 : Sollicitations maximales des voiles (1,5). ELU	111
Tableau V.30 : Sollicitations maximales des voiles (1,5). G+Q±E	111
Tableau V.31 : Sollicitations maximales des voiles (1,5). 0,8G ±E	111
Tableau V.32 : Sollicitations maximales des voiles (1,5). ELS	112
Tableau V.33 : Sollicitations maximales des voiles (2,6). ELU	112
Tableau V.34 : Sollicitations maximales des voiles (2,6). G+Q±E	112
Tableau V.35 : Sollicitations maximales des voiles (2,6). 0,8G±E	113
Tableau V.36 : Sollicitations maximales des voiles (2,6). ELS	113
Tableau V.37 : Sollicitations maximales des voiles (3,4). ELU.	113
Tableau V.38 : Sollicitations maximales des voiles (3,4). G+Q±E	114
Tableau V.39 : Sollicitations maximales des voiles (3,4). 0,8G±E	114
Tableau V.40 : Sollicitations maximales des voiles (3,4). ELS	114
Tableau V.41 : Vérification des voiles au cisaillement.	117
Tableau V.42 : Ferrailage des Voiles (1,5).	118
Tableau V.43 : Ferrailage des Voiles (2,6).	119
Tableau V.44 : Ferrailage des Voiles (3,4).	119
Tableau VI.1 : Sollicitations maximales au niveau des dalles.	125
Tableau VI.2 : Sollicitations maximales au niveau des nervures.	125
Tableau VI.3 : Les contraintes dans le béton et dans les aciers.	128
Tableau VI.4 : Les contraintes dans le béton et dans les aciers.	131
Tableau VI.5 : Ferrailage de la nervure et la dalle du radier	132

Liste des NOTATION :

G : Action permanente.

Q : Action d'exploitation.

E : Action accidentelle.

$\bar{\sigma}_b$: Contrainte admissible du béton.

σ_{bc} : Contrainte du béton.

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte admissible d'acier.

σ_{st} : Contrainte d'acier.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte admissible de cisaillement.

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.

ε_{bc} : Déformation du béton en compression.

f_{bc} : Contrainte de calcul.

f_{cj} : Résistance à la compression.

f_{tj} : Résistance à la traction.

f_{c28} : Résistance caractéristique a 28jours.

E_{ij} : Déformations instantanées.

E_{vi} : Déformations différées.

ν : Coefficient de poisson.

A_{st} : Section d'armature.

A_r : Armature de répartition.

γ_b : Coefficient de sécurité de béton.

γ_s : Coefficient de sécurité d'acier.

θ : Coefficient d'application.

η : Facteur de correction d'amortissement.

I_x, I_y : Moment d'inertie.

i_y, \dot{i}_y : Rayon de giration.

μ_u : Moment ultime réduite

α : Position relative de la fibre neutre

z : Bras de levier

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

d' : Distance entre les armatures et la fibre neutre

C_p : Facteur de force horizontal

E_s : Module d'élasticité longitudinal.

λ : L'élancement mécanique des poteaux.

Br : Section réduite

Mu : Moment fléchissant à l'état limite ultime

Ms : Moment fléchissant à l'état limite service

Mt : Moment en travée

Ma : Moment

en appuis V :

Effort

tranchant

N : Effort normal

A : Coefficient d'accélération

de zone D : Facteur

d'amplification dynamique

R : Coefficient de comportement global de la structure

Q : Facteur de qualité

W : Poids total de la structure

Wi : Poids sismique au

niveau « i » Ct :

Coefficient de période

β : Coefficient de

pondération F_e : Limite

d'élasticité de l'acier. L_f

: Longueur de

flambement.

f : Flèche

admissible.

f : Flèche.

\emptyset : Diamètre d'une barre d'acier longitudinal

\emptyset_t : Diamètre d'une barre d'acier

transversale St : Espacement.

ELU : Etat

limite ultime.

ELS : Etat

limite service.

K : Coefficient de raideur du sol.

Introduction général

Les constructions naissantes nous font apercevoir, dans leur manifestation la plus simple, ces inévitables attaches qui lient le mode de construire aux états successifs de l'humanité et font de l'histoire de l'art un résumé de l'histoire même des sociétés, Nous voyons l'habitation se constituer se transformer suivant les vicissitudes du climat et du genre de vie qu'il impose ; les procédés se modifier avec les ressources locales , avec les progrès de l'outillage ; les effets imposants de masses employées comme premiers moyens d'expression ; l'art figuré devancer la construction .nous reconnaissons même cette singulière influence de l'habitude , qui fait survivre les formes aux raisons dont elles dérivent . Chez tous les peuples l'art passera par les mêmes alternatives, obéira aux mêmes lois.

Le projet étudié se situe à Tlemcen sur un site classé en zone de faible sismicité (zone 1). Le but est d'effectuer une étude d'un bâtiment en béton armé dans cette zone. Le bâtiment est constitué essentiellement d'un rez de chaussée et huit étages sont à usage d'habitation.

Nos calculs seront vérifiés suivant les lois constitutionnelles, à savoir le règlement parasismique Algérien RPA version 2003 et les règlements du béton aux états limites BAEL 99.

On a commencé notre travail par le pré-dimensionnement et la descente des charges des éléments structuraux, l'étude des éléments secondaires ensuite on a modélisé la structure sur le logiciel (SAP2000) afin d'effectuer les analyses modales et sismiques nécessaires.

Les résultats trouvés seront ensuite exploités pour vérifier le système constructif choisi puis pour dimensionner les fondations.

Chapitre I :

PRÉSENTATION

DE

L'OUVRAGE

I.1. Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appuis, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, traction, flexion) dont la résistance de ces éléments est en fonction (type des matériaux utilisés, caractéristique et leurs dimensions).

Le calcul des structures en béton doit être conforme aux règles générales données dans (BAEL91, RPA99 modifié en 2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement des éléments résistants de la structure.

I.2. Présentation de projet :

Le projet étudié consiste à un bâtiment à usage commerciale et d'habitation, composé d'un rez de chaussée plus huit étages. Cette réalisation sera implantée dans la Wilaya de Tlemcen a la commun de Mansourah, qui est une zone de faible sismicité « zone I » d'après les Règle Parasismiques Algériennes (RPA 99 version 2003).

Ce projet contient 3 blocs séparés par un joint parasismique et il se compose de 699 Logements. Cette étude concerne le bloc -**B**- qui est composé de :

- Un Rez-de-chaussée à usage habitation
- Tout les étages sons compose de 4 appartement de deux F3 et deux F4

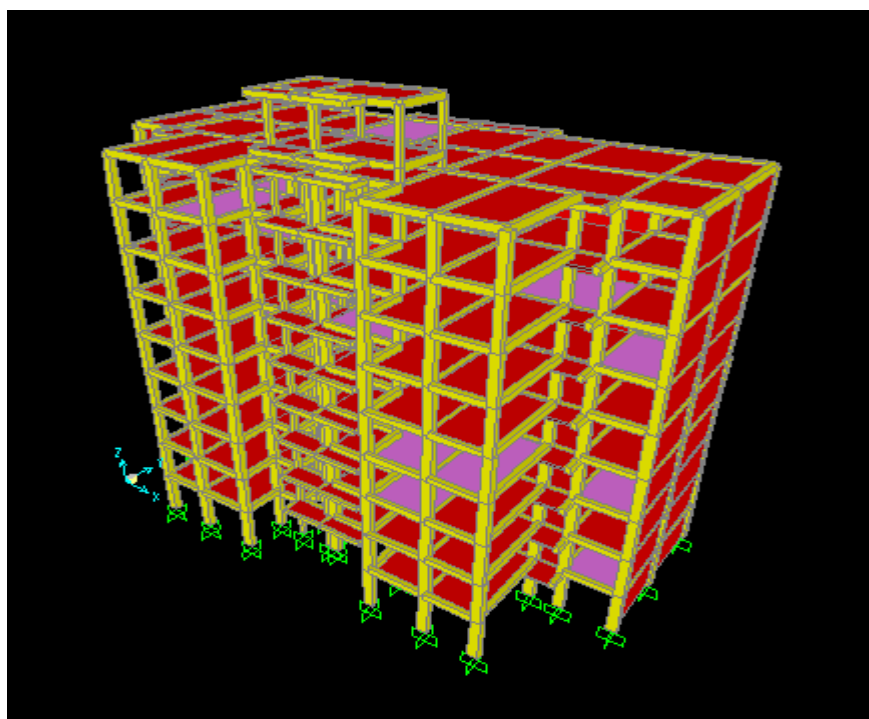


Figure I.1 : Image 3D de la structure.



Figure I.2 : situation Google earth.

I.2.1. Caractéristiques géométriques de la structure :

Les caractéristiques de la structure sont présentées dans le tableau ci-après :

Tableau I.1 : Caractéristiques géométriques.

Longueur totale du bâtiment	32,10 m
Largeur totale du bâtiment	16,05 m
Hauteur totale du bâtiment	31,62 m
Hauteur du RDC	3,06 m
Hauteur des étages courants	3,06 m

I.2.2. Données du site :

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2
- Le site est considéré comme site ferme (S2)
- Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma}=2,2$ bar
- L'ancrage minimal des fondations : $D=2$ m

I.3. Conception de la structure:

I.3.1. Ossature de l'ouvrage:

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction (portiques- voiles), pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales. Pour ce genre de contreventement il y a lieu également de vérifier un certain nombre de conditions :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.
- 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.

I.3.2. Planchers :

Dans notre cas nous avons utilisé deux types de plancher :

- Plancher corps creux : pour le RDC et les étages courant

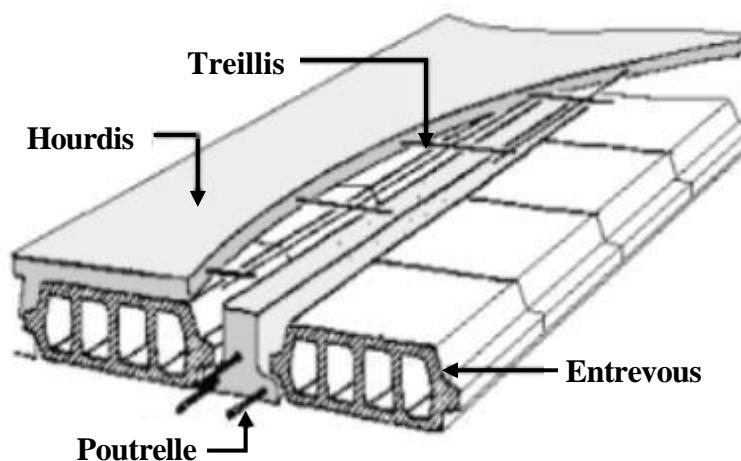


Figure I.3 : plancher corps creux.

- Dalle pleine : pour les balcons.

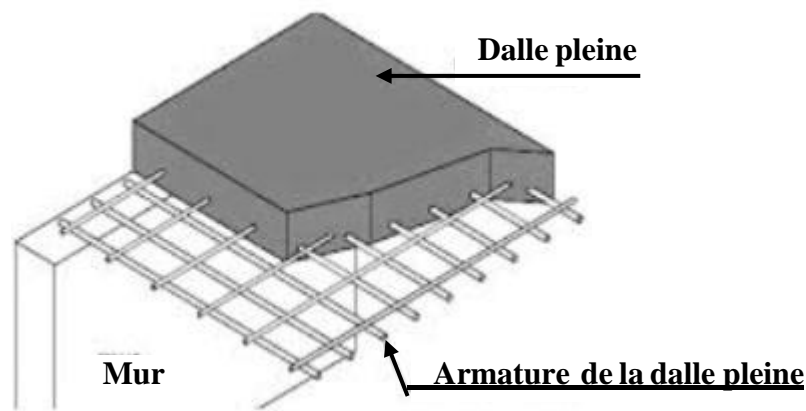


Figure I.4 : dalle pleine.

I.3.3. Cage d'escalier :

Le bâtiment est muni d'une cage d'escalier réalisé en béton armé coulé sur place.

On distingue dans notre projet deux types d'escaliers :

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

I.3.4. Les voiles :

Ils sont réalisés en béton armé avec une épaisseur de 20 cm.

I.3.5. Maçonnerie :

Elles sont réalisées en brique creuse selon deux types:

- Murs extérieurs : Les murs extérieurs sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses il compose de :
 - Brique creuse de 15 cm.
 - L'âme d'air de 5 cm.
 - Brique creuse de 10 cm.
- Murs intérieurs : sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.
- Murs de séparation : Les murs de séparation entre logement sont réalisés en briques creuses de 15 cm d'épaisseur.

I.3.6. Revêtement :

Le revêtement de bâtiment est constitué par :

- Enduit en ciment et en plâtre pour les murs et les plafonds.
- Revêtement en carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Revêtement par étanchéité multicouche pour les planchers terrasses.

I.3.7. Isolation :

- L'isolation acoustique : est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher.
- L'isolation thermique : est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse.
- Au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois.

I.3.8. Acrotère :

Dans cette structure, la terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur de 60 cm et de 10 cm d'épaisseur.

I.4. Caractéristique mécanique des matériaux :

Les matériaux choisis pour construire notre structure sont : Béton et Aciers.

I.4.1. Béton :

On appelle béton un matériau constitué par un mélange de : ciment, sable, gravier et eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés.

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression qui seront développés.

La composition d'un mètre cube du béton est la suivante :

- 350 kg de ciment CEM II/ A 42,5
- 400 L de sable $C_g \leq 5$ mm
- 800 L de gravillons $C_g \leq 25$ mm
- 175 L d'eau de gâchage.

I.4.1.1. Les avantages du béton :

Le béton armé a plusieurs avantages tel que :

- ❖ **Economie** : le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.
- ❖ **Souplesse des formes** : elle résulte de la mise en œuvre du béton dans les coffrages auxquels on peut donner toutes les sortes de formes.

I.4.1.2. Résistance du béton :

a. Résistance du béton à la compression:

Le projet doit être élaboré à partir d'une classe de résistance du béton correspondant à une valeur spécifiée de résistance caractéristique en compression.

Le béton est défini par sa contrainte déterminée à 28 jours d'âge, d'après des essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur. Elle est notée f_{c28} .

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jour} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jour} \end{array} \right.$$

Pour notre étude on prend $f_{c28} = 25\text{MPa}$

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jour} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jour} \end{array} \right.$$

b. Résistance du béton à la traction :

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60\text{MPa.} \\ f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{\frac{2}{3}} & \text{si } f_{c28} > 60\text{MPa.} \end{array} \right.$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.}$

I.4.1.3. Déformations longitudinales du béton:

✓ Le module de déformation longitudinale instantané :

$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$ Pour le calcul sous charges de courte durée $\rightarrow E_{ij} = 32164,195 \text{ MPa.}$

✓ Le module de déformation longitudinale différé :

$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}}$ Pour le calcul sous charges de longue durée $\rightarrow E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa}$

I.4.1.4. Coefficient de poisson:

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson ν par définition, est le rapport entre la déformation transversale et la

Déformation longitudinale. $\nu = \frac{\Delta a/a}{\Delta l/l}$

Avec : Δa : Déformation relative transversale.

Δl : Déformation relative longitudinale.

D'après le C.B.A.93, il est pris égale à :

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0 \text{ dans le calcul des sollicitations à l'ELU (béton fissuré).} \\ \nu = 0,2 \text{ dans le calcul des déformations à l'ELS.} \end{array} \right.$$

I.4.1.5. Contraintes limites :

En limitant les contraintes à γ_b (résistance de compression ultime), et en tenant compte des coefficients de sécurité sur les matériaux, on a :

- **Etat limite ultime :**

Le diagramme contrainte-déformation du béton utilisé dans ce cas est le diagramme de calcul dit : « parabole-rectangle » Les sollicitations de calcul à considérer résultant des combinaisons d'actions dont on retient les plus défavorables.

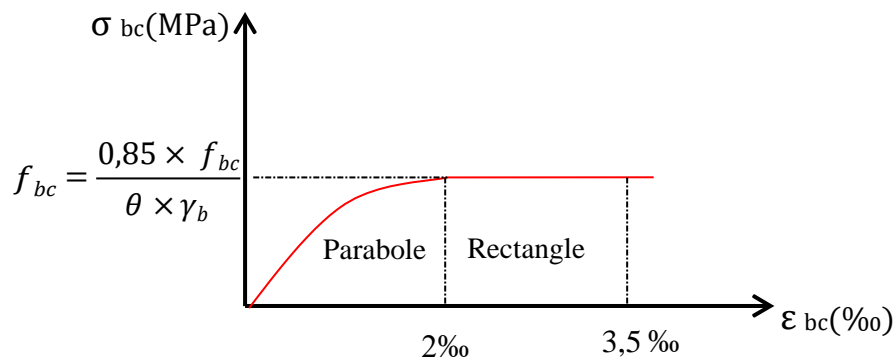


Figure I.5 : Diagramme contraintes- déformations du béton à ELU

f_{bc} = Contrainte ultime du béton en compression Pour $2‰ \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5‰$.

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression.

γ_b : Coefficient de sécurité : ($\gamma_b = 1,5$ cas général) et ($\gamma_b = 1,15$ cas accidentel).

$\theta = 1$ lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions est > 24 h.

$\theta = 0,9$ lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h.

$\theta = 0,85$ lorsque cette durée est inférieure à 1 h.

Le coefficient de minoration 0,85 : pour prennent en compte de l'influence défavorable de la durée d'application des charges et des conditions de bétonnage vis-à-vis des résistances caractéristiques obtenues par essais sur éprouvettes.

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

$$0 < \epsilon_{bc} < 2 \text{ ‰} \rightarrow \sigma_{bc} = f_{bc} \times \left[1 - \left(\frac{2 \times 10^{-3} - \epsilon_{bc}}{2 \times 10^{-3}} \right)^2 \right]$$

$$2 \text{ ‰} < \epsilon_{bc} < 3,5 \text{ ‰} \rightarrow \sigma_{bc} = f_{bc}$$

- **Etat limite de service :**

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

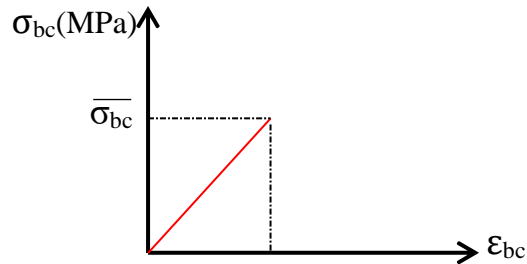


Figure I.6 : Diagrammes des contraintes du béton à l'ELS

La contrainte de compression du béton doit être au plus égale à:

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

- **Contrainte limite de cisaillement:**

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

V_u : L'effort tranchant ultime.

b_0 : Largeur de la section.

d : Hauteur utile.

On vérifie par là c'est condition:

$$\tau_u \leq \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ Mpa} \rightarrow \text{si la fissuration est peu préjudiciables.}$$

$$\tau_u \leq \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right) = 2,50 \text{ Mpa} \rightarrow \text{si la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

I.4.2. Acier de béton armé :

Un acier est un alliage métallique constitué principalement de fer et de carbone en faible pourcentage (comprises entre 0,02 % et 2 % en masse pour le carbone).

Les aciers sont nécessaires généralement pour reprendre les efforts de traction, pour limiter la fissuration.

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

I.4.2.1. Différent type d'acier :

On utilise en construction les nuances d'acier suivantes :

a) Les ronds lisses (R.L) :

- Fe E 215 MPA
- Fe E 235 MPA

b) Les hautes adhérences (H.A) :

- Fe E 400 MPA
- Fe E 500 MPA

c) Les treillis soudés (T.S) :

- Treillis soudés de maille 150 x 150 mm² avec $\Phi = 3,5$ mm
- Treillis soudés de maille 200 x 200 mm² avec $\Phi = 5$ mm

I.4.2.2. Contrainte limite :**❖ ELU :**

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité (γ_s) qui a les valeurs suivantes :

($\gamma_s = 1,15$ Cas général) ; ($\gamma_s = 1,00$ Cas des combinaisons accidentelles).

Dans la pratique, on utilise les nuances d'aciers suivantes :

Fe = 400 MPa → Pour les armatures longitudinales.

Fe = 235 MPa → Pour les armatures transversales.

• Cas général :

$$\left[\begin{array}{l} \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa} \quad (\text{Contrainte dans les aciers}) \\ (\epsilon_{st}) = \frac{\sigma_{st}}{E_s} = \frac{348}{200000} = 1,7 \text{ ‰} \quad (\text{Deormation dans les aciers}) \end{array} \right.$$

• Cas accidentel :

$$\left[\begin{array}{l} \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ Mpa} \quad (\text{Contrainte dans les aciers}) \\ (\epsilon_{st}) = \frac{\sigma_{st}}{E_s} = \frac{400}{200000} = 2,00 \text{ ‰} \quad (\text{Deormation dans les aciers}) \end{array} \right.$$

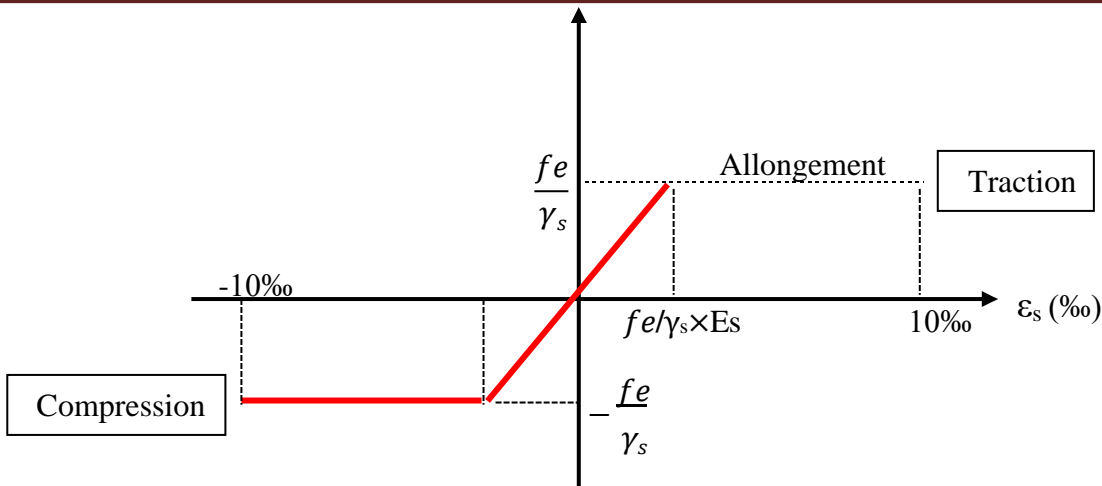


Figure I.7 : Diagramme de contraintes-déformation de l'acier

❖ ELS :

Dans l'état limite de service, la contrainte σ_{st} sera limitée uniquement pour l'ouverture des fissures :

-Fissuration non (peu) préjudiciable : σ_{st} pas de limite

-Fissuration préjudiciable $\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} fe, 110 \sqrt{\eta ft_{28}} \right)$

-Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{1}{2} fe, 90 \sqrt{\eta ft_{28}} \right)$

η : Coefficient de fissuration : $\rightarrow \begin{cases} n = 1 & \text{pour les RL} \\ n = 1,6 & \text{pour les HA} \end{cases}$

I.5. Actions et sollicitations :

I.5.1. les actions :

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc :

➤ Les actions permanentes (G)

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps ; elles comprennent :

- ❖ Le poids propre de la structure.
- ❖ Cloisons, revêtement, superstructures fixes.
- ❖ Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.
- ❖ Les déformations imposées à la structure.

➤ Les actions variables (Q)

Les actions variables ont une intensité varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :

- ❖ Les charges d'exploitations.
- ❖ Les charges climatiques (neige et vent).
- ❖ Les effets thermiques.

➤ **Les actions accidentelles (FA)**

Ce sont celles provenant de phénomènes qui se produisant rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer :

- ❖ Les chocs.
- ❖ Les séismes.
- ❖ Les explosions.
- ❖ Les feux.

I.5.1.1. Combinaisons de calcul :

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

- Situations durables : $\begin{cases} \text{ELU: } 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS: } G + Q \end{cases}$
- Situations accidentelles : $\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8 \times G \pm E \end{cases}$

I.5.2. Sollicitations :

Les sollicitations sont des forces et des moments produits par les actions dans les éléments d'une construction et on compte :

- Effort Normal N.
- Effort Tranchant V.
- Moment Fléchissant Mf.
- Couple de Torsion T.

I.6. Hypothèses de calcul :

Les caractéristiques du béton et de l'acier utilisé sont données dans le tableau suivant :

Tableau I.2 : Caractéristiques du béton et de l'acier.

Matériaux	Caractéristiques mécaniques	Valeurs (MPa)
béton	La résistance du béton à la compression à 28 jours (f_{c28})	25
	La résistance du béton à la traction à 28 jours (f_{t28})	2,1
	Contrainte dans le béton à l'accidentel (f_{bc})	18,48
	Le module d'élasticité instantané (E_{ij})	32164,2
	Le module d'élasticité différé (E_{vj})	10721,39
	Contrainte dans le béton à ELU (f_{bc})	14,17
	Contrainte dans le béton à ELS ($\bar{\sigma}_{bc}$)	15
Acier	La limite élastique des armatures longitudinales (Fe)	400
	La limite élastique des armatures transversales (Fe)	235
	La limite élastique des treillis soudés (Fe)	500
	Module d'élasticité (E)	200000

Chapitre II :

DESCENTE DE CHARGES
ET
PRÉ DIMENSIONNEMENT

II.1. Pré-dimensionnement des planchers :

Le plancher est un élément qui sépare entre deux niveaux. Il transmet les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes. Dans ce projet, on utilise des planchers à corps creux en partie courante.

II.1.1. Détermination de l'épaisseur du plancher :

D'après le BAEL (article B.6.8.4.2.4) l'épaisseur du plancher h_t doit vérifier la condition de flèche suivante : $\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5}$

Avec :

L : la portée max d'une poutrelle, $L_{\max} = 4,8$ m

$$\rightarrow h_t \geq \frac{480}{22,5} = 21,33 \text{ cm}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux de $(20 + 5) = 25$ cm.

- Hauteur de corps creux = 20 cm.
- Hauteur de la dalle de compression = 5 cm.

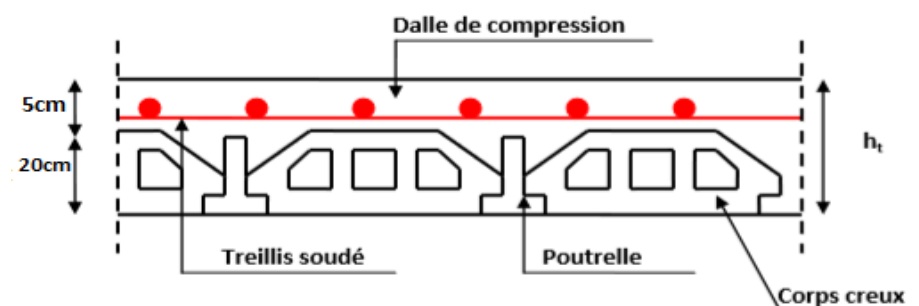


Figure II.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

II.1.2. Pré-dimensionnement des poutrelles :

Leur pré-dimensionnement est donné par le C.B.A.93.

La section transversale de la poutrelle est assimilée à une section en "Té" (voir figure II-2)

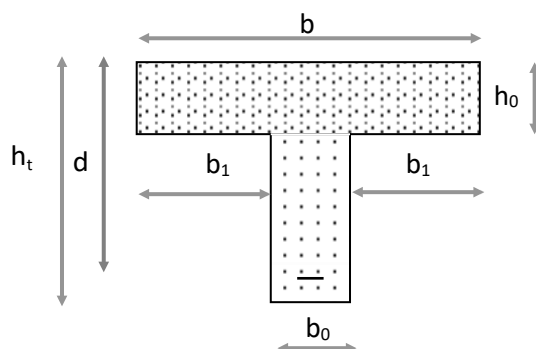


Figure II.2 : Dimension de section en Té.

b: la largeur de la table de compression.

h_0 : l'épaisseur de la table de compression.

b_0 : la largeur de l'âme (la nervure).

h_t : L'épaisseur du plancher

➤ La largeur de la table de compression est définie par :

$$0,4 \times h_t \leq b_0 \leq 0,8 \times h_t \rightarrow 0,4 \times 25 \leq b_0 \leq 0,8 \times 25 \rightarrow 10 \leq b_0 \leq 20 \text{ Soit :}$$

$$b_0 = 12 \text{ cm}$$

$$b_1 \geq \min\left(\frac{L_1}{10}; \frac{L_2}{2}\right)$$

Avec :

L_1 : longueur de la petite porté ($L_1 = 3,10 \text{ m}$).

L_2 : distance entre nus de deux nervure voisine.

$$L_2 = 65 - b_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm.}$$

$$b_1 \geq \min\left(\frac{310}{10}; \frac{53}{2}\right)$$

En prend : $b_1 = 26,5 \text{ cm}$

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

Danc: $b = 65 \text{ cm}$.

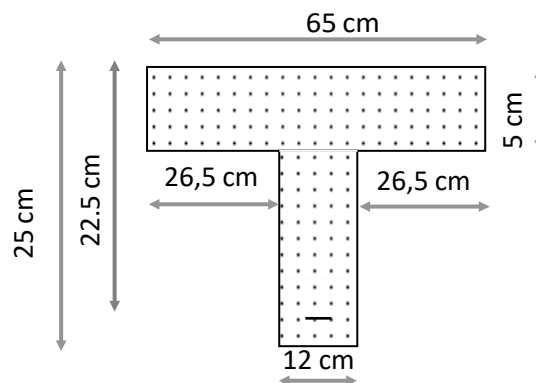


Figure II.3 : Dimension du section de la poutrelles.

II.2. Descente des charges :

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges appliquée aux éléments porteurs au niveau de chaque plancher.

Les charges qui sont définies par le D.T.R sont les suivantes :

- **G** : La charge permanente représente le poids mort.
- **Q** : La charge d'exploitation ou la surcharge.

II.2.1. Plancher terrasse inaccessible :

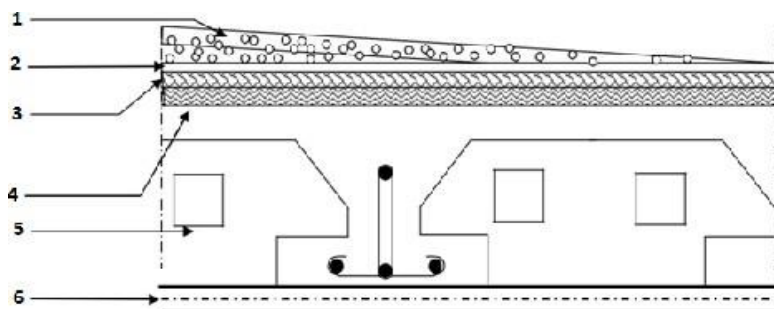


Figure II.4 : Terrasse inaccessible.

Tableau II.1 : Descente des charges (terrasse inaccessible)

N	Désignation	E_p (cm)	Masse volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Protection gravillon	4	17	0,68
2	Etanchéité multicouche	2	6	0,12
3	Forme de pente	10	22	2,20
4	Isolation thermique en liège	4	4	0,16
5	Plancher corps creux	20+5	-	3,30
6	Enduit en plâtre sous plafond	2	10	0,20
				$\Sigma = 6,66$

Charges permanentes (G)	6,66 KN/m².
charges d'exploitation (Q)	1,00 KN/m².

II.2.2. Plancher étage courante et RDC :

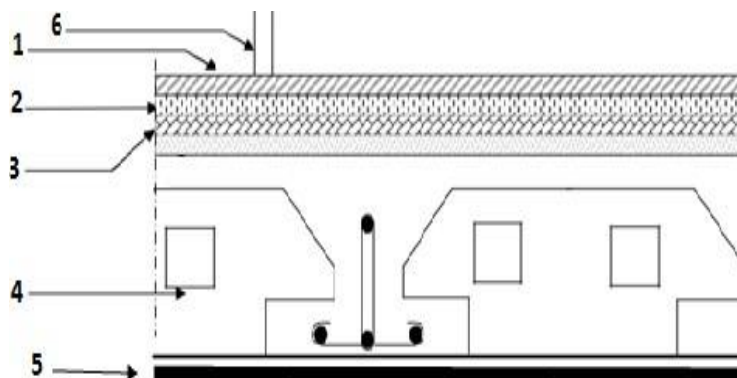


Figure II.5 : Plancher étage courante et RDC.

Tableau II.2 : Descente des charges (Plancher étage courant, RDC)

N	Désignation	E _p (cm)	Masse volumiques (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	2	22	0,44
2	Mortier de ciment	2	20	0,4
3	Mortier de pose (sable fin)	2	17,5	0,35
4	Revêtement en carrelage	20+5	-	3,30
5	Enduit en plâtre	2	10	0,2
6	Cloisons	1	-	0,9
				Σ = 5,59

Charges permanentes (G)	5,59 KN/m²
Charges d'exploitation (Q)	1,5 KN/m² plancher de (niveau RDC-8) : logement

II.2.3. Balcon :

II.2.3.1. Epaisseur du balcon:

$$e > \frac{L}{10} = \frac{270}{10} = 27 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{On prend : } e = 15 \text{ cm}$$

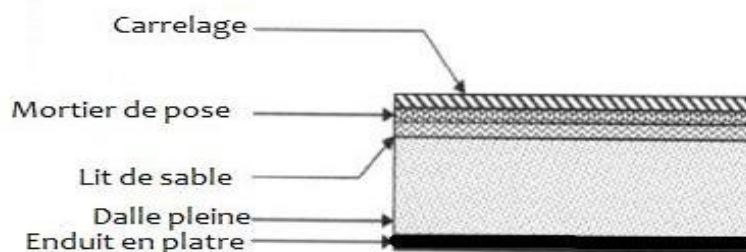


Figure II.6: Balcon (dalle pleine)

Tableau II.3 : Descente des charges (Balcon).

N	Désignation	E _p (cm)	Masse volumiques (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Carrelage	2	22	0,44
2	Mortier de pose	2	20	0,40
3	Lit de sable	2	17,5	0,35
4	Dalle en Béton armé	15	25	3,75
5	Enduit en plâtre	2	10	0,20
				Σ = 5,14

Charges permanentes (G)	5,14 KN/m².
charges d'exploitation (Q)	3,50 KN/m².

II.2.4. Murs extérieurs (double paroi) :

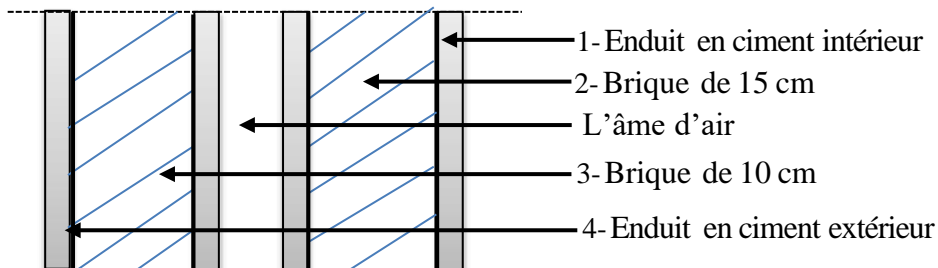


Figure II.7 : Coupe transversale du mur extérieur.

Tableau II.4 : Charge permanents des murs extérieurs.

N	Désignation	E _p (m)	Poids (KN/m ²)
1	Enduit intérieur en ciment	0,02	0,36
2	Brique creuse	0,15	1,35
3	Brique creuse	0,10	0,9
4	Enduit extérieur en ciment	0,02	0,36
			Σ = 2,97

II.2.5. Murs intérieurs :

➤ **Type 1:** entre chambre :

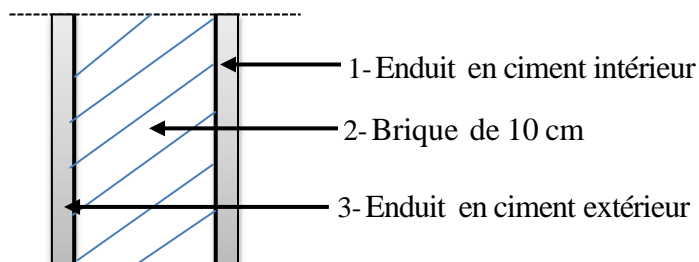


Figure II.8: Coupe transversale des murs intérieurs (type 1).

Tableau II.5 : Charge permanents des murs intérieurs (type1).

N	Désignation	E _p (m)	Poids (KN/m ²)
1	Enduit extérieur en ciment	0,02	0,36
2	Brique creuse	0,1	0,90
3	Enduit intérieur en ciment	0,02	0,36
			Σ = 1,62

II.3. Pré dimensionnement des poteaux :

II.3.1. Le poteau le plus sollicité (poteau centrale) :

Le Pré dimensionnement s'effectue d'après le B.A.E.L.91, selon la condition de stabilité de forme et en même temps on vérifie les exigences données par le règlement RPA99/V2003. D'après le plan architectural on prend le poteau le plus chargé non lié aux voiles Pour chaque poteau on considère :

- Son poids propre.
- La charge du plancher qu'il supporte.
- Le poids propre des poutres qu'il supporte.

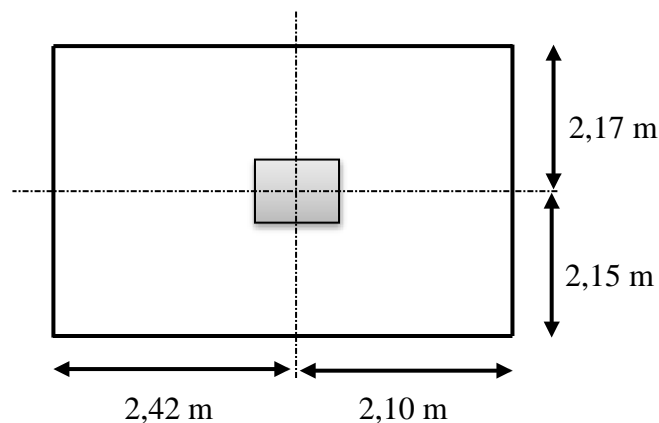


Figure II.9 : Section supporté par le Poteau le plus sollicité.

Surface supporté par le poteau le plus défavorable **S=19,52 m²**.

On suppose une charge moyenne de : **Q =1 t/m²**

N_u = Q×S×n

Avec :

- N_u : Effort normal ultime.
- Q : Charge moyenne répartie de 1t/m².
- n : Nombre d'étage (plancher).

➤ **Poteaux (n=9) :**

N_u=1×19,52×9 = 175,68 t

N_u=1,7568 MN.

Soit : $\alpha = \frac{l_f \times 2\sqrt{3}}{\lambda}$ avec $\lambda = 35$

L_f = 0,7 x L₀ avec L₀ : la hauteur d'étage = 3,06 m

$A = \frac{0,7 \times L_0 \times 2\sqrt{3}}{\lambda} = \frac{0,7 \times 3,06 \times 2\sqrt{3}}{35} = 0,212 \text{ m} \longrightarrow \alpha = 21,2 \text{ cm}$

➤ **Section réduite (Br) :**

Selon les règles du **B.A.E.L 91**, l'effort normal ultime N_u doit être :

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\left(\frac{f_{bc}}{0,9} + 0,85 \frac{A_s \times f_e}{B_r \times \gamma_s}\right)}$$

$$\beta = 1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \longrightarrow \beta = 1,2$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} = \frac{0,85 \times 25}{1,5 \times 1} = 14,17 \text{ Mpa}$$

Le pourcentage **minimal** des armatures est de 0,7% en zone I, on peut prendre :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_s}{B_r} = 1\% \\ f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa} \\ \gamma_s = 1,15 \\ f_e = 400 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$B_r \geq \frac{1,2 \times 1,7568}{\left(\frac{14,17}{0,9} + 0,85 \frac{1 \times 400}{100 \times 1,15}\right)} = 0,1127 \text{ m}^2$$

$$B_r = (a - 0,02) \times (b - 0,02) > 0,1127 \text{ m}^2$$

$$a = b \geq 0,34 \text{ m}$$

Après la vérification de l'effort normal réduit On prend: **a = 60 cm ; b = 40 cm.**

II.3.1.1. Vérification des conditions du RPA99 (version 2003) :

- ✓ Min (a, b) \geq 25 cm **Condition vérifiée.**
- ✓ Min (a, b) \geq $h_e/20 = 306/20 = 15,3$ cm **Condition vérifiée.**
- ✓ $1/4 < a/b < 4 \rightarrow 1/4 < 1 < 4$ **Condition vérifiée.**

II.3.1.2. Vérification du poteau au flambement :

Le poteau le plus défavorable est le poteau du 8ème étage parce qu'il a la plus faible section.

➤ Calcul de moment d'inertie :

$$I_x = I_y = \frac{a \times b^3}{12} = \frac{60 \times 60^3}{12} = 1080000 \text{ cm}^4$$

➤ Rayon de giration i_x, i_y :

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{ab}} = \sqrt{\frac{1080000}{3600}} = 17,3205 \text{ cm}$$

$$i_x = i_y = 17,3205 \text{ cm}$$

➤ Elancement mécanique $\lambda(x,y)$

$$L_f = K \times h_0$$

Avec :

- L_f : longueur de flambement.
- $h_0 = 3,06\text{m}$ (la hauteur d'étage).
- $K = 0,7$; Pour le poteau d'un bâtiment à étage multiple.

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{L_f}{i_x} = \frac{0,7 \times 3,06}{0,173205} = 12,36$$

$$\lambda_x = \lambda_y = 12,36 < 70 \dots\dots\dots \text{Vérfifiée}$$

II.4. Pré dimensionnement des poutres :

II.4.1. Définition :

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux on a deux types de poutres :

➤ **Les poutres principales :**

Elles reçoivent les charges transmises par les solives (Poutrelles) et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

- Elles relient les poteaux.
- Elles Supportent la dalle.

➤ **Les poutres secondaires (chainages) :**

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

II.4.2. Pré dimensionnement :

D'après les règles de **B.A.E.L 91** on a :

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

Avec :

L_{\max} : La plus grande portée entre les axes des poteaux.

h : hauteur de la poutre.

➤ Les poutres principales : L = 5,75m

$$\text{Donc : } \frac{575}{15} \leq h \leq \frac{575}{10} \quad \longrightarrow \quad 38,33 \leq h \leq 57,5$$

Alors :

On prend : h= 45 cm

$$\frac{h}{5} \leq b \leq \frac{h}{2} \quad \longrightarrow \quad 9 \leq b \leq 22,5$$

On prend min de **RPA99** ➔ **b=30 cm.**

D'après le **R.P.A 99(version 2003)** :

- b ≥ 25 cm ➔ 30 cm > 25 cm..... **Vérifiée.**
- h ≥ 30cm ➔ 40 cm > 30 cm..... **Vérifiée.**
- h/b < 4 ➔ 1,5 < 4..... **Vérifiée.**

➤ Les poutres secondaires : L = 4,80 m

$$\text{Donc } \frac{480}{15} \leq h \leq \frac{480}{10} \quad \longrightarrow \quad 32 \leq h \leq 48$$

Alors :

On prend : **h=40 cm.**

$$\frac{h}{5} \leq b \leq \frac{h}{2} \quad \longrightarrow \quad 8 \leq b \leq 20$$

On prend min de **RPA99/V2003** : ➔ **b=30 cm.**

D'après le **RPA 99/V 2003** :

- b ≥ 25 cm ➔ 30 cm > 25 cm..... **Vérifiée.**
- h ≥ 30cm ➔ 35 cm > 30 cm..... **Vérifiée.**
- h/b < 4 ➔ 1,33 < 4..... **Vérifiée.**

II.4.3. Récapitulation de pré dimensionnement :

Tableau II.6 : Récapitulation de pré dimensionnement des poteaux et des poutres.

NIVEAU	POTEAUX	POUTRES PRINCIPALES	POUTRES SECONDAIRES
RDC	(60×40)	(45×30)	(40×30)
1 ^{er} étage	(60×40)	(45×30)	(40×30)
2 ^{eme} étage	(55×40)	(45×30)	(40×30)
3 ^{eme} étage	(55×40)	(45×30)	(40×30)
4 ^{eme} étage	(55×40)	(45×30)	(40×30)
5 ^{eme} étage	(50×40)	(45×30)	(40×30)
6 ^{eme} étage	(50×40)	(45×30)	(40×30)
7 ^{eme} étage	(45×40)	(45×30)	(40×30)
8 ^{eme} étage	(45×40)	(45×30)	(40×30)
Buanderie	(30×30)	(45×30)	(40×30)

II.5. Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments destinés à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux dues au vent et au séisme.

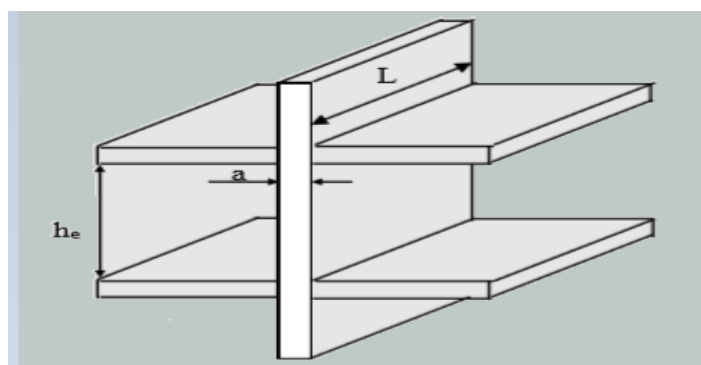


Figure II.10: Coupe de voile

Le RPA99/V2003 considère comme voiles de contreventement les voiles satisfaisant les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} L > 4a \\ a \geq \frac{h_e}{20} \end{array} \right.$$

Avec :

L : longueur du voile.

a: épaisseur des voiles ($a_{\min} = 15 \text{ cm}$).

h_e : hauteur libre d'étage.

❖ **Epaisseur :**

$$h_e = 306 - 25 = 281 \text{ cm} \rightarrow a \geq \frac{281}{20} = 14,05 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{pour RDC.}$$

$$h_e = 306 - 25 = 281 \text{ cm} \rightarrow a \geq \frac{281}{20} = 14,05 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{pour les étages.}$$

On prend $a = 20 \text{ cm}$ pour tous les niveaux.

❖ **La longueur :**

$$L > 80 \text{ cm}$$

Tableau II.7 : Dimensions des voiles contreventements.

Niveaux	Epaisseur a (cm)	Longueur L(cm)>
RDC	20	80
Les étages courants	20	80

Chapitre III:

ETUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

III.1.Introduction :

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories, des éléments principaux et des éléments secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement, donc l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique.

III.2. Etude du plancher :

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

Dans cette structure, on a deux types de planchers

- Plancher en béton arme (dalle pleine) : balcon.
- Plancher en corps creux (20+5) cm= poutrelle + corps creux + dalle de compression.

III.2.1. Plancher à corps creux :

III.2.1.1.Introduction :

Les planchers en corps creux sont les plus utilisés dans les bâtiments courants (habitation), Dans cette structure, les planchers sont en corps creux (20+5 =25cm). On peut considérer les corps creux comme des poids morts n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage.

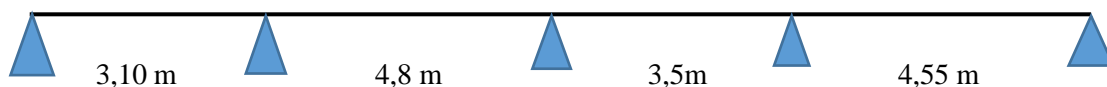
III.2.1.2.Calcul des charges et surcharges des poutrelles :

Tableau III-1 : Evaluation des charges.

Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	b (m)	Combinaison d'action	
				ELU (KN/ml) $q_u=b \times (1,35G+1,5Q)$	ELS (KN/ml) $q_s=b \times (G+Q)$
Terrasse inaccessible	6,66	1	0,65	6,81	4,98
Etage courante	5,59	1,5	0,65	6,36	4,60

III.2.1.3.Les types des poutrelles :

Type 01 :



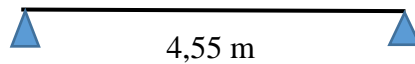
Type 02 :



Type 03 :



Type 04 :



Type 05 :



Type 06 :



Type 07 :

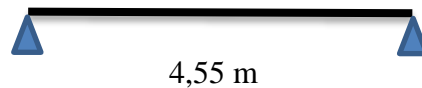


Figure III.1: Les types des poutrelles.

III.2.1.4. Détermination des efforts internes :

Ils ont à sept types des poutrelles, on va déterminer les efforts internes pour le type 06 par la méthode des trois moments et les autres sont calculés directement par logiciel SAP2000.

 **ELU :**

L'équation des trois moments s'écrit :

$$L_{i-1} M_{i-1} + 2(L_{i-1} + L_i) M_i + L_i M_{i+1} + 6A_i = 0 \quad \text{Avec } A_i = R_{ig} + R_{id}$$

$$q_u = 6,81 \text{ KN/m}$$

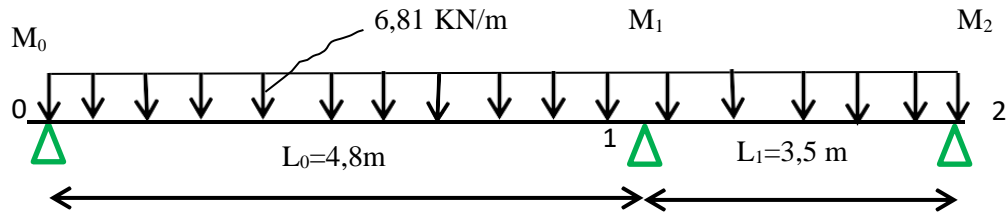


Figure III.2: Schémas statique la poutrelle de type06 (ELU)

Nombre d'équation = $r-2$ avec r : Nombre d'appui.

On obtient une seule équation car $3-2 = 1$

$$L_0 M_0 + 2 \times (L_0 + L_1) \times M_1 + L_1 \times M_2 + 6 A_1 = 0$$

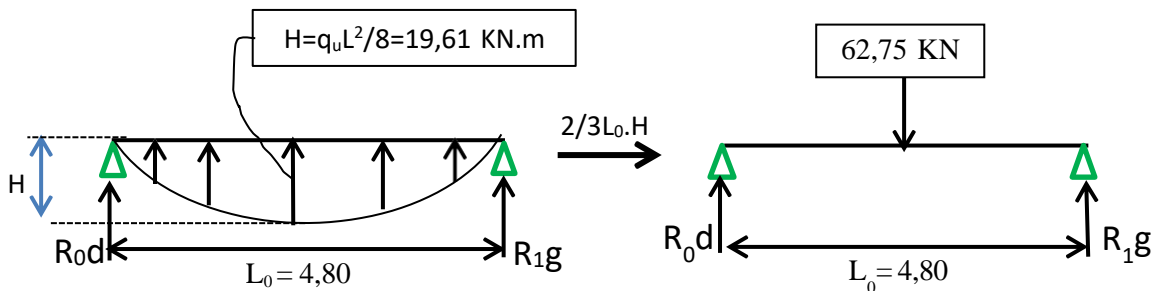
Supposant : $M_0 = M_2 = 0$ KN.m

$$4,8M_0 + 2 \times (4,8 + 3,5) \times M_1 + 3,5 \times M_2 + 6 A_1 = 0 \quad \rightarrow 16,6M_1 + 6A_1 = 0$$

-Calcul d'A1:

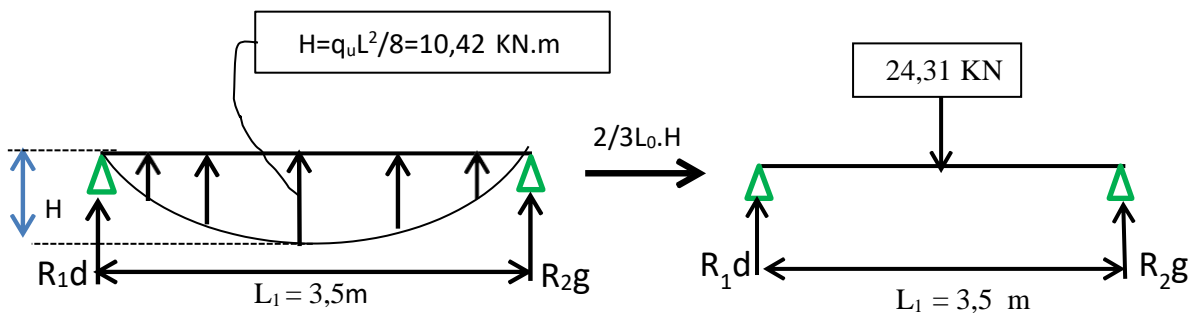
$$A_1 = R_{1g} + R_{1d}$$

- Travée 0-1 :



$$R_{0d} = 62,75/2 = 31,37 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad R_{1g} = 31,37 \text{ KN}$$

- Travée 1-2 :



$$R_{1d} = 24,31/2 = 12,15 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad R_{2g} = 12,15 \text{ KN}$$

$$\text{Alors : } A_1 = 31,37 + 12,15 \quad \rightarrow \quad A_1 = 43,52 \text{ KN.}$$

-Calcul d'M1:

$$16,6M_1 + 6A_1 = 0 \quad \rightarrow \quad M_1 = - 6(43,52)/16,6 = - 15,73 \text{ KN.m}$$

Calcul de l'effort tranchant et moment fléchissant en travée :

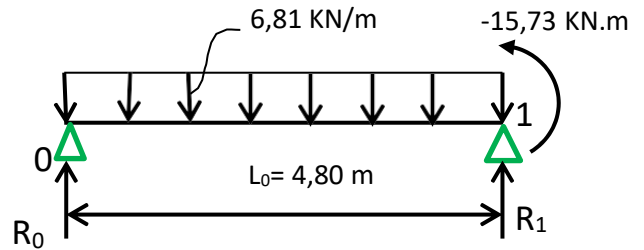
• **Travée 0-1 :**

$$R_0 + R_1 = q_u \cdot L_0 = 32,68 \text{ KN.}$$

$$\sum M/0 = 0 :$$

$$-R_1 \cdot L_0 + q_u \cdot L_0^2 / 2 - M_1 = 0.$$

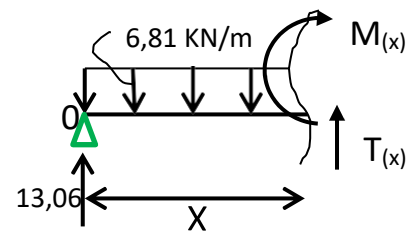
$$R_1 = 19,62 \text{ KN} \quad R_0 = 13,06 \text{ KN.}$$



$$0 \leq x \leq 4,80 \text{ m}$$

$$M(x) = R_0 \cdot x - q_u \cdot x^2 / 2 \quad \left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(4,8) = -15,76 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$T(x) = R_0 - q_u \cdot x \quad \left\{ \begin{array}{l} T(0) = 13,06 \text{ KN} \\ T(4,8) = -19,62 \text{ KN} \end{array} \right.$$



$$M_{\max}: \text{ si } T(x) = 0 \rightarrow x = R_0 / q_u \rightarrow x = 1,92 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 12,52 \text{ KN.m}$$

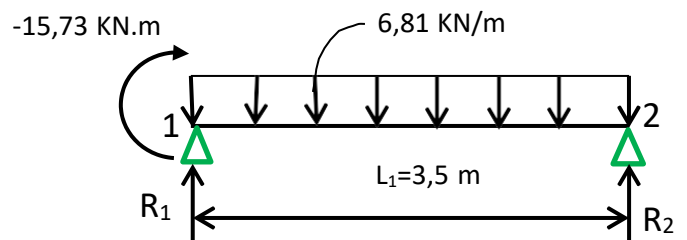
• **Travée 1-2 :**

$$R_1 + R_2 = q_u \cdot L_1 = 23,83 \text{ KN.}$$

$$\sum M/1 = 0 :$$

$$R_2 \cdot L_1 - q_u \cdot L_1^2 / 2 - M_1 = 0.$$

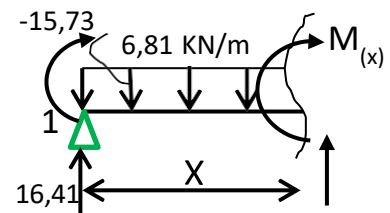
$$R_2 = 16,41 \text{ KN} \quad R_1 = 7,42 \text{ KN.}$$



$$0 \leq x \leq 3,5 \text{ m}$$

$$M(x) = R_1 \cdot x - q_u \cdot x^2 / 2 - 15,73 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M(0) = -15,73 \text{ KN/m} \\ M(3,5) = 0 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

$$T(x) = R_1 - q_u \cdot x \quad \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} T(0) = 16,41 \text{ KN} \\ T(3,5) = -7,42 \text{ KN} \end{array} \right.$$



$$M_{\max}: \text{ si } T(x) = 0 \rightarrow x = R_1 / q_u \rightarrow x = 2,4 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 4,04 \text{ KN.m.}$$

Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants :

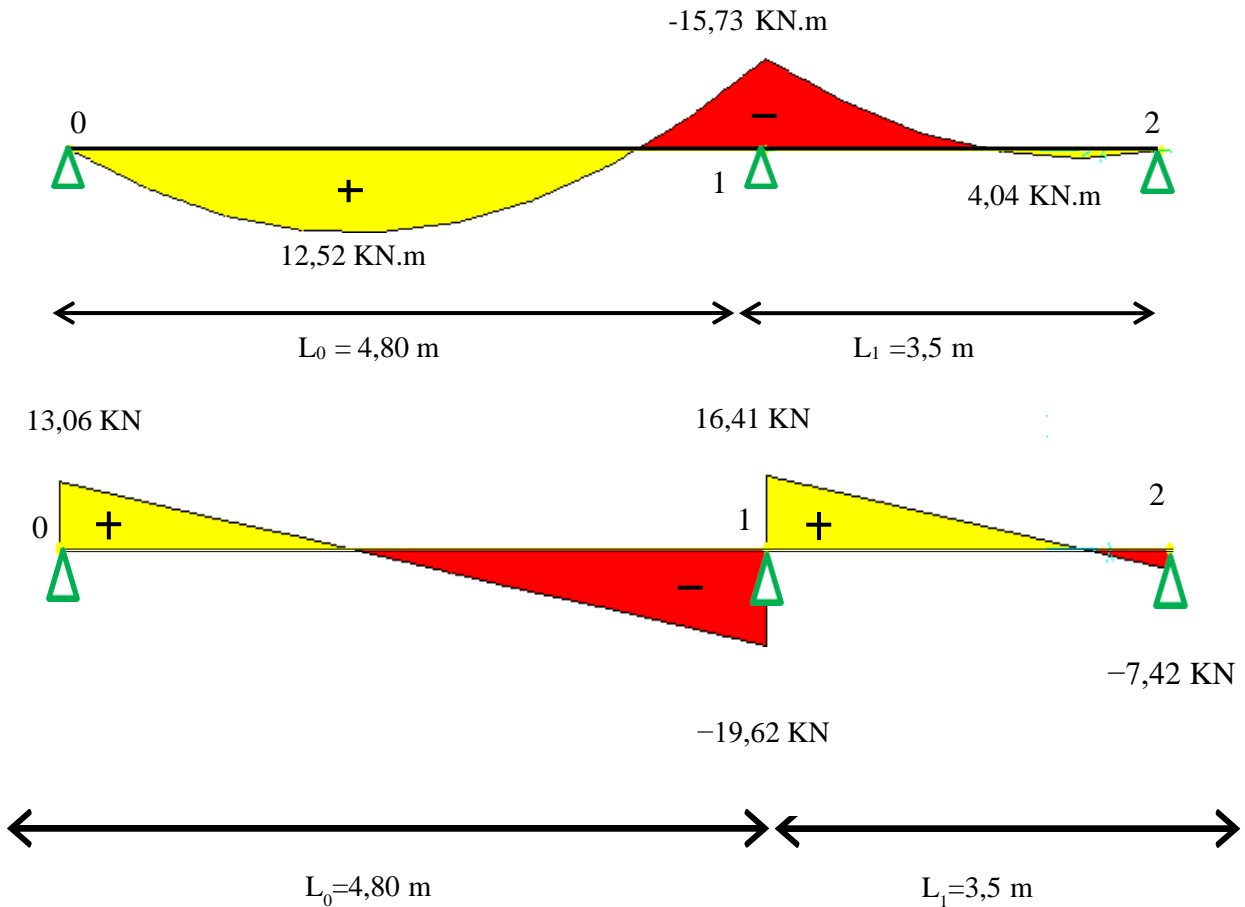


Figure III.3: Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU pour type 06

ELS :

L'équation des trois moments s'écrit :

$$L_{i-1} M_{i-1} + 2(L_{i-1} + L_i) M_i + L_i M_{i+1} + 6A_i = 0 \text{ avec } A_i = R_{ig} + R_{id}$$

$$q_s = 4,98 \text{ kN/m}$$

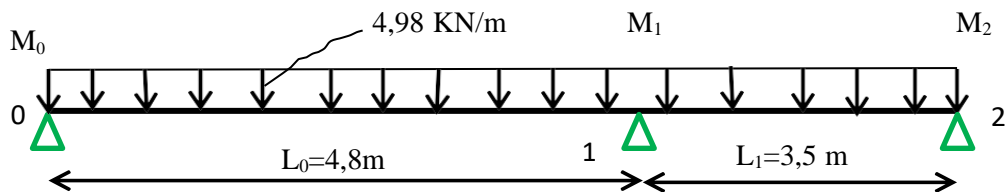


Figure III.4: Schémas statiques de type 06 (ELS)

Nombre d'équation = $r - 2$ Avec r : nombre d'appui.

On obtient une seule équation car $3 - 2 = 1$

$$L_0 M_0 + 2 \times (L_0 + L_1) \times M_1 + L_1 \times M_2 + 6 A_1 = 0$$

Supposant $M_0 = M_2 = 0 \text{ kN.m}$

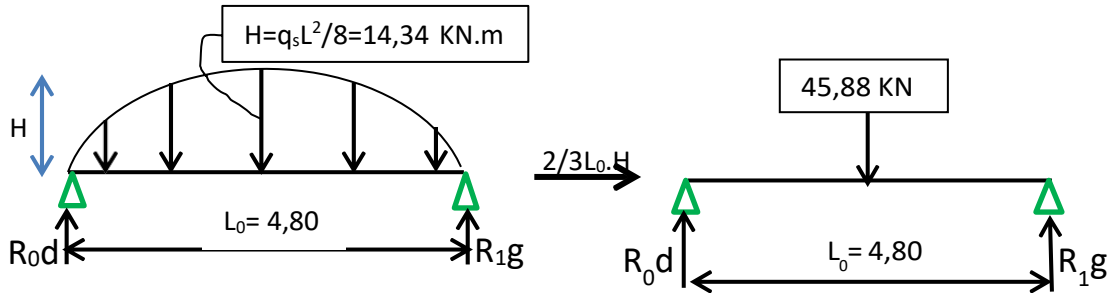
$$4,80M_0 + 2 \times (4,80 + 3,5) \times M_1 + 3,5 \times M_2 + 6 A_1 = 0$$

$$\rightarrow 16,6M_1 + 6A_1 = 0$$

-Calcul d'A₁:

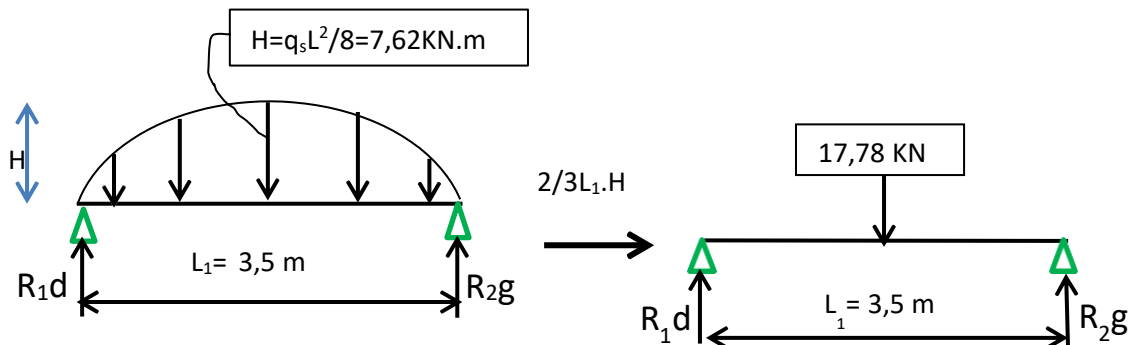
$A_1 = R_{1g} + R_{1d}$

- Travée 0-1 :



$R_{1g} = 45.88 / 2 = 22.94 \text{ KN} \rightarrow R_{1g} = 22.94 \text{ KN}$

- Travée 1-2 :



$R_{1d} = 17.78 / 2 = 8.89 \text{ KN} \rightarrow R_{1d} = 8.89 \text{ KN}$

Alors : $A_1 = 22.94 + 8.89 = 31.83 \text{ KN} \rightarrow A_1 = 31.83 \text{ KN}$.

-Calcul d'M₁:

$16.6M_1 + 6A_1 = 0 \rightarrow M_1 = -6 \times (31.83) / 16.6 = -11.5 \text{ KN.m}$

Calcul de l'effort tranchant et moment fléchissant en travée :

- Travée 0-1 :

$R_0 + R_1 = q_s \cdot L_0 = 23.90 \text{ KN}$.

$\sum M/0 = 0 : R_1 \cdot L_0 - q_s \cdot L_0^2 / 2 + M_1 = 0$.

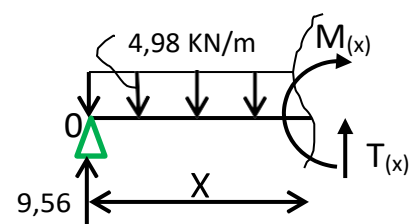
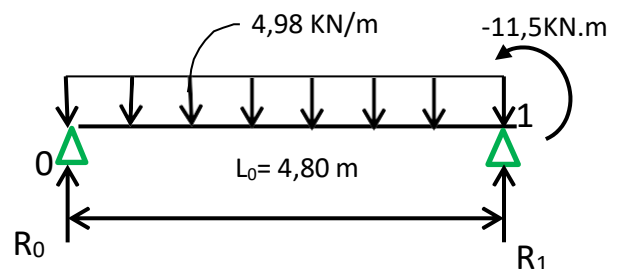
$R_1 = 14.34 \text{ KN} \quad R_0 = 9.56 \text{ KN}$.

$0 \leq x \leq 4.80 \text{ m}$

$M(x) = R_0 \cdot x - q_s \cdot x^2 / 2 \rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(4.8) = 11.46 \text{ KN.m} \end{cases}$

$T(x) = R_0 - q_s \cdot x \rightarrow \begin{cases} T(0) = 4.58 \text{ KN} \\ T(4.8) = -14.34 \text{ KN} \end{cases}$

$M_{\max} : \text{si } T(x) = 0 \rightarrow x = R_0 / q_s \rightarrow x = 1.92 \text{ m}$



$M_{max} = 9,17 \text{ KN.m}$

• Travée 1-2 :

$R_1 + R_2 = q_s \cdot L_1 = 17,43 \text{ KN.}$

$\Sigma M/1 = 0 : R_2 \cdot L_1 - q_s \cdot L_1^2 / 2 - M_1 = 0$

$R_1 = 12 \text{ KN} \quad R_2 = 5,43 \text{ KN.}$

$0 \leq x \leq 3,5 \text{ m}$

$M(x) = R_1 \cdot x - q_s \cdot x^2 / 2 - 11,5 \rightarrow \begin{cases} M(0) = -11,5 \text{ KN/m} \\ M(3,5) = 0 \text{ KN/m} \end{cases}$

$T(x) = R_1 - q_s \cdot x \rightarrow \begin{cases} T(0) = 12 \text{ KN} \\ T(3,5) = -5,43 \text{ KN} \end{cases}$

$M_{max} : \text{si } T(x) = 0 \rightarrow x = R_1 / q_s \rightarrow x = 2,4 \text{ m}$

$M_{max} = 2,95 \text{ KN.m}$

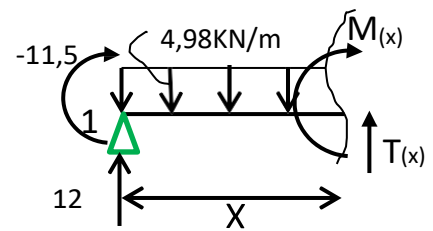
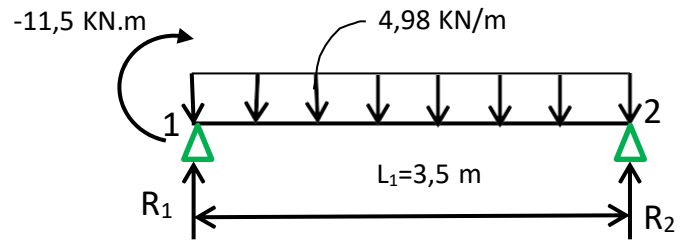


Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants :

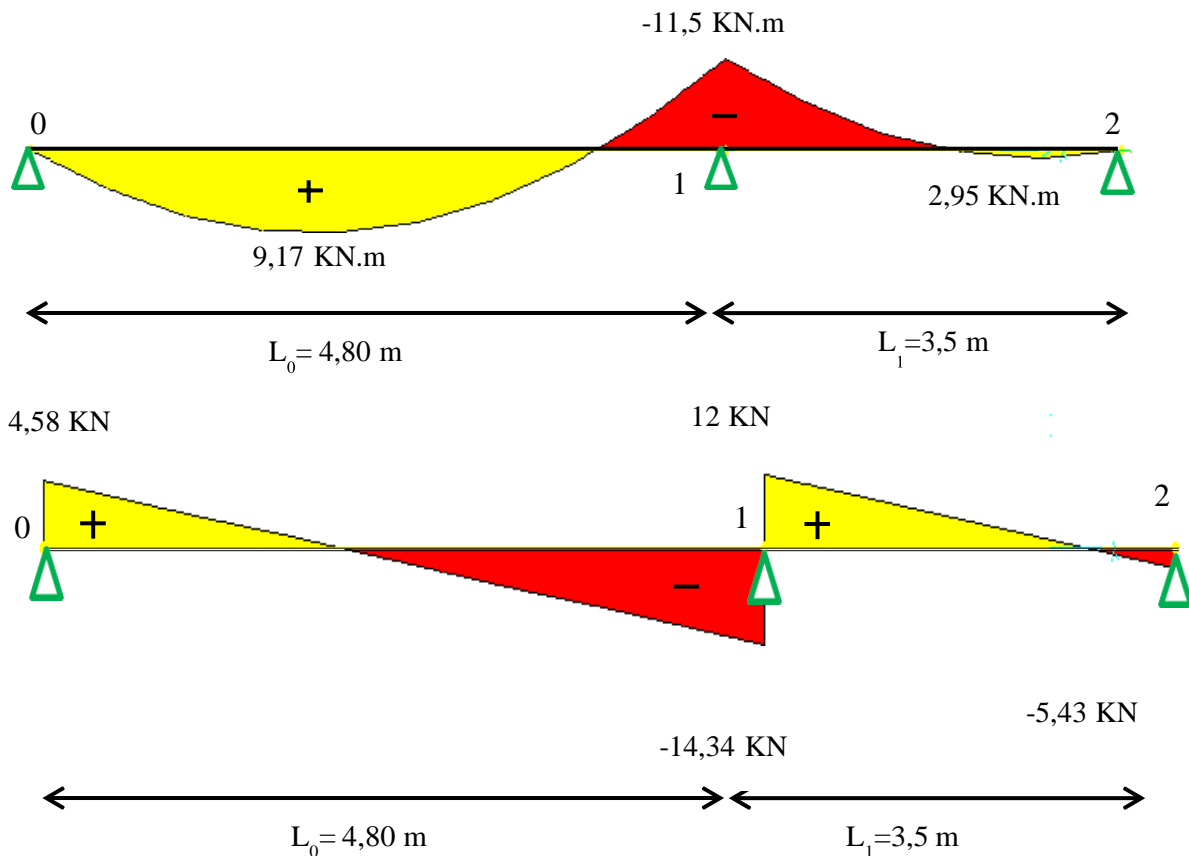


Figure III.5: Diagramme des moments et efforts tranchants à ELS pour type 06

III.2.1.5. Résumé des sollicitations maximales pour les types des poutrelles:

Les résultats obtenus par logiciel SAP 2000 sont représentés dans les tableaux ci-après :

Type 01 :

Tableau III.2 : Tableau des moments et efforts tranchants type 01.

Plancher	ELU (KN.m)			ELS (KN.m)		
	M _{travée max}	M _{appui max}	T _{max}	M _{travée max}	M _{appui max}	T _{max}
RDC+étage courant	14,54	-15,03	-22,13	10,58	-10,94	-16,10

Type 02 :

Tableau III.3 : Tableau des moments et efforts tranchants type 02.

Plancher	ELU (KN.m)			ELS (KN.m)		
	M _{travée max}	M _{appui max}	T _{max}	M _{travée max}	M _{appui max}	T _{max}
RDC+ étage courant	9,79	-14,08	-19,88	7,12	-10,25	-14,46

Type 03 :

Tableau III.4 : Tableau des moments et efforts tranchants type 03.

Plancher	ELU (KN.m)			ELS (KN.m)		
	M _{travée max}	M _{appui max}	T _{max}	M _{travée max}	M _{appui max}	T _{max}
RDC+ étage courant	5,94	-7,47	9,28	4,40	-5,49	6,87

Type 04 :

Tableau III.5 : Tableau des moments et efforts tranchants type 04.

Plancher	ELU (KN.m)			ELS (KN.m)		
	M _{travée max}	M _{appui max}	T _{max}	M _{travée max}	M _{appui max}	T _{max}
RDC+ étage courant	21,41	0	18,82	15,58	0	13,70

Type 05 :

Tableau III.6 : Tableau des moments et efforts tranchants type 05.

Plancher	ELU (KN.m)			ELS (KN.m)		
	M _{travée max}	M _{appui max}	T _{max}	M _{travée max}	M _{appui max}	T _{max}
Terrasse inaccessible	15,34	-15,85	-23,34	11,23	-11,61	-17,09

Type06 :

Tableau III.7 : Tableau des moments et efforts tranchants type 06.

Plancher	ELU (KN.m)			ELS (KN.m)		
	M _{travée max}	M _{appui max}	T _{max}	M _{travée max}	M _{appui max}	T _{max}
Terrasse inaccessible	16,09	-20,08	25,13	11,79	-14,71	18,40

Type07 :

Tableau III.8 : Tableau des moments et efforts tranchants type 07.

Plancher	ELU (KN.m)			ELS (KN.m)		
	M _{travée max}	M _{appui max}	T _{max}	M _{travée max}	M _{appui max}	T _{max}
Terrasse inaccessible	22,58	0	19,85	16,54	0	14,54

III.2.1.6. Ferrailage des poutrelles : (flexion simple)

Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple.

Dans ce projet on a plusieurs types des poutrelles, donc on prend le «Type 05» comme un exemple de calcul car il est le plus sollicité.

a. Ferrailage longitudinal :

ELU :

➤ **En Travée :**

$$M_{u \max} = 15,34 \text{ KN.m} = 0,01534 \text{ MN.m}$$

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \times (d - h_0/2)$$

Avec :

$$b = 0,65 \text{ m} ; h_0 = 0,05 \text{ m} ; f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa} ; h = 0,25 \text{ cm}$$

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,25 = 0,225 \text{ m}$$

Donc :

$$M_t = 0,65 \times 0,05 \times 14,17 \times (0,225 - 0,05/2) = 0,0921 \text{ MN.m}$$

Donc $M_t > M_{\max}$, cela implique que l'axe neutre est dans la table.

Le calcul se fait avec une section étant rectangulaire, de base $b=65 \text{ cm}$ et hauteur $h=25 \text{ cm}$.

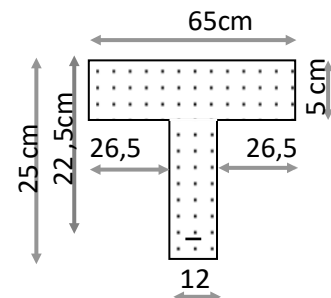
$$\mu = M_{u \max} / b \times d^2 \times f_{bc} = 0,01534 / 0,65 \times (0,225^2) \times 14,17$$

$$\mu = 0,0328 < \mu_R = 0,392 \text{ (FeE 400)}$$

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

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \longrightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0,0328}) = 0,0416$$



$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,225(1 - 0,4 \times 0,0416) = 0,221 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 347,826 \text{ MPa.}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_{u \max}}{Z \sigma_{st}} \rightarrow A_{st} \geq \frac{0,01534}{0,221 \times 347,826} = 1,99 \text{ cm}^2$$

Les choix est de : **3T12=3,39 cm²**

-Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{65 \times 25}{1000} ; 0,23 \times 65 \times 22,5 \times \frac{2,1}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} (1,625 ; 1,765) \text{ cm}^2$$

Donc $A_{st} = 1,765 \text{ cm}^2 \rightarrow$ **Condition vérifiée .**

➤ **En Appui :**

$$M_{u \max} = 15,85 \text{ KN.m}$$

$M_{u \max} < M_t \rightarrow$ on fait le calcul pour la même section rectangulaire (65x 25 cm²).

$$\mu = M_{u \max} / b d^2 f_{bc} = 0,01585 / 0,65 \times (0,225^2) \times 14,17$$

$$\mu = 0,033 < \mu_R = 0,392$$

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

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,033}) = 0,041$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,225 \times (1 - 0,4 \times 0,041) = 0,22 \text{ m}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_{u \max}}{Z \sigma_{st}} \rightarrow A_{st} \geq \frac{0,01585}{0,22 \times 347,826} = 2,07 \text{ cm}^2$$

On prend : **2T14 = 3,08 cm²**.

-Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{65 \times 25}{1000} ; 0,23 \times 65 \times 22,5 \times \frac{2,1}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} (1,625 ; 1,765) \text{ cm}^2$$

Donc $A_{st} \geq 1,765 \text{ cm}^2 \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

✚ **ELS :**

➤ **En travée :**

$$M_{ser\ Max} = 11,23 \text{ KN.m}$$

❖ **Position de l'axe neutre :**

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

$$32,5 x^2 - 50,85 (22,5 - x) = 0$$

$$32,5 x^2 + 50,85x - 1144,125 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 389$$

➔ $x = 5,2 \text{ cm} > 5 \text{ cm}$ ➔ l'axe neutre se trouve dans la nervure, Donc :

$$\frac{bx^2}{2} - n A_{st} (d-x) - \left(\frac{b-b_0}{2}\right) (x - h_0)^2 = 0$$

$$32,5 x^2 - 50,85 (22,5 - x) - 26,5 (x - 5)^2 = 0$$

$$32,5 x^2 + 50,85x - 1144,125 - 26,5 x^2 - 662,5 + 265 x = 0$$

$$6x^2 + 315,85x - 1806,625 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 378,31 \quad \rightarrow \quad x = 5,2 \text{ cm}$$

❖ **Détermination de moment d'inertie de la section :**

$$I = \frac{bx^3}{3} - \left(\frac{b-b_0}{3}\right)(x - h_0)^3 + n \times A_{st} (d - x)^2$$

$$I = \frac{65 \times 5,2^3}{3} - \left(\frac{65-12}{3}\right) (5,2 - 5)^3 + 15 \times 3,39 (22,5 - 5,2)^2$$

$$I = 18265,261 \text{ cm}^4.$$

❖ **Calcul de la contrainte :**

-Contrainte maximale dans le béton comprimé :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{11,23 \times 10^{-5} \times 5,2}{18265,261 \times 10^{-8}} = 3,19 \text{ Mpa}$$

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

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$ ➔ Condition vérifiée

-Contrainte maximale dans l'acier tendu :

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser} (d-x)}{I} = 15 \times \frac{11,23 \times 10^{-5} (22,5 - 5,2)}{18265,261 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{st} = 159,54 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) \text{ Fissuration préjudiciable, avec : } \eta = 1,6$$

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

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En appui :**

$$M_{ser \text{ Max}} = 11,61 \text{ KN.m}$$

❖ **Position de l'axe neutre :**

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

$$32,5 x^2 - 46,2 (22,5 - x) = 0$$

$$32,5 x^2 + 46,2 x - 1039,5 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 370,49$$

$$x = 4,98 \text{ cm} < 5 \text{ cm} \rightarrow \text{l'axe neutre se trouve dans la table, Donc :}$$

❖ **Détermination de moment d'inertie de la section :**

$$I = \frac{b x^3}{3} n \times A_{st} (d - x)^2$$

$$I = \frac{65 \times 4,98^3}{3} + 15 \times 3,08 (22,5 - 4,98)^2$$

$$I = 16857,07 \text{ cm}^4$$

❖ **Calcul de la contrainte :**

-Contrainte maximale dans le béton comprimé :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{11,61 \times 10^{-5} \times 4,98}{16857,07 \times 10^{-8}} = 3,42 \text{ MPa.}$$

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

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

-Contrainte maximale dans l'acier tendu :

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser} (d-x)}{I} = 15 \times \frac{11,61 \times 10^{-5} (22,5 - 4,98)}{16857,07 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{st} = 180,998 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) \text{ Fissuration préjudiciable, avec : } \eta = 1,6$$

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

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{23,34 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,225}$$

$$\tau_u = 0,86 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa (fissuration peu préjudiciable)}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

a. Diamètre des armatures transversales :

$$\phi t \leq \min(\phi_1; h/35; b_0/10) = \min(1,2; 25/35; 12/10)$$

$$\phi t \leq 0,71$$

$$\text{On prend : } \rightarrow \phi t = 8 \text{ cm}$$

❖ Calcul de l'espacement :

D'après le RPA 99 version 2003 :

Zone Nodale :

$$St \leq \min(h/4; 12\phi_1; 30\text{cm})$$

$$St \leq \min(25/4; 12 \times 1,2; 30 \text{ cm})$$

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

Zone courant :

$$St \leq h/2 = 25/2$$

$$\text{On prend : } \rightarrow St = 10 \text{ cm.}$$

-Condition de non fragilité:

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot s_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right)$$

$$\frac{0,339 \cdot 400}{12 \cdot 10} \geq \max(0,43; 0,4) \text{ MPa}$$

$$1,13 \geq 0,43 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Vérification au glissement:

$$\text{En appui : } V_u - \frac{Mu}{0,9 \times d} \leq 0 \text{ (BAEL91 page 83; A6.1;3)}$$

$$\text{Avec : } Mu = 15,85 \text{ KN.m ; } Vu = 23,34 \text{ KN}$$

$$23,34 - \frac{15,85}{0,9 \times 0,225} = -54,93 \leq 0 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier les armatures aux appuis

III.2.1.7. Vérification de la flèche :

$$f \leq f_{\text{admissible}}$$

❖ **La flèche admissible :**

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

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

Si les conditions suivantes sont satisfaites, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \dots (1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10 M_0} \dots (2) \\ \frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4,2}{fe} \dots \dots (3) \end{cases}$$

$\frac{25}{480} = 0,052 \leq \frac{1}{16}$ la condition (1) n'est pas vérifiée donc on procède au calcul de la flèche

$L=480 < 500 \quad \rightarrow f_{\text{admissible}} = L / 500 = 0,0096 \text{ m}$

❖ **Calcul de f :**

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times Ast \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 = \frac{0,65 \times 0,25^3}{12} + 15 \times 3,39 \times 10^{-4} \times \left(\frac{0,25}{2} - 0,025 \right)^2$$

$I_0 = 8,97 \times 10^{-4} \text{ m}^4$

$\lambda i = \frac{0,05 \times ft_{28}}{\varphi(2+3 \times \frac{b_0}{b})}$ Avec $\varphi = \frac{Ast}{b_0 \times d} = \frac{3,39 \times 10^{-4}}{0,12 \times 0,225} \rightarrow \varphi = 0,0125$

Donc $= \frac{0,105}{0,0319} \rightarrow \lambda i = 3,29$

$u = 1 - \frac{1,75 \times ft_{28}}{4 \times \varphi \times \sigma_{st} + ft_{28}} \rightarrow u = 0,81$

$I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times u} = \frac{1,1 \times 8,97 \times 10^{-4}}{1 + 3,29 \times 0,81} \rightarrow I_{fi} = 2,6922 \times 10^{-4} \text{ m}^4$

$\frac{1}{\gamma} = \frac{M_{ser}}{E_i \times I_{fi}} = \frac{0,01123}{32164,2 \times 2,2622 \times 10^{-4}} = 0,00154 \text{ m}^{-1}$ avec $E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ Mpa}$

Donc la flèche: $f = \frac{L^2}{10} \times \frac{1}{\gamma} = \frac{4,80^2}{10} \times 0,00154$

$f = 0,00354 < f_{\text{admissible}} = 0,0088 \text{ m} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

III.2.1.7. Longueur d'ancrage :

Par simplification, on considère que l'ancrage par courbure des barres tendues avec un pliage supérieur à 90° est assuré moyennant une longueur d'ancrage équivalente qui peut être prise égale à :

$$L \geq L_2 + r + \frac{\phi}{2}$$

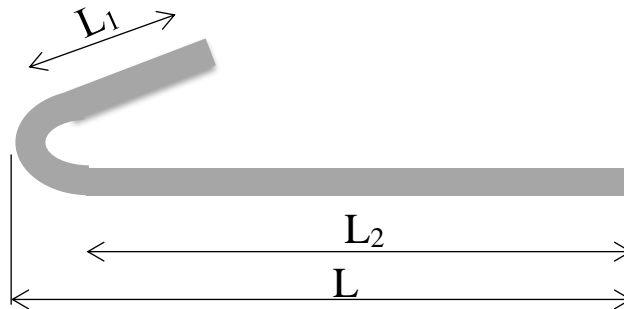


Figure III.6 : D'ancrage des armatures.

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

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

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

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,328 \text{ cm} = 423 \text{ mm}$$

On adopte un crochet à 90° → $\alpha = 1,87$ et $\beta = 2,19$

$$r = 5,5\phi \text{ (Acier HA)}$$

$$r = 5,5 \times 1,2 = 6,6 \text{ cm} = 66 \text{ mm}$$

$$L \geq L_2 + r + \frac{\phi}{2}$$

$$L_2 = L_s - \alpha L_1 - \beta r$$

Avec $L_1 = 10\phi = 10 \times 1,2 = 12 \text{ cm} = 120 \text{ mm} \dots \dots \dots$ (Règle CBA93)

$$L_2 = 423 - (1,87 \times 120) - (2,19 \times 66)$$

$$L_2 = 54,06 \text{ mm}$$

$$L \geq 54,06 + 66 + \frac{12}{2} = 126,06 \text{ mm}$$

On prend : $L = 13 \text{ cm}$.

Tableau l'ancrage des armatures :

Tableau III.9 : Tableau d'ancrage des armatures.

ϕ (mm)	τ_s' (Mpa)	L_s (cm)	L_1 (cm)	r (cm)	L_2 (cm)	L (cm)
12	2,835	42,328	12	6,6	5,40	13
14	2,835	49,382	14	7,7	6,34	15

III.2.1.8. Tableau récapitulatif du ferrailage des poutrelles :

Tableau III.10 : Tableau du ferrailage des poutrelles

Niveau	Type de poutrelle	Ast calculé (cm ²)		Armatures longitudinales		Armatures transversales	Espacement (cm)	
		En travée	En appui	En travée	En appui		Zone nodale	Zone courant
RDC+ Etage courante (1-8)	Type 1	2,20	2,55	3T12	2T14	Ø8	5	10
	Type 2	1,68	2,41	2T12	2T14			
	Type 3	0,88	1,17	2T12	2T12			
	Type 4	3,25	0,35	3T12	1T12			
Terrasse	Type 5	2,32	2,78	3T12	2T14	Ø8	5	10
	Type 6	2,46	3,69	3T12	2T16			
	Type 7	3,44	0,35	3T14	1T12			

III.2.1.9. Schéma de ferrailage des poutrelles

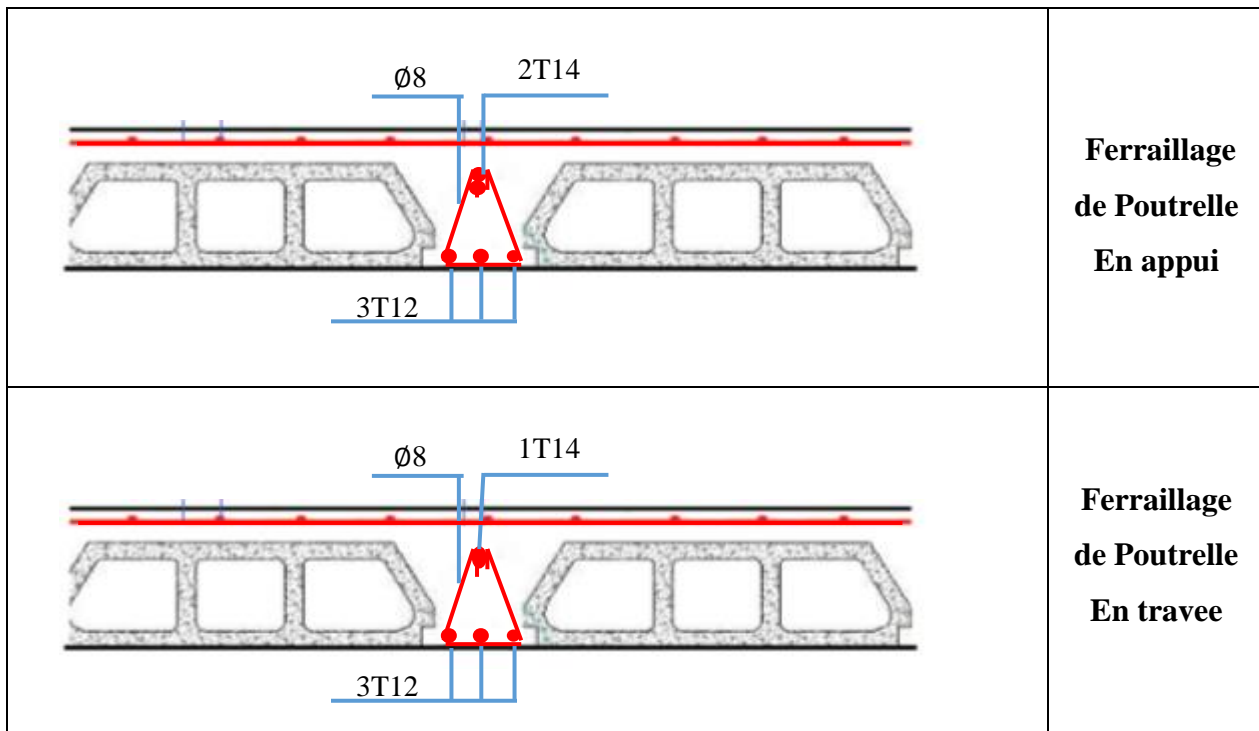


Figure III.7 : Schéma de ferrailage des poutrelles type 05.

III.2.2.Ferraillage de la dalle de compression :

Selon le BAEL 91(B.6.8.4.2.3) :

Le ferraillage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

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

Les sections doivent êtres :

$$50 \text{ cm} \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_1 = \frac{4 \times L_1}{f_e} \quad (L_1 \text{ en cm})$$

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

Avec :

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

$f_e = 400 \text{ Mpa}$

Pour Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

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

Pour Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte un treillis soudé pour les différents planchers de TSØ5 (15×15) cm²

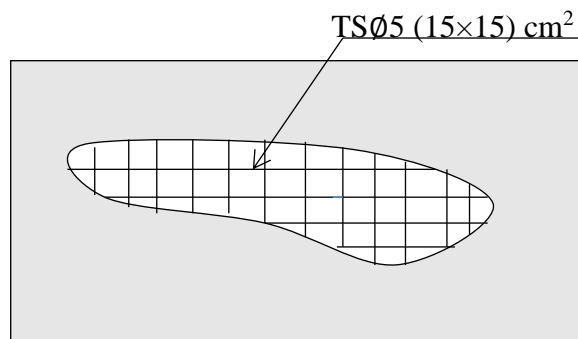


Figure III.8 : Schéma de ferraillage de la dalle de compression.

III.2.3. Dalle pleine de Balcon :

Les balcons sont des éléments décoratifs dans les bâtiments à usage d'habitation, ils sont constitués de dalle pleine dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Ils sont calculés comme des consoles encastrées, soumise à son poids propre et à une charge d'exploitation et aussi le poids propre du mur. On adopte une épaisseur : (h =15 cm)

III.2.3.1. Les Types des balcons:

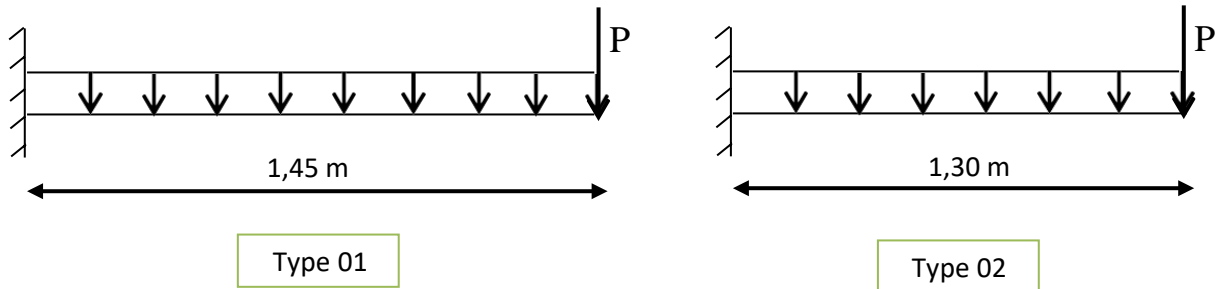


Figure III.9 : Schéma statique des balcons.

P : Charge des murs (Force concentrée)

Donc on prend **type 1** comme un exemple de calcul et on pose les résultats trouvés de autre type dans un tableau récapitulatif.

III.2.3.2. Combinaisons d'action:

Tableau III.11 : Charge et surcharge au niveau du balcon.

G (KN/m ²)	Q(KN/m ²)	Bande (ml)	ELU (KN/ml) (1,35G+1,5Q)×1ml	ELS (KN/ml) (G+Q)×1ml
5,14	3,5	1	12,19	8,64

Tableau III.12 : Charge de mur au niveau du balcon.

G (KN/m ²)	La hauteur (m)	ELU (KN/ml) (1,35G)×1,1	ELS (KN/ml) G×1,1
1,62	1,10	2,41	1,78

III.2.3.3. Calcule moment et effort tranchant :

ELU :

$$0 < x < 1,45$$

$$M(x) = -q_u \frac{x^2}{2} - P_u \cdot x \rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1,45) = -16,30 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = q_u \cdot x + P_u \rightarrow \begin{cases} T(0) = 2,41 \text{ KN} \\ T(1,45) = 20,08 \text{ KN} \end{cases}$$

ELS :

$0 < x < 1,45$

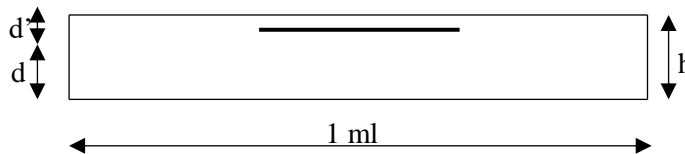
$$M(x) = -q_s \frac{x^2}{2} - P_s \cdot x \rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1,45) = -11,66 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = q_s x + P_s \rightarrow \begin{cases} T(0) = 1,78 \text{ KN} \\ T(1,45) = 14,31 \text{ KN} \end{cases}$$

III.2.3.4 Calcul du ferrailage :

En considère le balcon comme une poutre en console soumise à la flexion simple et le calcul se fait par une bande de 1 ml.

$$\begin{cases} h = 15 \text{ cm} \\ d' = 0,1h = 1,5 \text{ cm} \\ d = 0,9h = 13,5 \text{ cm} \end{cases}$$



ELU :

$M_{u \max} = 16,30 \text{ KN.m}$

$\mu = M_{u \max} / b \times d^2 \times f_{bc} = 0,01630 / 1 \times (0,135^2) \times 14,17$

$\mu = 0,063 < \mu_R = 0,392 \text{ (FeE 400)}$

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

La section est à simple armature

$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{(1 - 2\mu_u)}) = 1,25 (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,063)}) = 0,081$

$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,135(1 - 0,4 \times 0,081) = 0,1306 \text{ m}$

$$A_{st} \geq \frac{Mu}{Z\sigma_{st}} \rightarrow A_{st} \geq \frac{0,01630}{0,1306 \times 347,826} = 3,58 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le choix est : **4T14=6,15 cm²/ml**

❖ condition non fragilité :

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

$A_{st} > 1,63 \text{ cm}^2 \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

❖ Armature de répartitions :

$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{6,15}{4} = 1,53 \text{ cm}^2$

Le choix est : **3T10 = 2,36 cm².**

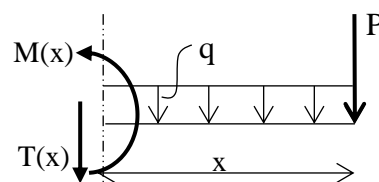
❖ Espacement :

B.A.E.L 91

$S_t \leq \min (3h ; 33 \text{ cm}) = \min (3 \times 15 ; 33) = 33 \text{ cm}$

$S_t = \frac{100 - (4 \times 1,4) - 3}{3} = 30,46 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \rightarrow$

condition vérifiée



ELS:

❖ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} - nA_{st}(d - x) = 0$$

$$50x^2 + 92,25x - 1245,37 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 507,52 \rightarrow x = 4,15 \text{ cm}$$

❖ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{st}(d - x)^2 \Rightarrow I = 10447,17 \text{ cm}^4 = 1,0447 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

❖ **Calcul des contraintes :**

✓ **Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{11,66 \times 10^{-3} \times 0,0415}{1,0447 \times 10^{-4}} = 4,63 \text{ MPa}$$

✓ **Acier :**

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s (d - x)}{I} = \frac{15 \times 11,66 \times 10^{-3} (0,135 - 0,0415)}{1,0447 \times 10^{-4}} = 156,53 \text{ MPa}$$

❖ **Calcul des contraintes admissibles :**

✓ **Béton :**

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

✓ **Acier :**

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa} \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

❖ **Vérification :**

$$\sigma_{bc} = 4,63 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = 156,53 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d} \leq \overline{\tau}_u$$

$$\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{20,08 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 0,148 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de la nécessité d'armatures transversales :**

D'après le (C.B.A.93) et (BAEL,91), le balcon ne nécessite aucune armature transversale si :

$$\text{La contrainte tangente vérifiée : } \tau_u \leq \overline{\tau}_u$$

$$\tau_u = 0,148 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 0,07 \times f_{c28} \gamma_b = 0,07 \times 25 \times 1,5 = 2,62 \text{ MPa}$$

Donc : Le balcon ne nécessite aucune armature transversale.

❖ **Vérification la flèche :**

Si les conditions suivantes sont satisfaites, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \dots \dots \dots \text{(condition vérifiée).} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \rightarrow \dots \dots \text{(condition vérifiée).} \\ \frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \dots \dots \text{(condition vérifiée).} \end{array} \right.$$

- Les trois conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.2.3.5. Calcul du contre poids :

Pour assurer un bon équilibre il faut que le poids de la console et du contre poids soient égaux :

$$P_{\text{(Balcon)}} = e_{\text{(Balcon)}} \times L_{\text{(Balcon)}} \times \gamma b = 0,15 \times 1,45 \times 25 = 5,43 \text{ KN/ml}$$

$$P_{\text{(Contrepoids)}} = e_{\text{(Plancher)}} \times L_{\text{(Plancher)}} \times \gamma b = 0,25 \times 25 \times L_{\text{(Plancher)}} = 6,25 L_{\text{(Plancher)}}$$

$$P_{\text{(Balcon)}} = P_{\text{(Contrepoids)}} \rightarrow 5,43 \text{ KN/ml} = 6,25 L_{\text{(Plancher)}}$$

$$L_{\text{(Plancher)}} = 0,86\text{m} \rightarrow \text{On adopte un contrepoids de } \mathbf{1 \text{ m}}$$

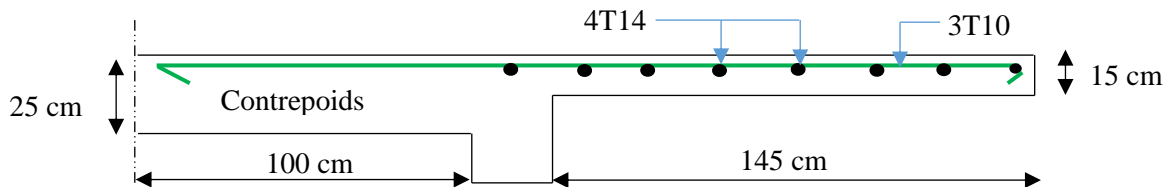


Figure III.10 : Ferrailage du balcon.

III.2.3.6. Récapitulation du ferrailage de la dalle pleine balcon :

Tableau III.13 : Tableau de ferrailages des différences type du balcon.

Les types	Armature longitudinal (cm ² /ml)		Armature de répartition (cm ² /ml)	
	A _{st} calculé	A _{st} choisi	A _r calculé	A _r choisi
Type 1	3,58	4T14=6,15	1,53	3T10=2,36
Type 2	3,30	4T14=6,15	1,15	3T10=2,36

III.3. Etude de l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural entourant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection contre l'infiltration des eaux pluviales et il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments.

Il est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse, soumis à son Poids propre(G), à une force latérale Fp due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

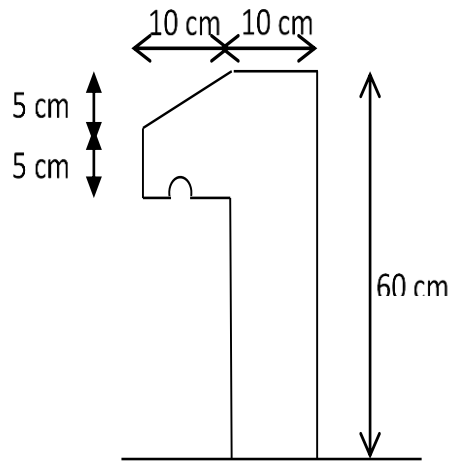


Figure III.11. Dimension de l'acrotère

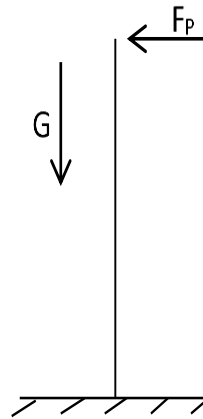


Figure III.12. Schéma statique

-Hypothèse de calcul :

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire.

III.3.1. Evaluation des charges :

-La surface : $S = 0,0675 \text{ m}^2$

- Poids propre : $G_1 = \gamma_{\text{béton}} \times S = 25 \times 0,0675 = 1,6875 \text{ KN}$
- Poids d'enduit extérieur (ciment : $e = 2\text{cm}$) $G_2 = 0,4 \text{ KN}$
- Poids d'enduit intérieur (ciment : $e = 2\text{cm}$) $G_3 = 0,36 \text{ KN}$

-Le poids total : $W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 2,45 \text{ KN}$

-La charge due à la main courante : $Q = 1 \text{ KN}$

-La force sismique horizontale F_p qui est donnée par la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad (\text{RPA99/V2003 Article 6.2.3})$$

Avec :

A: Coefficient d'accélération en fonction de la zone (groupe d'usage 2, zone I, $A = 0,1$).

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

W_p : Poids total de l'acrotère.

Donc : $F_p = 4 \times 0,1 \times 0,8 \times 2,45 = 0,78 \text{ KN}$

ELU :

$$N_u = 1,35 \times W_p = 1,35 \times 2,45$$

$$N_u = 3,30 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,5 \times F_p \times h$$

$$M_u = 0,702 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul de l'excentricité :**

$$e = M_u / N_u \rightarrow e = 0,702 / 3,3 \rightarrow e = 0,213 \text{ m}$$

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

$e > h/6 \rightarrow$ La section est partiellement comprimée, parce que le centre de pression est appliqué à l'extérieur du noyau central.

III.3.2. Calcul du ferrailage :

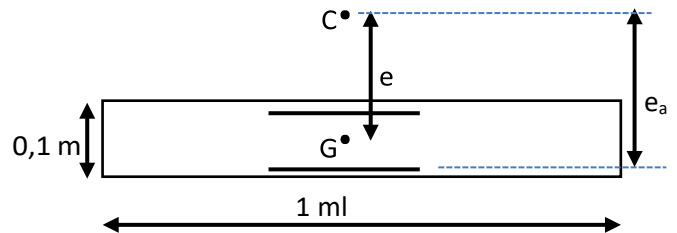
a. Ferrailage longitudinales:

$$M_a = N_u \times e_a \quad \text{avec } e_a = e + (h/2 - d') = 0,25 \text{ m}$$

$$M_a = 3,3 \times 0,25 = 0,825 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = M_a / b \times d^2 \times f_{bc} = 0,000825 / 1 \times 0,09^2 \times 14,17$$

$$\mu_u = 0,0072 < \mu_R = 0,392$$



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

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0072}) = 0,0903$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,09(1 - 0,4 \times 0,0903) = 0,0867 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left[\frac{M_a}{Z} - N_u \right] = \frac{1}{347,83} \left[\frac{0,825 \times 10^{-3}}{0,0867} - 3,3 \times 10^{-3} \right] = 1,78 \times 10^{-5} \text{ m}^2$$

$$A_{st} = 0,178 \text{ cm}^2.$$

-La condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} = 0,23 \times 1 \times 0,09 \times 2,1 / 400 = 1,0867 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{min} = 1,086 \text{ cm}^2$$

Les choix est de : **4T10 = 3,14 cm²**.

a. Les armatures de répartition :

$$A_r = A_{st} / 4 = 3,14 / 4 = 0,785 \text{ cm}^2$$

On prend : **3T10 = 2,35 cm²** et (st=15 cm)

✚ ELS :

$$N_s = W_p = 2,45 \text{ KN}$$

$$M_s = F_p \times h$$

$$M_s = 0,468 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul de l'excentricité :**

$$e = M_s / N_s = 0,468 / 2,45 = 0,19 \text{ m}$$

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

$$p = -3 \times \left(0,19 - \frac{0,1}{2} \right)^2 + \frac{6 \times 15 \times 3,14 \times 10^{-4}}{1} \times \left(0,19 - \frac{0,1}{2} + 0,09 \right) = -0,0652 \text{ m}^2$$

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

$$q = 2 \times \left(0,19 - \frac{0,1}{2} \right)^3 - \frac{6 \times 15 \times 3,14 \times 10^{-4}}{1} \times \left(0,19 - \frac{0,1}{2} + 0,09 \right)^2 = 0,003993 \text{ m}^3$$

$$e_1 = \sqrt[3]{-p \times e - q} = \sqrt[3]{(-0,0652) \times 0,19 - 0,003993} = 0,21 \text{ m}$$

$$x = h/2 + e_1 - e = 0,1/2 + 0,21 - 0,19 = 0,07 \text{ m}$$

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

$$\delta = \frac{1 \times 0,07^2}{2} - 15 \times 3,14 \times 10^{-4} (0,09 - 0,07) = 2,35 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \cdot x}{\delta} = \frac{2,45 \times 10^{-3} \times 0,07}{2,35 \times 10^{-3}} = 0,07 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,07 \text{ Mpa.}$$

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

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$ ➔ **Condition vérifiée.**

$$\sigma_{st} = \frac{n N_s (d - x)}{\delta} = 15 \times \frac{2,45 \times 10^{-3} (0,09 - 0,07)}{2,35 \times 10^{-3}} = 0,78 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 0,78 \text{ Mpa.}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) \text{ Fissuration préjudiciable, avec : } \eta = 1,6$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min (266,66, 201,63)$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$ ➔ **Condition vérifiée.**

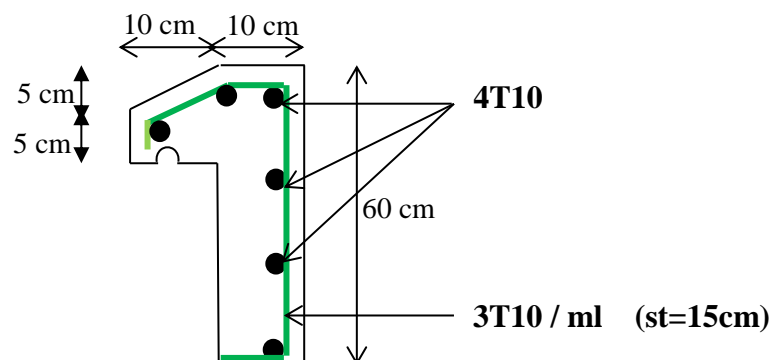


Figure III.13 : Ferrailage de l'acrotère.

III.4. Etude des escaliers :

III.4.1. Introduction :

L'escalier est un composant important qui permet de monter ou de descendre afin de changer de niveau. Il est composé d'un ensemble de marches ou de gradins, conçu de manière à être parcouru par les utilisateurs avec un minimum d'effort et maximum de sécurité. Les caractéristiques d'un escalier :

- Emmarchement : La largeur de la volée.
- Giron : largeur d'une marche.
- Paillasse : la dalle inclinée qui soutient les gradins.
- Palier : partie de plancher située aux deux extrémités d'une volée.
- Contre marche : partie verticale de la marche.

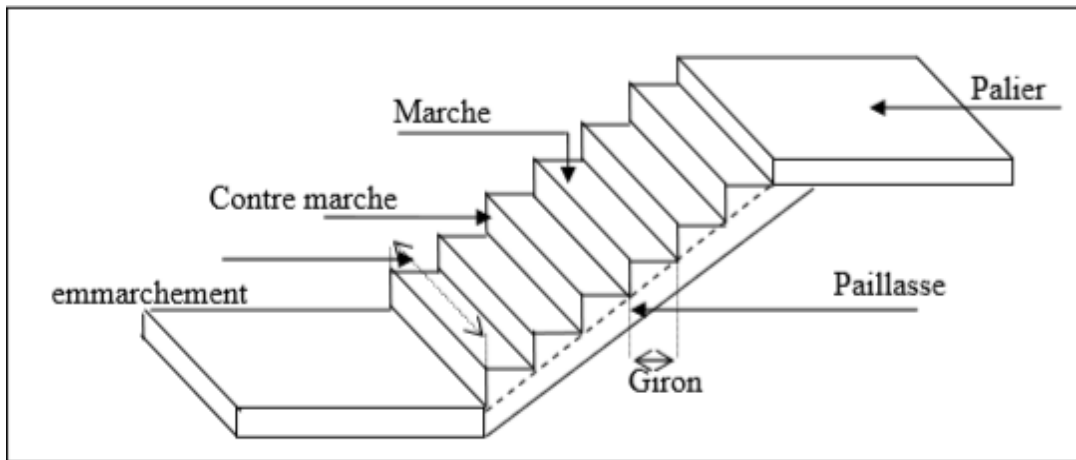


Figure III.14 : Schéma d'un escalier

III.4.2 Dimensionnement des escaliers :

Pour passer d'un étage à un autre facilement, on prend « h » entre 14

$$\text{et } 20 \text{ cm} : 14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$$

Et « g » entre le 22cm et 33cm : $22\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm}$

Pour vérifier que la condition convient, on utilise la formule empirique de « BLONDEL » :

$$g + 2h = m, \text{ Avec: } 59\text{cm} \leq m \leq 66\text{cm}$$

Dans ce cas nous avons :

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 17$$

$$\text{cm} \leq 20\text{cm} \leq 22$$

$$\text{cm} \leq g \leq 30$$

$$\text{cm} \leq 33\text{cm} \leq 59$$

$$\text{cm} \leq g + 2h =$$

$$64\text{cm} \leq 66\text{cm}$$

Donc on prend :

$$h = 17 \text{ cm} ; g = 30 \text{ cm}$$

Tableau III.14: Dimension d'escalier.

Niveaux	H(m)	h(m)	L _h (m)	n	n'	g(m)
RDC	3,06	0,17	2,40	18	17	0,30
les étages courants	3,06	0,17	2,40	18	17	0,30

H : hauteur de l'étage.

L_h : projection horizontale de la longueur totale de la volée.

h : hauteur de la marche.

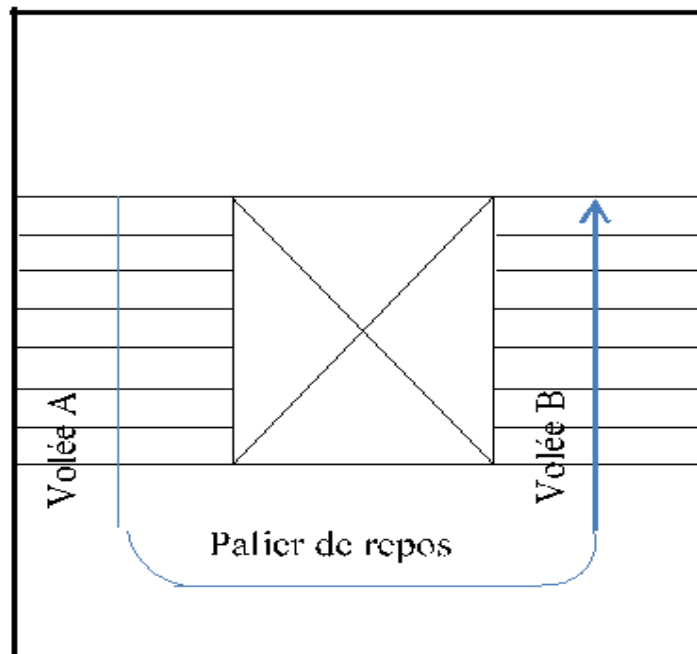
n : nombre de contre marches.

n' : nombre de marches.

g : largeur de la marche.

III.4.3. les Types d'escaliers :

Dans ce projet il existe un seul types d'escaliers.



Type 01

Figure III.15: type d'escalier

Tableau III.15: Les différents types d'escaliers.

Type	niveau	Les différentes volées	
Type 01	Les étages courants		
		Volée	Volée

➤ **L'inclinaison de la paillasse :**

$$\alpha = \arctg \left(\frac{H_v}{L_h} \right)$$

Avec :

H_v : la hauteur verticale de la volée.

$$\alpha = \arctg \left(\frac{1,53}{2,4} \right) = 32,51^\circ$$

a. L'épaisseur de la paillasse (e_v):

$$\frac{L_{\max}}{30} \leq e_v \leq \frac{L_{\max}}{20} \quad \text{Avec : } L_{\max} = 284 \text{ cm}$$

$$\frac{284}{30} \leq e_v \leq \frac{284}{20} \quad \rightarrow 9,46 \leq e_v \leq 14,2$$

On prend : $e_v = 15 \text{ cm}$.

➤ **L'épaisseur de palier (e_p):**

$$\frac{L_{\max}}{30} \leq e_v \leq \frac{L_{\max}}{20} \quad \text{Avec : } L_{\max} = 235 \text{ cm}$$

$$\frac{235}{20} \leq e_v \leq \frac{235}{15} \quad \rightarrow 11,75 \leq e_v \leq 15,66 \quad \text{On prend : } e_v = 15 \text{ cm.}$$

On prend: $e_v = e_p = 15 \text{ cm}$.

III.4.4. Evaluation des charges et surcharge des escaliers :

a. Palier :

Tableau III.16 : Evaluation des charges et des surcharges pour le palier.

Désignation	ep (cm)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
Revêtement en carrelage	2	22	0,44
Mortier de ciment	2	20	0,4
Mortier de pose (sable fin)	2	17,5	0,35
Poids propre du palier	15	25	3,75
Enduit en plâtre	2	10	0,2

➤ Charge permanente **G= 5,14 KN/m²**.

➤ Surcharge **Q=2,5 KN/m²**.

b. Paillasse:

Tableau III.17: Evaluation des charges et surcharges pour le paillasse.

Désignation	ep (cm)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
Revêtement en carrelage horizontal	2	22	0,44
Mortier de ciment horizontal	2	20	0,4
Mortier de pose (sable fin)	2	17,5	0,35
Revêtement en carrelage vertical	2	$22 \cdot \frac{h}{g}$	0,25
Mortier de ciment vertical	2	$20 \cdot \frac{h}{g}$	0,23
Poids propre de la marche	$\frac{17}{2}$	22	1,87
Enduit en plâtre	2	$10 / \cos \alpha$	0,237
Poids propre du paillasse	15	$25 / \cos \alpha$	4,44

➤ Charge permanente **G=8,22 KN/m²**.

➤ Surcharge **Q=2,5 KN/m²**.

III.4.5. Evaluation des sollicitations:

Sur une bande de 1 mètre on a :

Tableau III.18: Calcul des sollicitations.

Combinaison d'action	Paillasse (KN/m)	Palier (KN/m)
ELU	14,85	10,69
ELS	10,72	7,64

III.4.6. Ferrailage des escaliers :

Le calcul se fait manuellement et selon les conditions d'appuis : poutre simplement appuyé ou plus au moins encastrée. ($0,85M_0$ en travée et $0,5M_0$ en appuis).

La détermination des armatures se fait en prenant les moments fléchissant et les efforts tranchants maximum pour le calcul de type le plus défavorable, en prend comme un exemple de calcul : **type 1 (volée A)** .

Donnée : $b = 1\text{ml}$; $h = 15\text{cm}$; $d = 0,9h = 13,5\text{ cm}$.

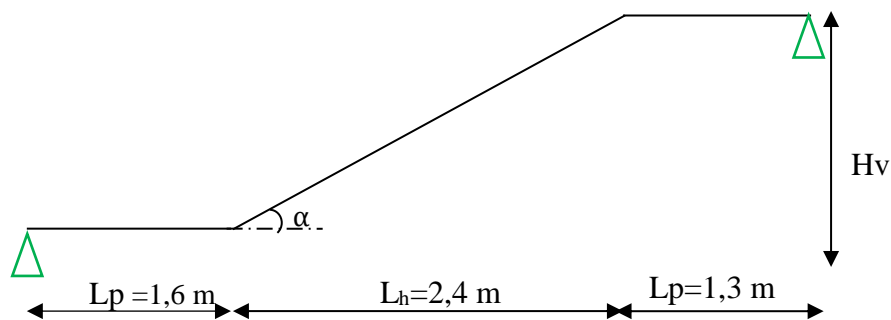
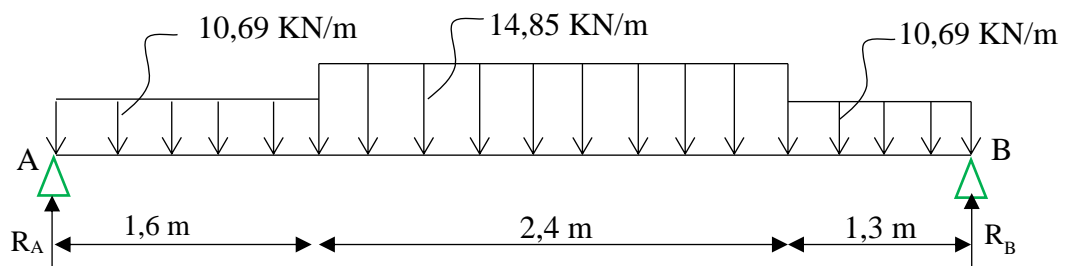


Figure III.16 : Schéma statique de la volée A.

III.4.6.1. Détermination des efforts internes des escaliers :

ELU :



$$\sum F_v = 0 \rightarrow R_A + R_B - (10,69 \times 1,6) - (14,85 \times 2,4) - (10,69 \times 1,3) = 0$$

$$R_A + R_B = 66,64 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = (10,69 \times 1,6 \times 0,8) + (14,85 \times 2,4 \times 2,8) + (10,69 \times 1,3 \times 4,65) - R_B \times 5,3$$

$$R_B = 33,6 \text{ KN} \quad R_A = 33,04 \text{ KN}$$

➤ **Le moment fléchissant et les efforts tranchants :**

$$0 < x < 1,6$$

$$M(x) = R_A x - 10,69 \times \frac{x^2}{2} \quad \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1,6) = 39,18 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_A - 10,69x \quad \begin{cases} T(0) = 33,04 \text{ KN} \\ T(1,6) = 15,94 \text{ KN} \end{cases}$$

$1,6 < x < 4$

$$M(x) = R_A x - 10,69 \times 1,6 \times (x - \frac{1,6}{2}) - 14,85 \times \frac{(x-1,6)^2}{2} \quad \begin{cases} M(1,6) = 39,18 \text{ KN.m} \\ M(4) = 34,65 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_A - 10,69 \times 1,6 - 14,85 \times (x-1,6) \quad \begin{cases} T(1,6) = 15,94 \text{ KN} \\ T(4) = -19,704 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_{\max}: \text{ si } T(x) = 0 \rightarrow x = 39,7 / 14,85 \rightarrow x = 2,67 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 47,73 \text{ KN.m}$$

$0 < x < 1,3$

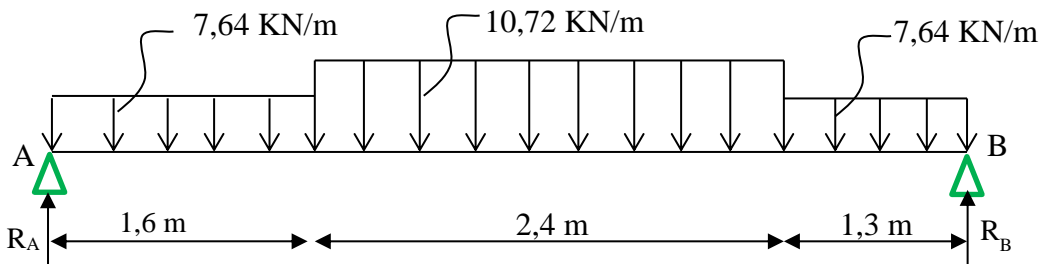
$$M(x) = R_B x - 10,69 \times \frac{x^2}{2} \quad \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1,3) = 34,65 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_B - 10,69x \quad \begin{cases} T(0) = 33,6 \text{ KN} \\ T(1,3) = 19,703 \text{ KN} \end{cases}$$

Donc : $M_{\max} = 47,73 \text{ KN.m}$ et $T_{\max} = 33,6 \text{ KN}$.

ELS :

Avec la même méthode on obtient :



$$\sum F_v = 0 \rightarrow R_A + R_B - (7,64 \times 1,6) - (10,72 \times 2,4) - (7,64 \times 1,3) = 0$$

$$R_A + R_B = 47,88 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = (7,64 \times 1,6 \times 0,8) + (10,72 \times 2,4 \times 2,8) + (7,64 \times 1,3 \times 4,65) - R_B \times 5,3$$

$$R_B = 24,15 \text{ KN} \quad R_A = 23,73 \text{ KN}$$

➤ **Le moment fléchissant et les efforts tranchants :**

$0 < x < 1,6$

$$M(x) = R_A x - 7,64 \times \frac{x^2}{2} \quad \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1,6) = 28,19 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_A - 7,64x \quad \begin{cases} T(0) = 23,73 \text{ KN} \\ T(1,6) = 11,51 \text{ KN} \end{cases}$$

$$1,6 < x < 4$$

$$M(x) = R_A x - 7,64 \times 1,6 \times \left(x - \frac{1,6}{2}\right) - 10,72 \times \frac{(x-1,6)^2}{2} \quad \begin{cases} M(1,6) = 28,19 \text{ KN.m} \\ M(4) = 24,93 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_A - 7,64 \times 1,6 - 10,72 \times (x-1,6) \quad \begin{cases} T(1,6) = 11,51 \text{ KN} \\ T(4) = -14,22 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_{\max}: \text{ si } T(x) = 0 \quad \rightarrow \quad x = 28,658 / 10,72 \quad \rightarrow \quad x = 2,67 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 34,36 \text{ KN.m}$$

$$0 < x < 1,3$$

$$M(x) = R_B x - 7,64 \times \frac{x^2}{2} \quad \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1,3) = 24,93 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_B - 7,64 \times x \quad \begin{cases} T(0) = 24,15 \text{ KN} \\ T(1,3) = 14,22 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } M_{\max} = 34,36 \text{ KN.m et } T_{\max} = 24,14 \text{ KN.}$$

III.4.6.2. Calcul des armatures longitudinales à ELU :

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

Avec : $b = 1 \text{ ml}$; $h = 0,15 \text{ m}$; $d = 0,135 \text{ m}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $F_e = 400 \text{ MPa}$; $\sigma_{st} = 347,82 \text{ MPa}$;

$f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $\mu_R = 0,392$; $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$; $M_{(\text{travée})} = 47,73 \text{ KN.m}$; $M_{(\text{appui})} = 39,18 \text{ KN.m}$

➤ En travée :

$$M_u (\text{travée}) = 47,73 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{47,73 \times 10^{-3}}{1 \times (0,135)^2 \times 14,17} = 0,185 < \mu_R = 0,392$$

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

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,185}) = 0,257$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,121 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{47,73 \times 10^{-3}}{0,121 \times 347,82} = 11,34 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

➤ En appui :

$$M_u (\text{appui}) = 39,18 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{39,18 \times 10^{-3}}{1 \times (0,135)^2 \times 14,17} = 0,151 < \mu_R = 0,392$$

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

La section est à simple armature.

- $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,151}) = 0,205$

- $z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,123 \text{ m}$

$$A_{st} = \frac{M_{\max}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{39,18 \times 10^{-3}}{0,123 \times 347,82} = 9,15 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

III.4.6.3.Choix des armatures et les espacements :

Armatures longitudinales : D'après C.B.A.93, le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est donné par :

-Condition non fragilité : $A_{st} \geq b \times d \times 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e}$ avec ($f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$)
 $A_{st} \geq 1,63 \text{ cm}^2$**Condition vérifiée.**

Tableau III.19 : Armateur longitudinal et espacement adopté.

Position	Choix d'Armateur	Espacement (cm)
	$A_{st} \text{ (cm}^2\text{)}$	
Travée	6T12 = 6,78	15
appui	6T12 = 6,78	15

-Armatures de répartition :

D'après le B.A.E.L.91. La quantité d'armatures de répartition dans le cas où il y a que des charges réparties est au moins égale à $A_{st}/4$

- En travée : $A_r=6,78/4 = 1,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$ → on prend $A_r = 4\text{T}10=3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$
- En appui : $A_r=6,78/4 = 1,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$ → on prend $A_r = 4\text{T}10=3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

✚ Vérification à ELS :

D'après (C.B.A.93) : Les escaliers sont protégés (couverts), ils sont soumis à des fissurations peu nuisibles et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$ Avec $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$
 $b = 1 \text{ m}$; $h = 0,15 \text{ m}$; $d = 0,135 \text{ m}$; $d' = 0,015 \text{ m}$; $F_e=400\text{MPa}$; $n = 15$

➤ **En travée :**

❖ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} - n \times A_{st} \times (d-x) = 0$$

$$\frac{100x^2}{2} - 15 \times 6,78 (13,5-x) = 0$$

$$50x^2 + 101,7x - 1372,95 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 533,79 \rightarrow x = 4,32 \text{ cm.}$$

❖ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \times A_{st} \times (d-x)^2$$

$$I = \frac{100(4,32)^3}{3} + 15 \times 6,78 (13,5-4,32)^2 \rightarrow I = 11257,88 \text{ cm}^4$$

❖ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{34,36 \times 10^{-3} \times (4,32) \times 10^{-2}}{11257,88 \times 10^{-8}} = 13,18 \text{ MPa.}$$

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow$ **Condition vérifiée**

➤ **En appui :**

❖ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} - n \times A_{st} \times (d-x) = 0$$

$$\frac{100x^2}{2} - 15 \times 6,78 (13,5-x) = 0$$

$$50x^2 + 101,7x - 1372,95 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 533,79 \rightarrow x = 4,32 \text{ cm.}$$

❖ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \times A_{st} \times (d-x)^2$$

$$I = \frac{100(4,32)^3}{3} + 15 \times 6,78 (13,5 - 4,32)^2 \rightarrow I = 11257,88 \text{ cm}^4.$$

❖ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{28,19 \times 10^{-3} \times (4,32) \times 10^{-2}}{11257,88 \times 10^{-8}} = 10,81 \text{ MPa.}$$

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

❖ **Vérification au cisaillement :**

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

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{0,0336}{1 \times 0,135} = 0,248 \text{ MPa} \quad \text{avec } T_u : \text{L'effort tranchant à ELU.}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \overline{\tau}_u \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

❖ **Vérification de la nécessité d'armateurs transversales :**

D'après le (C.B.A) et (BAEL), l'escalier ne nécessite aucune armateur transversale si :

La contrait tangentielle vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \overline{\tau}_u$

$$\text{Avec } \overline{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 11,16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,248 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \overline{\tau}_u \rightarrow$ donc : L'escalier ne nécessite aucune armature transversale.

III.4.7. Schéma de ferrailage :

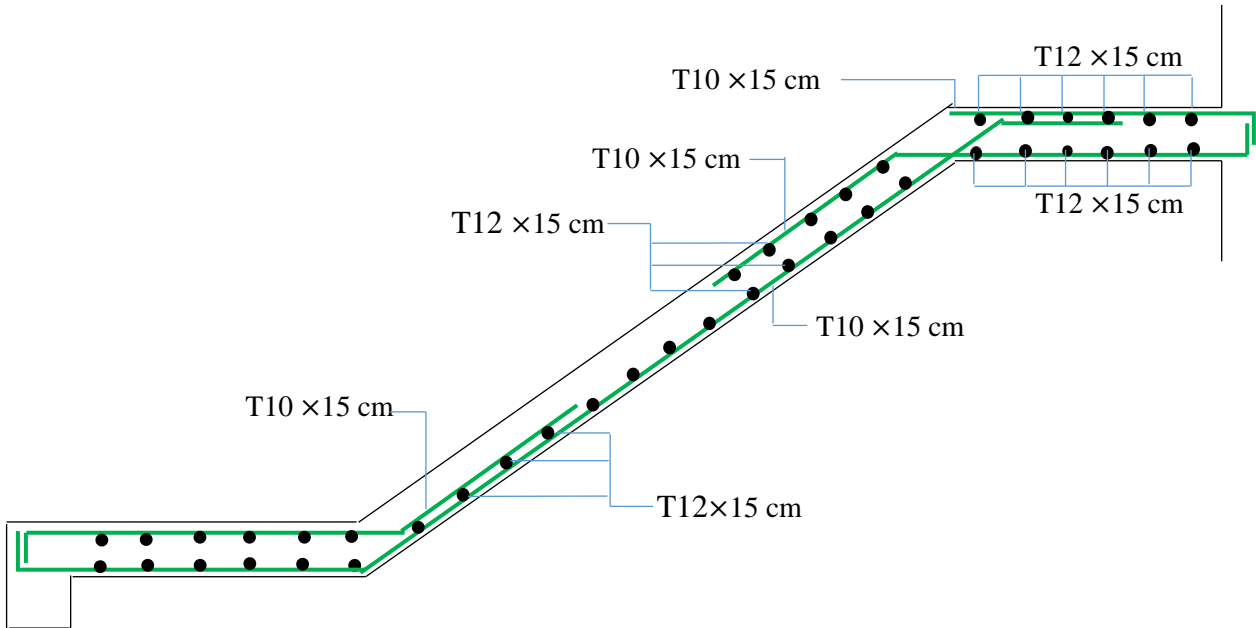


Figure III.17: Ferrailages longitudinales et de répartitions.

Tableau III.20 : Ferrailage adopté dans les déférences types d'escaliers.

Type d'escalier	Armateur longitudinale (cm ²)				Armateur de répartition (cm ²)			
	Ast calculé		Ast Choisie		Ast calculé		Ast choisie	
	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui
Type1	1,63	1,63	6T12	6T12	1,70	1,70	4T10	4T10

III.5. L'ascenseur :

III.5.1. Introduction :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans lesquelles l'utilisation des escaliers devient très fatigant. Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique; le contre poids; les câbles).

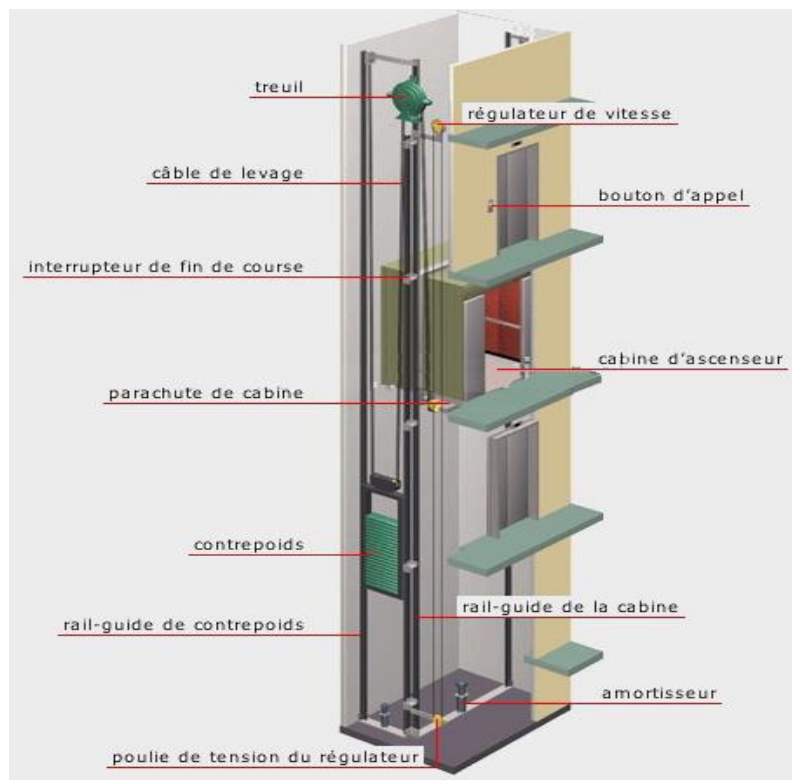


Figure III-18 : Schéma d'un ascenseur.

III.5.2. Caractéristiques de la machine :

Dans notre structure, nous avons choisi un ascenseur à traction à câbles, il est disponible dans le marché algérien, et il est constitué de :

- Une cabine : La cabine est l'habitacle dans lequel les usagers voyagent, elle est disposée sur un noyau d'ascenseur et glisse verticalement sur des câbles. La cabine a une capacité de huit personnes.
- Un contrepoids : Le contrepoids est une masse inerte (Acier) posée sur un étrier, il est utilisé pour contrebalancer le poids de la cabine. Le contrepoids facilite la manœuvre des charges lourdes dans la poulie.

- Une machine : La machine de l'ascenseur est constituée de plusieurs éléments : (Moteur ; Treuil ; Châssis ; Poulie ; Limiteur de vitesse ; Câbles ; Parachute...). La machine repose sur un châssis de quatre pieds de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$ /1pied.
- Accessoires : Y compris les armoires de commandes.

III.5.3. Combinaisons des charges : D'après le (C.B.A.93) :

Les combinaisons fondamentales sont :

ELU : $1,35 G + 1,5 Q$

ELS : $G + Q$

III.5.4. Charges et surcharges supportées par la dalle :

La dalle reprend deux types de charges, une charge répartie dû à son poids propre et une charge concentrée due à la machine.

III.5.4.1. Charge et surcharge de la machine :

D'après les normes européennes (EN 81-20 et EN 81-50) et d'après la fiche technique de l'ascenseur qu'on a choisi (GEARLESS.maGO), les charges et les surcharges de la machine sont résumées dans le tableau ci-dessous.

➤ **Charge d'exploitation :**

Dans notre structure on utilise un ascenseur pour huit(8) personnes. Alors le poids estimatif pour ce nombre de personnes est de 630kg. (**Q=630kg**)

➤ **Charge permanentes :**

Tableau III.21 : Charges permanentes de la machine.

Les composantes	$G_{\text{(machines)}} \text{ (kg)}$
Moteur	300
Treuil	500
Châssis	100
Limiter de vitesse	50
Cabine vide	700
Etrier	100
Câble	50
Accessoire	50
Contre poids	1017,50
	$\Sigma = 2867,50$

➤ **Combinaison des charges de la machine :**

ELU : $P_U = (1,35 \times 28,675) + (1,5 \times 6,3) = 48,16 \text{ KN/m}^2$

ELS : $P_S = 28,675 + 6,3 = 34,98 \text{ KN/m}$

III.5.4.2. Charge et surcharge de la dalle :

➤ **Dimensionnement de la dalle :**

La dalle est appuyé sur leur pourtour avec : ($L_x = 2 \text{ m}$) ; ($L_y = 2,1 \text{ m}$)

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2}{2,1} = 0,95$$

$\alpha = 0,95 > 0,4 \rightarrow$ (La dalle portant dans les deux sens (x ,y)).

- $h \geq \frac{L_x}{40} \rightarrow h \geq \frac{2}{40} \rightarrow h \geq 0,5 \rightarrow$ Selon la condition de résistance.
- $h \geq 11 \text{ cm} \rightarrow$ Selon la condition de coupe-feu pendant 2 heures.
- $h \geq 15,00 \text{ cm} \rightarrow$ D'après C.B.A.93.

La dalle reprend des charges très importantes, donc on adopte une épaisseur de (21 cm), et on utilise un revêtement (Carrelage) pour que les conditions du poinçonnement doivent vérifiées.

➤ **Charges et surcharges de la dalle :**

Tableau III.22 : Charges et surcharge de la dalle.

Désignation	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)
Carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	20	0,03	0,60
Lit de sable	18	0,02	0,36
Enduit en plâtre	10	0,02	0,2
Dalle pleine en (B.A) 20cm	25	0,2	5,00
			$\Sigma=6,60$

- charge permanente (poids propre) $\rightarrow G=6,60 \text{ KN/m}^2$.
- Charge d'exploitation (Réparation et travaux d'entretien) $\rightarrow Q=1 \text{ KN/m}^2$.

➤ **Combinaison des charges de la dalle :**

ELU : $P'_U = (1,35 \times 6,60) + (1,5 \times 1,00) = 10,41 \text{ KN/m}^2$

ELS : $P'_S = 6,60 + 1,00 = 7,60 \text{ KN/m}^2$

III.5.5. Moments fléchissant :

III.5.5.1. Sous la charge répartie : D'après C.B.A.93 :

Avec : ($L_x = 2 \text{ m}$) ; ($L_y = 2,1 \text{ m}$) ; ($P_{U1} = 10,41 \text{ KN/m}^2$) ; ($P_{S1} = 7,60 \text{ KN/m}^2$).

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2}{2,1} = 0,95 > 0,4 \rightarrow$$
 (La dalle portant dans les deux sens (x,y)).

D'après l'ANNEXE 1 de C.B.A.93 : Pour la valeur de ($\alpha = 0,95$), on adopte :

Tableau III-23 : les valeurs de μ_x et μ_y

α	ELU ($v=0$)		ELS ($v=0,2$)	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,95	0,041	0,887	0,048	0,923

❖ Calcul à ELU :

Sens (x-x) : $M_{xu'} = \mu_x \times P_{U1} \times (Lx)^2 = 0,041 \times 10,41 \times (2)^2 = 1,70724 \text{ KN.m}$

Sens (y-y) : $M_{yu'} = \mu_y \times M_{xu1} = 0,887 \times 1,70724 = 1,51 \text{ KN.m}$

❖ Calcul à ELS :

Sens (x-x) : $M_{xs'} = \mu_x \times P_{s1} \times (Lx)^2 = 0,048 \times 7,60 \times (2)^2 = 1,4592 \text{ KN.m}$

Sens (y-y) : $M_{ys'} = \mu_y \times M_{xs1} = 0,923 \times 1,4592 = 1,346 \text{ KN.m}$

III.5.5.2. Sous la charge concentrée :

Pour calculer les moments de flexion sous charge concentrée, on utilise l'une des méthodes PIGEAU qui nécessite le calcul de la zone d'impact.

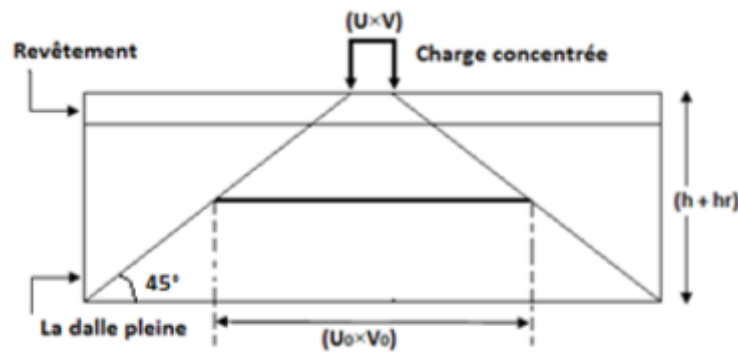


Figure III.19 : Zone d'impact.

La machine est placée sur un châssis de quatre pieds, le châssis est posé au centre de la dalle pleine.

D'après la fiche technique, les dimensions du châssis sont présentées dans la figure suivante :

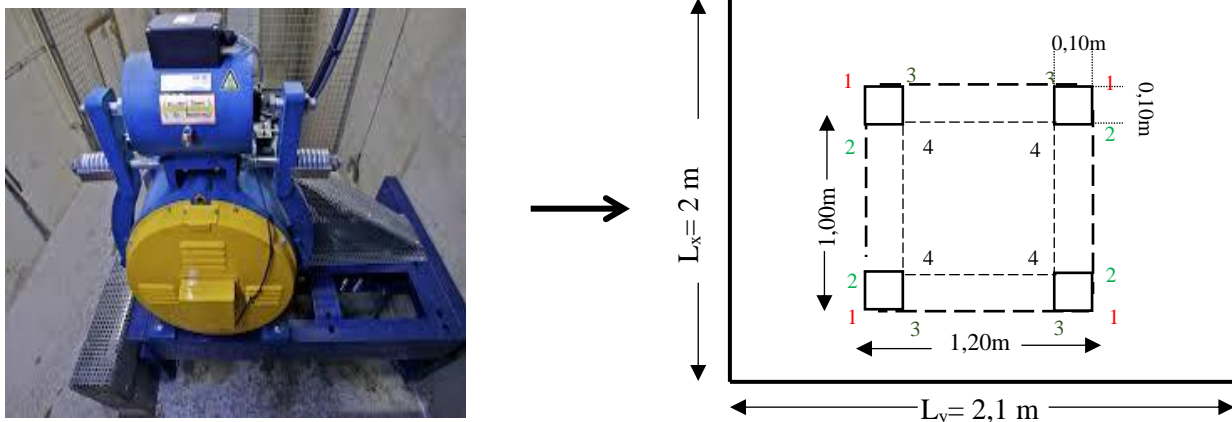
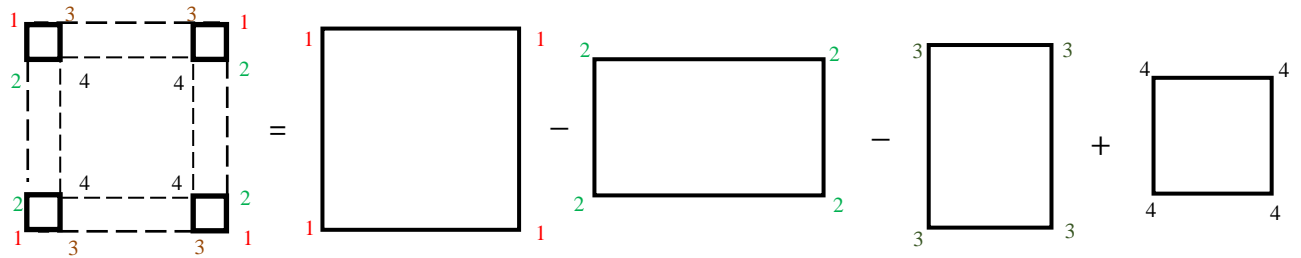


Figure III.20 : Dimensions de la charge concentrée.

On prend quatre panneaux, (Panneau 1-1) ; (Panneau 2-2) ; (Panneau 3-3) ; (Panneau 4-4) La valeur du moment fléchissant devient :



$$M_x = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} \quad \text{et} \quad M_y = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4}$$

-Exemple de calcul: On prend comme exemple de calcul **le panneau (1.1)**.

❖ **ELU :** (U = 1,00 m) ; (V = 1,20 m) ; (h_(La dalle) = 0,21 m) ; (h_(Revêtement) = 0,05 m)

P_u (La machine) = 48,16 KN / S_(4 Pieds) → (Charge répartie).

$$S_{(4 Pieds)} = (4 \times 0,1 \times 0,1) = 0,04 \text{ m}^2$$

$$P_u \text{ (La machine)} = \frac{48,16}{0,04} = 1204 \text{ KN/m}^2$$

$U_0 = U + h_{(La dalle)} + 1,5 \times h_{(Revêtement)}$ → Cas d'un revêtement souple.

$$U_0 = 1,00 + 0,21 + 1,5 \times (0,05) = 1,285 \text{ m}$$

$V_0 = V + h_{(La dalle)} + 1,5 h_{(Revêtement)}$ → Cas d'un revêtement souple.

$$V_0 = 1,20 + 0,21 + 1,5 \times (0,05) = 1,485 \text{ m}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{2}{2,1} = 0,95 \quad \rightarrow \text{On utilise l'abaque 2 pour la détermination des moments (M1 ; M2)}$$

$$\frac{U_0}{L_x} = \frac{1,285}{2} = 0,64 \quad \rightarrow \quad \{ M_1 = 7 \times 10^{-2} \} \quad \text{et} \quad v = 0 \text{ à (ELU)}$$

$$\frac{V_0}{L_y} = \frac{1,485}{2,1} = 0,7 \quad \rightarrow \quad \{ M_2 = 6,7 \times 10^{-2} \} \quad \text{et} \quad v = 0 \text{ à (ELU)}$$

$$P_{u1} = P_u \text{ (machine)} \times U \times V = 1204 \times 1,00 \times 1,20 = 1444,8 \text{ KN}$$

$$M_{xu1} = (M_1 + v \times M_2) \times P_u = 0,07 \times 1444,8 = 101,136 \text{ KN.m}$$

$$M_{yu1} = (M_2 + v \times M_1) \times P_u = 0,067 \times 1444,8 = 96,80 \text{ KN.m}$$

❖ **ELS :** (U = 1,00 m) ; (V = 1,20 m) ; (h_(La dalle) = 0,21 m) ; (h_(Revêtement) = 0,05)

P_s (La machine) = 34,98 KN / S_(4 Pieds) → (Charge répartie)

$$S_{(4 Pieds)} = (4 \times 0,1 \times 0,1) = 0,04 \text{ m}^2$$

$$P_s \text{ (La machine)} = \frac{34,98}{0,04} = 874,5 \text{ KN/m}^2$$

$$U_0 = 1,00 + 0,21 + 1,5 \times (0,05) = 1,285 \text{ m}$$

$$V_0 = 1,20 + 0,21 + 1,5 \times (0,05) = 1,485 \text{ m}$$

$$\frac{U_0}{L_x} = \frac{1,285}{2} = 0,64 \rightarrow \{ M_1 = 7 \times 10^{-2} \} \text{ et } v = 2 \text{ à (ELS)}$$

$$\frac{U_0}{L_y} = \frac{1,485}{2,1} = 0,7 \rightarrow \{ M_2 = 6,7 \times 10^{-2} \} \text{ et } v = 2 \text{ à (ELU)}$$

$$P_{s1} = P_{S(\text{machine})} \times U \times V = 874,5 \times 1,00 \times 1,20 = 1049,4 \text{ KN}$$

$$M_{xs1} = (M_1 + v \times M_2) \times P_s = (0,07 + (0,2 \times 0,067)) \times 1049,4 = 87,52 \text{ KN.m}$$

$$M_{ys1} = (M_2 + v \times M_1) \times P_s = (0,067 + (0,2 \times 0,07)) \times 1049,4 = 85 \text{ KN.m}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant:

Tableau III.24 : Résultats de calcul.

panneau	U (m)	V (m)	U ₀ (m)	V ₀ (m)	U ₀ /L _x	V ₀ /L _y
(1-1)	1,00	1,20	1,285	1,485	0,64	0,7
(2-2)	0,80	1,20	1,085	1,485	0,54	0,7
(3-3)	1,00	1,00	1,285	1,285	0,64	0,61
(4-4)	0,80	1,00	1,085	1,285	0,54	0,61

Panneau	M ₁ ×10 ⁻²	M ₂ ×10 ⁻²	ELU			ELS		
			P _{ui} (KN)	M _{xi} (KN.m)	M _{yi} (KN.m)	P _{si} (KN)	M _{xi} (KN.m)	M _{yi} (KN.m)
(1-1)	0,07	0,067	1444,8	101,136	96,80	1049,4	87,52	85
(2-2)	0,078	0,071	1155,84	90,155	82,064	839,52	77,4	72,7
(3-3)	0,073	0,075	1204	87,89	90,30	874,5	76,956	78,35
(4-4)	0,080	0,078	963,2	77,04	75,114	699,6	66,88	65,76

$$\text{ELU: } M_{xu} = M_{xu1} - M_{xu2} - M_{xu3} + M_{xu4} = 101,136 - 90,155 - 87,89 + 77,04 = 0,131 \text{ KN.m}$$

$$M_{yu} = M_{yu1} - M_{yu2} - M_{yu3} + M_{yu4} = 96,80 - 82,064 - 90,30 + 75,114 = -10,45 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS: } M_{xs} = M_{xs1} - M_{xs2} - M_{xs3} + M_{xs4} = 87,52 - 77,4 - 76,956 + 66,88 = 0,044 \text{ KN.m}$$

$$M_{ys} = M_{ys1} - M_{ys2} - M_{ys3} + M_{ys4} = 85 - 72,7 - 78,35 + 65,76 = -0,29 \text{ KN.m}$$

III.5.5.3. Superposition des moments fléchissant :

La dalle est soumise à deux types de chargement, donc on fait une superposition des moments fléchissant.

ELU :

$$M_{XU} = M_{xu'} + M_{xu} = 1,70724 + 0,131 = 1,83 \text{ KN.m}$$

$$M_{YU} = M_{yu'} + M_{yu} = 1,51 - 10,45 = -8,94 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$M_{XS} = M_{xs'} + M_{xs} = 1,4592 + 0,044 = 1,5032 \text{ KN.m}$$

$$M_{YS} = M_{ys'} + M_{ys} = 1,346 - 0,29 = 1,056 \text{ KN.m}$$

II.5.5.4. Calcul des moments fléchissant réels:

D'après C.B.A.93 : Lorsqu'il s'agit de la portée principale, On doit vérifier la condition :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25 M_x$$

❖ **ELU :**

Sens (x-x) : $M_{XU} = 1,83 \text{ KN.m}$

Moment en appui : $M_{w,e}^x \geq (0,5 \times 1,83)$ On prend : $M_{w,e}^x = 1 \text{ KN.m}$

Moment en travée : $M_t^x \geq (0,85 \times 1,83)$ On prend : $M_t^x = 1,6 \text{ KN.m}$

➤ **Vérification de la condition :**

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25 M_x \rightarrow 1,6 + \frac{1+1}{2} \geq 1,25 \times 1,83$$

$$\rightarrow 2,6 \geq 2,2875 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sens (y-y) : $M_{YU} = -8,94 \text{ KN.m}$

Moment en appui : $M_{w,e}^y \geq 4,485$ On prend: $M_{w,e}^y = 5 \text{ KN.m}$

Moment en travée : $M_t^y \geq 7,599$ On prend : $M_t^y = 7,6 \text{ KN.m}$

➤ **Vérification de la condition :**

$$7,6 + \frac{5+5}{2} \geq 1,25 \times 4,966 \rightarrow 12,6 \geq 11,175 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **ELS :**

Sens (x-x) : $M_{XS} = 1,5032 \text{ KN.m}$

Moment en appui : $M_{w,e}^x \geq (0,5 \times 1,5032)$ On prend : $M_{w,e}^x = 1 \text{ KN.m}$

Moment en travée : $M_t^x \geq (0,85 \times 1,5032)$ On prend : $M_t^x = 1,3 \text{ KN.m}$

➤ **Vérification de la condition :**

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25 M_x \rightarrow 1,30 + \frac{1+1}{2} \geq 1,25 \times 1,5032$$

$$\rightarrow 2,3 \geq 1,879 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sens (y-y) : $M_{YS} = 1,056 \text{ KN.m}$

Moment en appui : $M_{w,e}^y \geq 0,528$ On prend: $M_{w,e}^y = 0,6 \text{ KN.m}$

Moment en travée : $M_t^y \geq 0,8976$ On prend : $M_t^y = 1 \text{ KN.m}$

➤ **Vérification de la condition :**

$$1 + \frac{0,6+0,6}{2} \geq 1,25 \times 1,056 \rightarrow 1,6 \geq 1,32 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Tableau III.25 : Moment fléchissant de la dalle pleine.

Sens	ELU		ELS	
	M _(Travée) (KN.m)	M _(Appui) (KN.m)	M _(Travée) (KN.m)	M _(Appui) (KN.m)
x-x	1,6	1	1,3	1
y-y	7,6	5	1	0,6

III.5.6. Armatures longitudinales : D'après le C.B.A.93 :

Les dalles pleines sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant, On détermine les sections des armatures longitudinales et on prend en compte les conditions de non fragilité dans le choix des armatures.

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow A_{st} \geq (0,23 \times 1 \times 0,189 \times 2,10 / 400) \rightarrow A_{st} \geq 2,28 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq 0,08 \% B \text{ (HA)} \rightarrow A_{st} \geq 0,08 \% (1 \times 0,21) \rightarrow A_{st} \geq 1,68 \text{ cm}^2$$

III.5.6.1. Calcul du ferrailage : On calcul pour une bande de 1ml

Avec : (b = 1,00 ml) ; (h = 0,21 m) ; (d = 0,9 × 0,21 = 0,189 m) ; (f_{c28} = 25 MPa)

(F_e = 400 MPa) ; (σ_{st} = 347,82 MPa) ; (f_{bc} = 14,17 MPa) ; (μ_R = 0,392)

➤ **En travée (Sens x-x) :**

$$\mu_u = \frac{1,6 \times 10^{-3}}{1 \times 0,189^2 \times 14,17} = 0,0316 < \mu_R = 0,392 \rightarrow \text{section simple armature (Asc = 0)}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,0316)}) = 0,04$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,186$$

$$A_{st} = \frac{M_U}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{1,6 \times 10^{-3}}{0,186 \times 347,82} = 0,247 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **En appui (Sens x-x) :**

$$\mu_u = \frac{1 \times 10^{-3}}{1 \times 0,189^2 \times 14,17} = 0,00197 < \mu_R = 0,392 \rightarrow \text{section simple armature (Asc = 0)}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,00197)}) = 0,0024$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,187$$

$$A_{st} = \frac{M_U}{z \times \sigma_{st}} = \frac{1 \times 10^{-3}}{0,187 \times 347,82} = 0,15 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

III.5.6.2.Choix de ferrailage :

Les résultats de calcul et le choix des armatures sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.26 : Récapitulation des résultats de ferrailage.

Sens	Calculé		Adopté	
	Ast (Appui) (cm ² /ml)	Ast (Travée) (cm ² /ml)	Ast (Appui) (cm ² /ml)	Ast (Travée) (cm ² /ml)
x-x	0,15	0,247	5T10=3,92/ml	5T10=3,92/ml
y-y	0,76	1,168	5T12=5,65/ml	5T12=5,65/ml

III.5.6.3. Calcul des espacements : D'après le C.B.A.93 :

Les espacements entre les armatures sont limités par les valeurs suivantes :

Tableau III.27 : Récapitulation des espacements.

direction	Espacement (adopté)	Espacement Max (Charge concentrée)	
x-x	20 cm	Min (2h ; 22 cm) = 22 cm	cv
y-y	20 cm	Min (3h ; 33 cm) = 33 cm	cv

III.5.7. Vérification à l'ELS: D'après (C.B.A.93) :

Les dalles pleines sont soumises à des fissurations peu nuisibles et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Même ferrailage adopté en appui et en travée, (x ; y) restent constants.

Avec : (b = 1 m) ; (h = 0,21 m) ; (d = 0,189 m) ; (d' = 0,021 m) ; (Fe=400MPa) ; (n = 15)

❖ **Position de l'axe neutre :** (Asc = 0) ; Ast = 5T12/ml = 5,65 cm²/ml

$$\frac{bx^2}{2} - n \times Ast (d-x) = 0$$

$$50 x^2 + 84,75 x - 1601,775 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 572,30 \rightarrow x = 4,87 \text{ cm}$$

❖ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \times Ast \times (d-x)^2$$

$$I = \frac{100 \times 4,87^3}{3} + (15) \times (5,65) \times (18,9 - 4,87)^2 \rightarrow I = 20532,31 \text{ cm}^4$$

❖ **Contrainte du béton :**

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

Tableau III.28 : Les contraintes dans le béton.

	Travail	Appui		
Sens	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
x-x	0,31	0,237	15	CV
y-y	0,237	0,142	15	CV

III.5.8. Vérification au poinçonnement :

Le Châssis est posé (appuyé) sur quatre appuis, risque de nous créer le poinçonnement au niveau de la dalle.

La charge totale ultime de la machine est de (48,24 KN).

La charge appliquée sur chaque appui est : $Q_u = \frac{48,16}{4} = 12,04 \text{ KN}$

Le règlement C.B.A.93 exige la condition suivante :

$$Q_u \leq 0,045 \times P_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

Avec : (h (Dalle) = 0,21 m) ; (h(Revêtement) = 0,05 m) ; (f_{c28} = 25 MPa) ; (γ_b = 1,50)

P_c : Périmètre du contour au niveau de feuillet moyen

(U ; V): Dimensions du pied de châssis (0,10 × 0,10) m²

$$U_0 = 0,10 + 0,21 + 1,5 \times (0,05) = 0,385 \text{ m}$$

$$V_0 = 0,10 + 0,21 + 1,5 \times (0,05) = 0,385 \text{ m}$$

$$P_c = 2 \times (U_0 + V_0) = 2 \times (0,385 + 0,385) = 1,54 \text{ m}$$

$$Q_u \leq 0,045 \times P_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b \rightarrow 12,04 \leq 0,045 \times 1,54 \times 0,21 \times \frac{25000}{1,5} \rightarrow 12,04 \leq 242,55$$

Donc: Le risque de poinçonnement n'existe pas.

III.5.9. Vérification de la nécessité d'armatures transversales :

D'après le (C.B.A.93) et (BAEL), La dalle ne nécessite aucun armatures transversales si :

- La dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur.
- La contrainte tangente vérifie : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

III.5.9.1. Calcul de la contrainte admissible : D'après (C.B.A.93) et (B.A.E.L) :

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,16 \text{ MPa}$$

III.5.9.2. Calcul de l'effort tranchant: D'après (B.A.E.L):

Lorsqu'agissent simultanément des charges réparties et des charges concentrées, on admet :

$$(V_X = V_x + V_a) \text{ et } (V_Y = V_y + V_b)$$

Avec : (V_x ; V_y) : Effort tranchant de la charge répartie à ELU.

(V_a ; V_b) : Effort tranchant de la charge concentrée à ELU.

$$\alpha = 0,95 > 0,4$$

❖ **Charge répartie :**

$$V_x = \frac{p'_u \times L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = \frac{10,41 \times 2}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,95}{2}} = 7,06 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{p'_u \times L_x}{3} = \frac{10,41 \times 2}{3} = 6,94 \text{ KN} < V_x$$

❖ **Charge concentrée :**

D'après le B.A.E.L.91, l'effort tranchant de la charge concentrée est donné par :

$$V_a = \frac{p}{2b+a} \quad \text{et} \quad V_b = \frac{p}{3b} \leq V_a$$

Nous avons quatre pieds, c'est-à-dire quatre charges concentrées, donc l'effort tranchant est donné

par la formule suivante : $V_a = V_{a1} - V_{a2} - V_{a3} + V_{a4}$ et $V_b = V_{b1} - V_{b2} - V_{b3} + V_{b4}$

$$V_{1a} = \frac{1204 \times 1,2 \times 1,2}{(2 \times 1,20) + 1} = 509,92 \text{ KN}$$

$$V_{2a} = \frac{1204 \times 1,2 \times 0,8}{(2 \times 1,20) + 0,8} = 361,2 \text{ KN}$$

$$V_{3a} = \frac{1204 \times 1 \times 1}{(2 \times 1) + 1} = 401,33 \text{ KN}$$

$$V_{4a} = \frac{1204 \times 1 \times 0,8}{(2 \times 1) + 0,8} = 344 \text{ KN}$$

$$V_a = 509,92 - 361,2 - 401,33 + 344 = \mathbf{91,39 \text{ KN}}$$

$$V_{1b} = \frac{1204 \times 1,2 \times 1,2}{(3 \times 1,20)} = 481,6 \text{ KN} \leq V_{1a}$$

$$V_{2b} = \frac{1204 \times 1,2 \times 0,8}{(3 \times 1,20)} = 321,06 \text{ KN} \leq V_{2a}$$

$$V_{3b} = \frac{1204 \times 1 \times 1}{(3 \times 1)} = 401,33 \text{ KN} = V_{3a}$$

$$V_{4b} = \frac{1204 \times 1 \times 0,8}{(3 \times 1)} = 321,06 \text{ KN} \leq V_{4a}$$

$$V_b = 481,6 - 321,06 - 401,33 + 321,06 = \mathbf{80,27 \text{ KN}}$$

III.5.9.3. Superposition des efforts tranchants:

$$V_X = V_x + V_a = 7,06 + 91,39 = 98,45 \text{ KN}$$

$$V_Y = V_y + V_b = 6,94 + 80,27 = 87,21 \text{ KN}$$

III.5.9.4. La contrainte tangente :

Avec : (b = 1ml) ; (d = 0,9h = 0,189 m)

$$\tau_{ua} = \frac{98,45 \times 10^{-3}}{1 \times 0,189} = 0,5208 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,16 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\tau_{ub} = \frac{87,21 \times 10^{-3}}{1 \times 0,189} = 0,4614 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,16 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.5.8.Schéma de ferrailage :

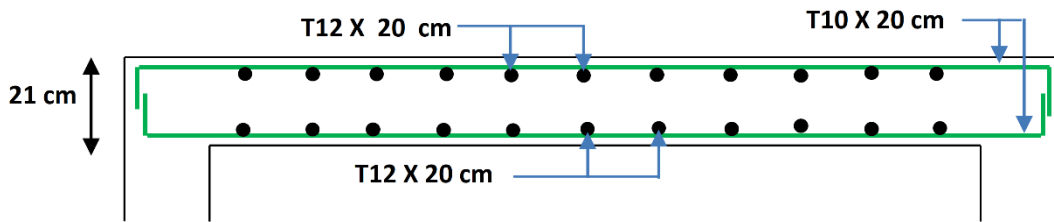


Figure III.21 : Ferrailage de la dalle machine

Chapitre IV:

ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. Introduction :

Le nord de l'Algérie est une région où de violents séismes peuvent se produire en provoquant des dégâts importants (matériels et humains), pour cela, pour les ouvrages courants, les objectifs ainsi visés consistent à doter la structure d'une rigidité, résistance et d'une ductilité suffisante pour limiter les dommages face à un séisme modéré, relativement fréquent, pour permettre à la structure de subir des déplacements inélastiques avec des dommages limités et sans effondrement.

IV.2. Objectif de l'étude dynamique :

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle est introduit en suite dans un programme de calcul dynamique, ce qui permet la détermination de ses modes propres de vibration et des efforts engendrés par l'action sismique.

IV.3. Les méthodes de calcul :

Le calcul de la force sismique globale à la base d'un bâtiment peut se faire à l'aide de trois méthodes :

IV.3.1. Méthode statique équivalente:

Dans cette méthode, le RPA99/ V2003 propose de remplacer les forces réelles dynamiques engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérées appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA99/V2003 (régularité en plan, régularité en élévation, etc.)

IV.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale :

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

IV.3.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

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

IV.4. Modélisation de la structure :

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

Le modèle dynamique, pour le calcul de l'ouvrage, est une console verticale infiniment rigide encastré à sa base (modèle brochette), dont les masses sont concentrées au niveau du centre de gravité de chaque niveau. Le logiciel utilisé est le SAP2000/V14 pour les modélisations et l'analyse de l'ouvrage ce qui permettent de simplifier suffisamment les calculs.

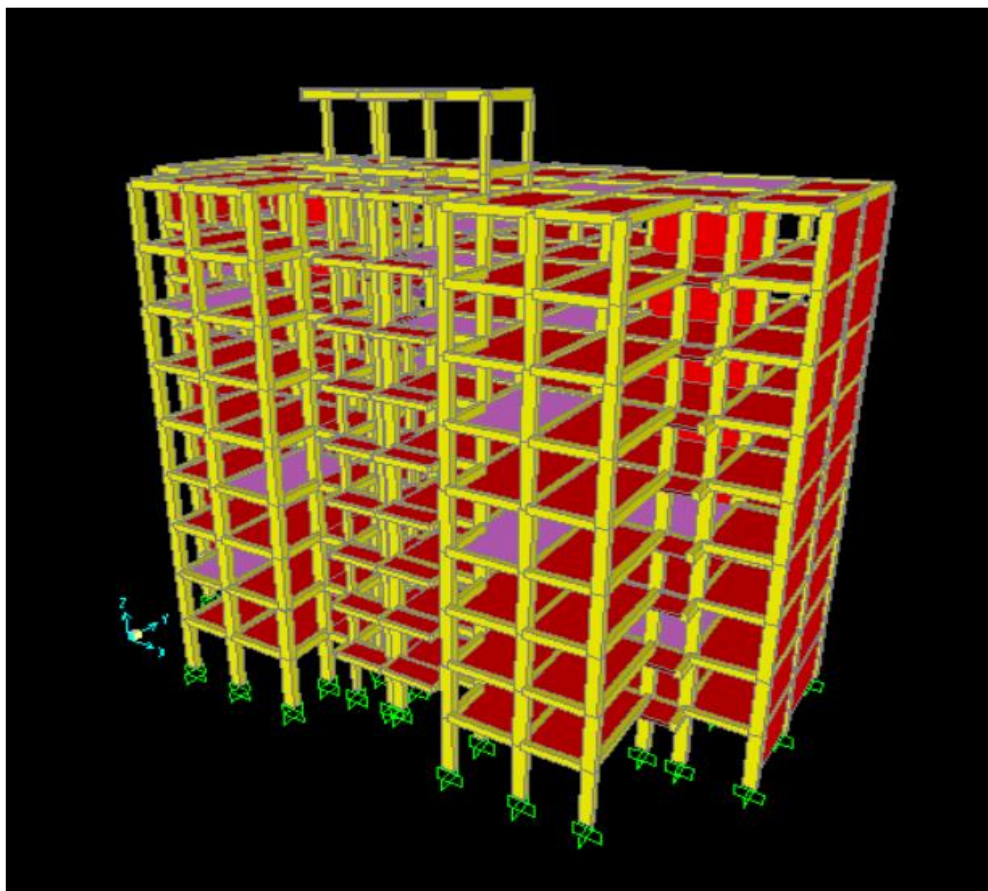


Figure IV.1 Modélisation de la structure.

IV.5.Choix de la méthode de calcul :

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99/V2003) :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) 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 zone I et II et à 30 m en zone III.
- b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en a). Les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : tous les groupes

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont toutes remplies, il faut donc utiliser la méthode statique équivalente défini dans le RPA99/V2003.

IV.5.1. Méthode statique équivalente:

D'après l'art 4.2.3 de RPA99/V2003, l'effort sismique équivalent (V) appliqué à la base de la structure dans les deux directions (x,y) est donné par la formule suivante :

$$V_{(statique)} = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

Tel que :

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

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

❖ **Coefficient d'accélération de zone (A) :**

{ Ouvrages courants ou d'importance moyenne: → Groupe d'usage (2)
 { D'après la classification sismique des wilayas : Tlemcen → Zone(I)

Alors d'après les deux critères précédents, on obtient : **A = 0,1 (Tableau 4-1 RPA99 /V2003).**

❖ **Coefficient de comportement (R) :**

Dans le cas de notre projet, on adopte un système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé, donc : **R = 4. (Tableau 4-3 RPA99/V2003)**

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

Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

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

Avec :

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

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

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

Pour notre cas on a des portiques en béton armé dense → $\xi=7\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0,88 > 0,7 \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

T₂ : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7) du RPA99/V2003.

Selon le rapport géotechnique notre site est ferme (S2) donc du tableau (4.7) → $\begin{cases} T_1 = 0,15s \\ T_2 = 0,40s \end{cases}$

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

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte, donc :

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

Avec :

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

→ h_N = 31,62 m

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement du type de remplissage

Tableau IV.1 : Coefficient C_T.

Système de contreventement	C _T
Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie.	0,05

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

D_X : Dimension du bâtiment suivant (X) → D_X = 32,10 m

D_Y : Dimension du bâtiment suivant (Y) → D_Y = 16,05 m

-Sens- x :

$$T_{(x)} = \min (0,05 \times 31,62^{3/4} ; \frac{0,09 \times 31,62}{\sqrt{32,1}})$$

T_(x) = min (0,66 ; 0,50) → **T_(x) = 0,50 s**

- Sens-y :

$$T_{(Y)} = \min (0,05 \times 31,62^{3/4} ; \frac{0,09 \times 31,62}{\sqrt{16,05}})$$

T_(Y) = min (0,66 ; 0,71) → **T_(Y) = 0,66s**

Remarque :

Tableau IV.2 : Période choisie pour le calcul du (D).

Si :	La période choisie pour le calcul du facteur D est:
$T_{analytique} \leq T_{empirique}$	$T = T_{analytique}$
$T_{empirique} < T_{analytique} < 1,3 T_{empirique}$	$T = T_{empirique}$
$T_{analytique} \geq 1,3 T_{empirique}$	$T = 1,3 T_{empirique}$

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

Avec : $T_{analytique} = 1,13 \text{ s}$

$$T_{(analytique)} = 1,13 \text{ s} \geq 1,3 T_{(x empirique)} = 0,65 \text{ s} \rightarrow T_{(x majoré)} = 1,3 \times 0,5 = \mathbf{0,65 \text{ s}}$$

$$T_{(analytique)} = 1,13 \text{ s} \geq 1,3 T_{(y empirique)} = 0,858 \text{ s} \rightarrow T_{(Y majoré)} = 1,3 \times 0,66 = \mathbf{0,858 \text{ s}}$$

Donc :

➤ **Suivant le sens x :** $T_{(x majoré)} = 0,65 \text{ s}$

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

$$D_x = 2,5 \times 0,88 \times \left(\frac{0,4}{0,65} \right)^{\frac{2}{3}} = 1,59$$

$$\mathbf{D_x = 1,59}$$

➤ **Suivant le sens y :** $T_{(Y majoré)} = 0,871 \text{ s}$

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

$$D_y = 2,5 \times 0,88 \times \left(\frac{0,4}{0,858} \right)^{\frac{2}{3}} = 1,32$$

$$\mathbf{D_y = 1,32}$$

❖ **Facteur de qualité (Q) :**

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

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

Avec :

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

• **Conditions minimales sur les files de contreventement :**

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

Sens longitudinal (7 travée) :

$$\frac{3,1}{4,84} = 0,64 \leq 1,5 \text{ CV}$$

$$\frac{4,84}{3,5} = 1,38 \leq 1,5 \text{ CV}$$

$$\frac{3,5}{4,45} = 0,78 \leq 1,5 \text{ CV}$$

$$\frac{4,45}{4,52} = 0,98 \leq 1,5 \text{ CV}$$

$$\frac{4,52}{3,53} = 1,28 \leq 1,5 \text{ CV}$$

$$\frac{3,53}{4,8} = 0,73 \leq 1,5 \text{ CV}$$

$$\frac{4,8}{3,1} = 1,54 \geq 1,5 \text{ CNV}$$

$$P_q = 0.05$$

Sens transversal (2 travée) :

$$\frac{4,55}{5,4} = 0,84 \leq 1,5 \text{ CV}$$

On a deux travées donc la condition n'est pas vérifiée.

$$P_q = 0.05$$

• **Redondance en plan :**

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

Sens longitudinal (7 files) :

$$\frac{L_{max}}{L_{min}} = \frac{4,8}{3,1} = 1,54 \geq 1,5 \text{ CNV}$$

$$P_q = 0.05$$

Sens transversal (2files) :

$$\frac{L_{max}}{L_{min}} = \frac{5,4}{4,55} = 1,18 \leq \text{CV}$$

$$P_q = 0$$

• **Régularité en plan :**

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

L'excentricité ne dépasse pas les 15 % de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

La structure a une forme compacte, et le rapport longueur/ largeur = $32,10 / 16,05 = 2 < 4$

La somme des dimensions de parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée n'excède pas 25 %.

La surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% par rapport à ce dernier.

Donc le critère est observé

$$P_q = 0$$

- **Régularité en élévation :**

Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux discontinus dont sa charge ne se transmet pas directement à la fondation.

La masse des différents niveaux reste diminuée progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.

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

La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

$$P_q = 0$$

- **Contrôle de la qualité des matériaux :**

Les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés

$$P_q = 0.05$$

- **Contrôle de la qualité de l'exécution :**

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier.

Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

On considère que ce critère est observé

$$P_q = 0$$

Tableau IV.3 : Les critères de qualité (q) :

Critères	Q	
	Sens x	Sens y
Conditions minimales sur les files de contreventement	0,05	0,05
Redondance en plan	0,05	0
Régularité en plan	0	0
Régularité en élévation	0	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0

$$Q_{(x)} = 1 + \sum_1^6 Pq_x = 1 + (0,05+0,05+0,05) \quad \rightarrow \quad Q_{(x)} = 1,15$$

$$Q_{(y)} = 1 + \sum_1^6 Pq_y = 1 + (0,05+0,05) \quad \rightarrow \quad Q_{(y)} = 1,1$$

❖ Poids total de la structure(W) :

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

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec : } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaire de la structure.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, ($\beta=0,2$) Pour un bâtiment à usage d'habitation.

IV.5.2. Méthode d'analyse modale :

IV.5.2.1. Disposition des voiles :

La période de la structure est déterminée après la modélisation de la structure sur logiciel de calcul SAP2000 . Cette période doit être inférieure ou égale à $T=0,858$ s.

La structure modélisée par le logiciel SAP2000 a été renforcée par des voiles pour chaque position et après Chaque changement de la longueur des voiles ou bien carrément de ces positions, on note la valeur de la période propre. Plusieurs essais de disposition de voiles ont été testés et on a opté pour la disposition qui suit :

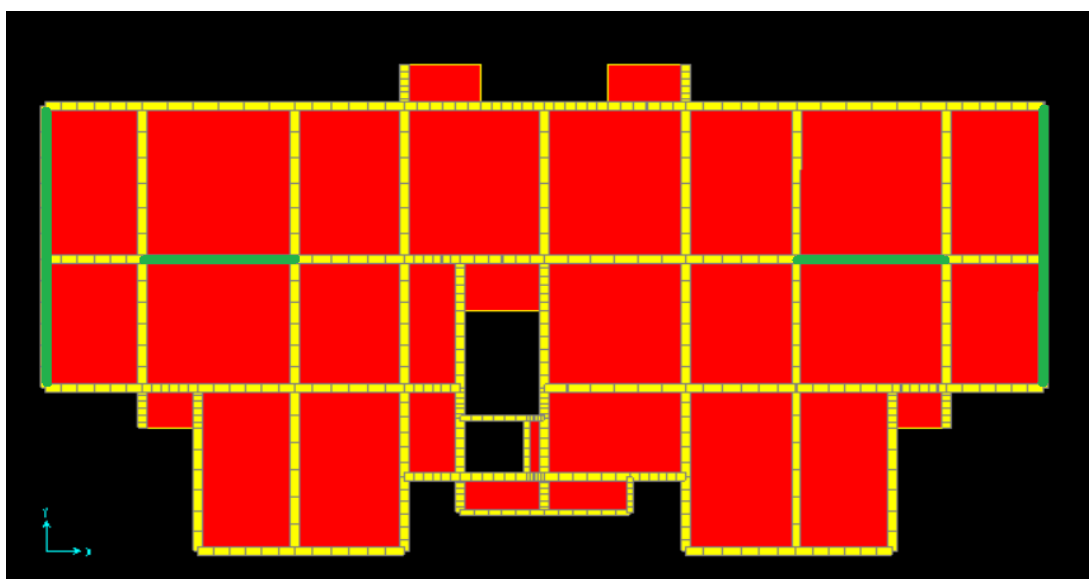


Figure IV.2 : disposition des voiles.

Les poids de la structure ont été calculés par le logiciel SAP2000, ils sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.4 : Poids des différents niveaux.

Niveau	Poids (KN)	Hauteur (m)
RDC	4918,18	3,06
1	4888,91	6,12
2	4858,49	9,18
3	4858,49	12,24
4	4828,06	15,3
5	4797,64	18,36
6	4767,22	21,42
7	4719,43	24,48
8	4969,44	27,54
D-A	508,66	28,56
Buanderie	501,06	31,62

Le poids total de la structure : **$W_T=44615,58 \text{ t}$**

IV.5.2.2. Calcul de l'effort sismique équivalent à la base (V) :

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x \times W_T}{R} = \frac{0,1 \times 1,59 \times 1,15 \times 44615,58}{4} \rightarrow V_x = 2039,489 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y \times W_T}{R} = \frac{0,1 \times 1,32 \times 1,1 \times 44615,58}{4} \rightarrow V_y = 1693,161 \text{ KN}$$

IV.5.2.3. Détermination de la force sismique de chaque niveau :

La force sismique totale (V) doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule

(4-11 du RPA99/ V2003) :
$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum W_j \times h_j}$$

Avec :

F_t : La force concentrée au sommet de la structure

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

On a :

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

$$T_y > 0,7s \rightarrow F_{ty} = 0,07 \times 0,858 \times 1693,161 = 101,69 \text{ KN}$$

Tableau IV.5 : La force sismique de chaque niveau.

Niveau	Fx(KN)	Fy(KN)
RDC	44,1083455	34,4189906
1	87,6916791	68,4282996
2	130,71906	102,003783
3	174,29208	136,005044
4	216,500553	168,94151
5	258,163747	201,452479
6	299,2813	233,537671
7	338,606962	264,224598
8	401,112604	312,999519
D-A	42,5775543	33,2244709
Buanderie	46,4351145	36,2346343

IV.5.2.4.Période et participation massique :

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

Tableau IV.6 : Période et masses modales de la structure.

StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
1	0,691202	0,69791	0,000000753	0,000001309	0,69791	0,000000753	0,000001309
2	0,450027	4,257E-08	0,67349	0,000008089	0,69791	0,67349	0,000009397
3	0,307986	0,00088	0,00009006	8,266E-07	0,69878	0,67358	0,00001022
4	0,234711	0,02261	0,00014	0,00001827	0,72139	0,67373	0,00002849
5	0,231872	0,00009669	0,01777	7,787E-07	0,72148	0,69149	0,00002927
6	0,204224	0,003	0,00001252	1,674E-07	0,72449	0,69151	0,00002944
7	0,174778	0,15066	2,436E-07	0,000002598	0,87514	0,69151	0,00003204
8	0,106508	4,431E-09	0,20311	0,00118	0,87514	0,89462	0,00121
9	0,097119	4,158E-08	0,00241	0,1116	0,87514	0,89703	0,11281
10	0,093342	0,000002927	0,00007434	0,21666	0,87515	0,8971	0,32947
11	0,087442	0,00025	0,00001464	0,00142	0,87539	0,89712	0,33089
12	0,085662	0,00094	0,00006613	0,01583	0,87633	0,89718	0,34672
13	0,084337	0,00024	0,00009498	0,03237	0,87657	0,89728	0,37909
14	0,082887	0,06161	0,000001134	0,00037	0,93817	0,89728	0,37945
15	0,081752	0,00016	0,000009467	0,0417	0,93834	0,89729	0,42115
16	0,080656	0,000005911	0,0000505	0,02622	0,93834	0,89734	0,44737
17	0,08005	0,00002167	0,00005091	0,0321	0,93837	0,89739	0,47947
18	0,047497	0,04971	1,587E-07	0,00001057	0,98808	0,89739	0,47948
19	0,048145	1,124E-14	0,08109	0,00019	0,98808	0,97848	0,47967
20	0,06138	5,512E-14	2,552E-13	0,35671	0,98808	0,97848	0,83638

D'après les résultats de SAP2000 on constate que :

- La période dynamique $T_1=0,7s$, par contre $1,3T_{\text{empirique}} = 0,858s$.
Donc : la condition du RPA99/V2003 est vérifiée : $T_1=0,7s < 1,3T_{\text{empirique}}=0,858s$
- Le premier mode de vibration est une translation suivant l'axe (xx').
- Le 2eme est une translation suivant l'axe (yy').
- Et le 3eme mode de torsions.

IV.6.Vérification du coefficient de comportement R :

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

$$\frac{V_{\text{voiles}}}{V_{\text{global}}} \leq 100\%$$

V_{global} : L'effort tranchant de la structure global.

V_{voiles} : L'effort tranchant des voiles.

Du SAP2000 :

➤ **Sens -x- :**

$$V_{x \text{ global}} = 2039,489 \text{ KN}$$

$$V_{x \text{ voiles}} = 1563,059 \text{ KN}$$

$$\frac{1563,059}{2039,489} = 0,76 \rightarrow 76\% < 100\% \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sens -y- :**

$$V_{Y \text{ global}} = 1693,161 \text{ KN}$$

$$V_{Y \text{ voiles}} = 1570,731 \text{ KN}$$

$$\frac{1570,731}{1693,161} = 0,92 \rightarrow 92\% < 100\% \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

IV.7. Justification de l'effort normal réduit :

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

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

Avec :

N_d : L'effort normal maximum appliqué sur les poteaux sous les combinaisons sismique

B : La section transversale des poteaux

$f_{c28} = 25$ MPa.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.7 : Vérification spécifique sous l'effort normal réduit.

Niveaux	B (m ²)	N _{d(max)} (MN)	ν	Remarque
RDC	0,24	1,743086	0,290	Vérifiée
1	0,24	1,526359	0,254	Vérifiée
2	0,22	1,3088978	0,237	Vérifiée
3	0,22	1,104086	0,2	Vérifiée
4	0,22	0,909039	0,165	Vérifiée
5	0,2	0,739821	0,147	Vérifiée
6	0,2	0,599143	0,119	Vérifiée
7	0,18	0,460598	0,102	Vérifiée
8	0,18	0,377918	0,083	Vérifiée
D-A	0,09	0,280514	0,124	Vérifiée
Buanderie	0,09	0,179965	0,079	Vérifiée

IV.8.Vérification vis-à-vis des déformations : D'après le RPA99/Version2003

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de sa hauteur.

Avec :

$\delta_{(ek)}$: Déplacement horizontal maximal dû aux forces sismiques au niveau (K) dans les deux sens (x,y) → (Les déplacements sont calculés par logiciel Sap2000)

$$\delta_{(k)} = \delta_{(ek)} \times R$$

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

$\Delta_{(k)}$: Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) dans les deux sens (x,y)

$$\Delta_{(k)} = \delta_{(k)} - \delta_{(k-1)} \quad \rightarrow \quad \Delta_{(k)} \leq 1\% (h_e)$$

h_e : La hauteur de chaque niveau. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.8 : Vérification des déplacements inter étages dans le sens -x-

Niveau	$\delta_{(ek)}$ (cm)	$\delta_{(k)}$ (cm)	$\Delta_{(k)}$ (cm)	1%(he) (cm)	Observation
Buanderie	1,180	4,72	0,576	3,06	Vérifiée
D-A	1,036	4,144	0,088	1,02	Vérifiée
Etage 8	1,014	4,056	0,476	3,06	Vérifiée
Etage 7	0,895	3,58	0,516	3,06	Vérifiée
Etage 6	0,766	3,064	0,532	3,06	Vérifiée
Etage 5	0,633	2,532	0,548	3,06	Vérifiée
Etage 4	0,496	1,984	0,54	3,06	Vérifiée
Etage 3	0,361	1,444	0,504	3,06	Vérifiée
Etage 2	0,235	0,94	0,44	3,06	Vérifiée
Etage 1	0,125	0,5	0,332	3,06	Vérifiée
RDC	0,042	0,168	0,168	3,06	Vérifiée

Tableau IV.9 : Vérification des déplacements inter étages dans le sens -y-

Niveau	$\delta_{(ek)}$ (cm)	$\delta_{(k)}$ (cm)	$\Delta_{(k)}$ (cm)	1%(he) (cm)	Observation
Buanderie	0,813	3,252	1,568	3,06	Vérifiée
D-A	0,421	1,684	0,068	1,02	Vérifiée
Etage 8	0,404	1,616	0,22	3,06	Vérifiée
Etage 7	0,349	1,396	0,224	3,06	Vérifiée
Etage 6	0,293	1,172	0,224	3,06	Vérifiée
Etage 5	0,237	0,948	0,22	3,06	Vérifiée
Etage 4	0,182	0,728	0,204	3,06	Vérifiée
Etage 3	0,131	0,524	0,1844	3,06	Vérifiée
Etage 2	0,0849	0,3396	0,156	3,06	Vérifiée
Etage 1	0,0459	0,1836	0,1176	3,06	Vérifiée
RDC	0,0165	0,066	0,066	3,06	Vérifiée

IV.9. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

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

$$\theta_{(k)} = \frac{P_{(k)} \times \Delta_{(k)}}{V_{(k)} \times h_{(k)}} \leq 0,10$$

Mais : Si $0,10 \leq \theta_{(k)} \leq 0,20 \rightarrow$ Amplifiant les effets de P-Delta de $1 / (1 - \theta_K)$

Si $\theta_{(k)} \geq 0,20 \rightarrow$ Structure instable et doit être redimensionnée

$P_{(K)}$: poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k",

$$P_{(K)} = \sum_{i=1}^n W_i$$

Avec : $W_i = W_{Gi} + (\beta \times W_{Qi})$

W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes. \rightarrow (Déjà calculé).

W_{Qi} : Charge d'exploitation. \rightarrow (Déjà calculé).

β : Coefficient de pondération, ($\beta = 0,2$) Pour un bâtiment à usage d'habitation.

$V_{(K)}$: Effort tranchant d'étage au niveau (k) \rightarrow ($V_{(K)}$ est calculé par logiciel Sap2000).

$\Delta_{(k)}$: Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) dans les deux sens

(x,y). \rightarrow (Déjà calculé).

$h_{(k)}$: La hauteur de chaque niveau.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.10 : Vérification de l'effet P-Delta pour inter étages (Sens -x-).

Niveau	h(k) (cm)	P(k) (KN)	Sens -x-			Observation $\leq 0,10$
			$\Delta_{(k)}$ (cm)	V(k) (KN)	$\theta_{(k)}$	
Buanderie	306	501,06	0,576	46,4351145	0,020311606	Vérifiée
D-A	102	1009,72	0,088	89,0126688	0,009786595	Vérifiée
Etage 8	306	5729,15	0,476	490,125273	0,018183129	Vérifiée
Etage 7	306	10496,37	0,516	828,732235	0,021357636	Vérifiée
Etage 6	306	15294,01	0,532	1128,01353	0,023572045	Vérifiée
Etage 5	306	20122,07	0,548	1386,17728	0,025996388	Vérifiée
Etage 4	306	24980,56	0,54	1602,67783	0,027506053	Vérifiée
Etage 3	306	29839,05	0,504	1776,96991	0,027657571	Vérifiée
Etage 2	306	34727,96	0,44	1907,68897	0,02617598	Vérifiée
Etage 1	306	39646,14	0,332	1995,38065	0,021557173	Vérifiée
RDC	306	44615,58	0,168	2039,489	0,012010277	Vérifiée

Tableau IV.11 : Vérification de l'effet P-Delta pour inter étages (Sens -y-).

Niveau	h ^(k) (cm)	P ^(k) (KN)	Sens -y-			Observation ≤ 0,10
			Δ ^(k) (cm)	V ^(k) (KN)	θ ^(k)	
Buanderie	306	501,06	1,568	137,924634	0,018615407	Vérifiée
D-A	102	1009,72	0,068	171,149105	0,003933101	Vérifiée
Etage 8	306	5729,15	0,22	484,148624	0,008507711	Vérifiée
Etage 7	306	10496,37	0,224	748,373222	0,010267093	Vérifiée
Etage 6	306	15294,01	0,224	981,910893	0,011401865	Vérifiée
Etage 5	306	20122,07	0,22	1183,36337	0,012225195	Vérifiée
Etage 4	306	24980,56	0,204	1352,30488	0,012315053	Vérifiée
Etage 3	306	29839,05	0,1844	1488,30993	0,012081785	Vérifiée
Etage 2	306	34727,96	0,156	1590,31371	0,011132678	Vérifiée
Etage 1	306	39646,14	0,1176	1658,74201	0,009185609	Vérifiée
RDC	306	44615,58	0,066	1693,161	0,005683434	Vérifiée

Remarque : la condition est satisfaite, donc l'effet P-Delta n'a pas influence sur la structure d'où les effets du 2^o ordre peuvent être négligés.

IV.10. Justification de la largeur des joints sismiques :

Un joint parasismique est un espace vide de tout matériau, présent sur toute la hauteur de la superstructure des bâtiments ou parties de bâtiments qu'il sépare, dont les dimensions sont calculées en fonction des déformations possibles des constructions, avec un minimum de 4cm, de façon à permettre le déplacement des blocs voisins sans aucune interaction (chocs).

D'après le RPA99V2003, La largeur minimale d (min) satisfait la condition suivante :

$$d_{(min)} = 15 \text{ mm} + (\delta_1 + \delta_2) \text{ mm} \geq 40 \text{ mm}$$

(δ₁ ; δ₂) : Les déplacements maximaux des deux blocs, calculé au niveau du sommet de bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations.

Par manque de données, On considère que le déplacement de notre bloc est le même dans les blocs adjacent.

Avec :

$$(\delta_1 = 11,80 \text{ mm}) \text{ et } (\delta_2 = 8,13 \text{ mm})$$

$$dx_{(min)} = 15 \text{ mm} + (11,8 + 11,8) \text{ mm} = 38,6 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm}$$

$$dy_{(min)} = 15 \text{ mm} + (8,13 + 8,13) \text{ mm} = 31,26 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm}$$

Donc : on prend la largeur minimum exigé par RPA99 V2003; On prend une largeur de :
($d = 50 \text{ mm} = 5 \text{ cm}$)

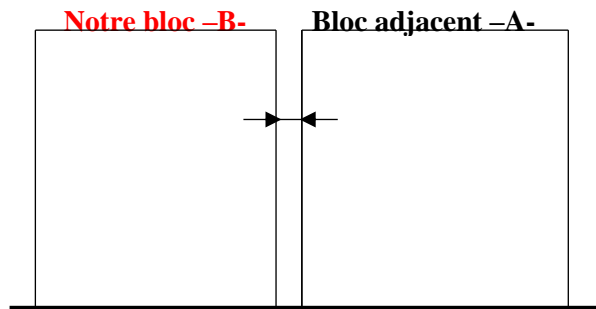


Figure IV.3 : La largeur minimum de joint sismique.

IV.11. conclusion :

Toutes les vérifications faites par logiciel sap2000 sont vérifiées, donc on peut passer dans le chapitre suivant au calcul de ferrailage des éléments structuraux.

Chapitre V:

ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1.Introduction :

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

Pour déterminer le ferrailage de chaque élément on a utilisé le logiciel SAP2000 qui permet la détermination des différents efforts internes.

V.2.Etude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M).

V.2.1.Combinaisons de calcul :

Combinaisons fondamentales selon le B.A.E.L 91

$$\begin{cases} 1,35G + 1,5Q \text{ (ELU)} \\ G + Q \text{ (ELS)} \end{cases}$$

Combinaisons accidentelles selon le RPA 99/V2003 :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$$

V.2.2. Les sollicitations dans les poteaux :

Les sections d'armatures sont déterminées et calculées selon les sollicitations les plus défavorables :

- Effort normal maximal et le moment correspondant $N_{max} \longrightarrow M_{\text{correspondant}}$
- Moment maximum et l'effort normal correspondant $M_{max} \longrightarrow N_{\text{correspondant}}$

Tableau V.1 Sollicitations maximales à ELU :

Niveau	N (max) → M (correspondant)		M (max) → N (correspondant)	
	N (max) (MN)	M (corre) (MN.m)	M (max) (MN.m)	N (corre) (MN)
RDC et Etage 1	2,150	0,0046	0,0572	1,726
Etage 2 et 3 et 4	1,641	0,0113	0,0525	0,645
Etage 5 et 6	0,959	0,0190	0,0552	0,383
Etage 7 et 8	0,569	0,0413	0,0911	0,127
Buanderie	0,3303	0,0239	0,0253	0,0327

Tableau V.2 : Sollicitations maximales accidentelles (G+Q±E) :

Niveau	N _(max) → M _(correspondant)		M _(max) → N _(correspondant)	
	N _(max) (MN)	M _(corre) (MN.m)	M _(max) (MN.m)	N _(corre) (MN)
RDC et Etage 1	1,743	0,0552	0,0644	1,526
Etage 2 et 3 et 4	1,308	0,0628	0,0569	0,766
Etage 5 et 6	0,739	0,0042	0,0602	0,457
Etage 7 et 8	0,4609	0,0081	0,0754	1,538
Buanderie	0,280	0,0070	0,0450	0,102

Tableau V.3 : Sollicitations maximales accidentelles (0,8G±E) :

Niveau	N _(max) → M _(correspondant)		M _(max) → N _(correspondant)	
	N _(max) (MN)	M _(corre) (MN.m)	M _(max) (MN.m)	N _(corre) (MN)
RDC et Etage 1	1,291	0,0427	0,0506	1,131
Etage 2 et 3 et 4	0,968	0,0508	0,0517	0,5018
Etage 5 et 6	0,526	0,0020	0,0538	0,3037
Etage 7 et 8	0,3392	0,0021	0,0661	0,1051
Buanderie	0,3386	0,0032	0,0429	0,0820

Tableau V.4 : Sollicitations maximales à ELS :

Niveau	N _(max) → M _(correspondant)		M _(max) → N _(correspondant)	
	N _(max) (MN)	M _(corre) (MN.m)	M _(max) (MN.m)	N _(corre) (MN)
RDC et Etage 1	1,5662	0,0034	0,0416	1,2591
Etage 2 et 3 et 4	1,1962	0,0028	0,0381	0,4709
Etage 5 et 6	0,7003	0,0138	0,0401	0,2796
Etage 7 et 8	0,4164	0,0300	0,0665	0,0934
Buanderie	0,2427	0,017	0,0252	0,1846

V.2.3 Calcul du ferrailage :

V.2.3.1. Armatures longitudinales :

D'après le RPA99/V2003 (article 7.4.2) :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0,7\% \times \text{Section du béton (Zone I)}$$

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\max} = 3\% \times \text{Section du béton (Zone courante)}$$

$$A_{\max} = 6\% \times \text{Section du béton (Zone de recouvrement)}$$

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \varnothing$ (zone I)
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone I)
- La zone nodale est constituée par le nœud (poutre-poteaux) proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs sont données dans la figure suivante :

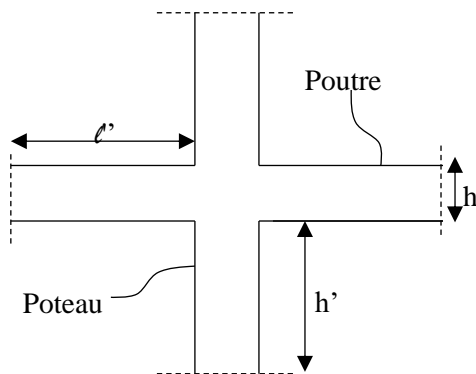


Figure V.1 : Zone nodale (nœud poutre-poteaux)

Poutre : $l' = 2 \times h$

Avec : h : Hauteur de la poutre

Tableau V.5 : La longueur de la zone nodale pour les poutres

poutres	
h (cm)	l' (cm)
45	90
30	60

Poteau: $h' = \max (h_e/6; b_1; h_1; 60\text{cm})$

Avec : $b_1; h_1$: dimensions du poteau

h_e : La hauteur de l'étage

Tableau V.6 : La longueur de la zone nodale pour les poteaux

poteaux			
(a) (cm)	(b) (cm)	h_e (cm)	h' (cm)
60	40	306	60
55	40	357	60
50	40	306	60
45	40	306	60
30	30	306	60

❖ **Calcul de ferrailage :**

Par les formules de la flexion composée on va calcule les armatures nécessaires dans les poteaux à l'état limite ultime et à l'état accidentel.

On prendre comme un exemple de calcul :

- **Le poteau le plus sollicité du RDC et Etage 1 à ELU :**

Avec : $N_{(max)}$; $M_{(correspondant)}$

Tableau V.7 : les sollicitations des poteaux (N_{max} , M_{cor})

	$N_{(max)} \rightarrow M_{(correspondant)}$	
RDC et Etage 1	$N_{(max)}$ (MN)	$M_{(correspondant)}$ (MN.m)
ELU	2,150	0,0046

$a = 0,60$ m ; $b = 0,40$ m ; $F_e = 400$ MPa ; $f_{c28} = 25$ MPa ;

$\gamma_s = 1,15$; $\gamma_b = 1,5$; $f_{bc} = 14,17$ MPa $\sigma_{st} = 348$ MPa ;

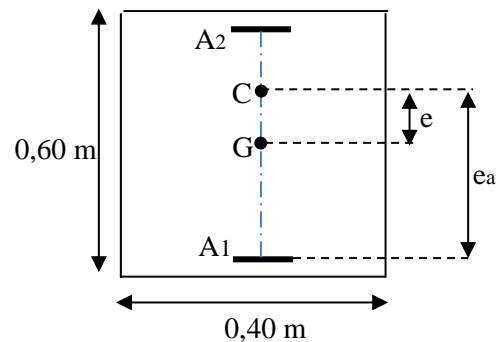
($d = 0,54$ m) ; $d' = 0,06$ m ; $\mu_R = 0,392$

N : Effort de compression, donc C sera en haut de G

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,0046}{2,150} = 0,0021 \text{ m} < \frac{h}{6} = 0,1 \text{ m}$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 0,242 \text{ m}$$

$$M_a = N_u \times e_a = 2,150 \times 0,242 = 0,520 \text{ MN.m}$$



-Vérification de domaine 2 :

$$N_u(d - d') - M_a \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{d'}{d} \right) b d^2 f_{bc}$$

$$0,512 \geq 0,408 \text{ Condition pas vérifié}$$

-Vérification de domaine 3 :

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{d'}{d}\right) b d^2 f_{bc} < N_u(d - d') - M_a \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{d'}{h}\right) b h^2 f_{bc}$$

$$0,408 < 0,512 \leq 0,522 \quad \text{condition vérifié}$$

Section partiellement comprimé avec armature inférieure comprimée

Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_A}{b d^2 f_{bc}} = 0,314 < \mu_R = 0,392$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,48$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,436 \text{ m}$$

$$A_2 = 0 \quad A_1 = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{M_A}{Z} - N_u \right) = \frac{1}{348} \left(\frac{0,52}{0,436} - 2,15 \right) = -2,75 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = -27,5 \text{ cm}^2$$

- Le poteau le plus sollicité du RDC et Etage 1 à l'accidentel : (G + Q ± E)

Avec : M (max) → N (correspondant)

Tableau V.8: les sollicitations des poteaux (M_{max}, N_{cor})

M (max) → N (correspondant)		
RDC et Etage 1	M (max) (MN.m)	N (corre) (MN)
G+Q ± E	0,0644	1,526

$$a = 0,60 \text{ m} ; b = 0,40 \text{ m} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1,15 \quad \gamma_b = 1,5 ; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ;$$

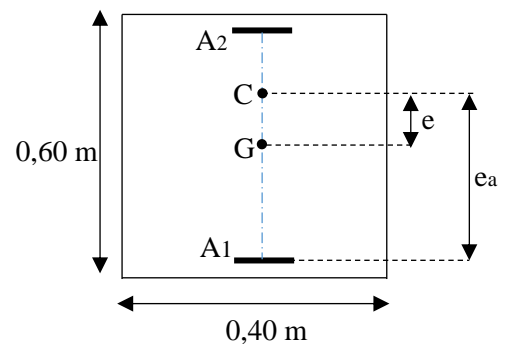
$$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa} ; (d = 0,54 \text{ m}) ; d' = 0,06 \text{ m} ; \mu_R = 0,392$$

N : Effort de compression, donc C sera en haut de G

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,0644}{1,526} = 0,042 \text{ m} < \frac{h}{6} = 0,1 \text{ m}$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 0,282 \text{ m}$$

$$M_a = N_u \times e_a = 1,526 \times 0,282 = 0,430 \text{ MN.m}$$



-Vérification de domaine 2 :

$$N_u(d - d') - M_a \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{d'}{d}\right) b d^2 f_{bc}$$

$$0,30248 \geq 0,3023 \quad \text{Condition pas vérifié}$$

-Vérification de domaine 3 :

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{d'}{d}\right) b d^2 f_{bc} < N_u(d - d') - M_a \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{d'}{h}\right) b h^2 f_{bc}$$

0,3024 < 0,3023 ≤ 0,522 condition vérifié

Section partiellement comprimé avec armature inférieure comprimée

Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_A}{b d^2 f_{bc}} = 0,260 < \mu_R = 0,392$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,38$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,457 \text{ m}$$

$$A_2 = 0 \quad A_1 = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{M_A}{Z} - N_u \right) = \frac{1}{348} \left(\frac{0,43}{0,457} - 1,526 \right) = -1,68 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = -16,8 \text{ cm}^2$$

Tableau V.9: Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant.

Niveau	(N (max) ; M (correspondant))			(M (max) ; N (correspondant))		
	A1 (cm ²)	A2 (cm ²)	section	A1 (cm ²)	A2 (cm ²)	section
RDC et Etage 1	-27,5	0	P.C	-16,8	0	P.C
Etage 2 et 3 et 4	-21,4	0	P.C	-7,67	0	P.C
Etage 5 et 6	-12,6	0	P.C	-2,75	0	P.C
Etage 7 et 8	-5,27	0	P.C	39,1	13,2	P.C
Buanderie	-1,29	0	P.C	3,83	0	P.C

a. Vérification des armatures longitudinales : D'après le RPA99/V 2003 :

$$A (\text{min}) = 0,7\% \times S$$

$$A (\text{max}) = 3\% \times S \quad (\text{Zone courante}).$$

$$A (\text{max}) = 6\% \times S \quad (\text{Zone de recouvrement})$$

Avec, (S) : La section du Béton.

Tableau V.10 : Armatures minimales et maximales selon le RPA99/V2003

Types	Section (cm ²)	A (min) (cm ²)	Z.C	Z.R
			A (max) (cm ²)	A (max) (cm ²)
Poteaux (60*40)	2400	16,8	72	144
Poteaux (55*40)	2200	15,4	66	132
Poteaux (50*40)	2000	14	60	120
Poteaux (45*40)	1800	12,6	54	108
Poteaux (30*30)	900	6,3	27	54

b. Choix des armatures longitudinales :

On a ferrillé par le minimum exigé par le RPA99/Version2003, et on a choisi celles qui ont vérifiées toutes les conditions.

Tableau V.11 : Ferrillages longitudinales adopté pour les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	Armatures adopté	
		N×Ø	S (cm ²)
RDC et Etage 1	60*40	8T16+4T14	22,24
Etage 2 et 3 et 4	55*40	8T16+2T14	19,16
Etage 5 et 6	50*40	8T16	16,08
Etage 7 et 8	45*40	8T14+2T12	14,57
Buanderie	30*30	6T12	6,78

-Calcul des longueurs de recouvrement : D’après le RPA99/version2003 :

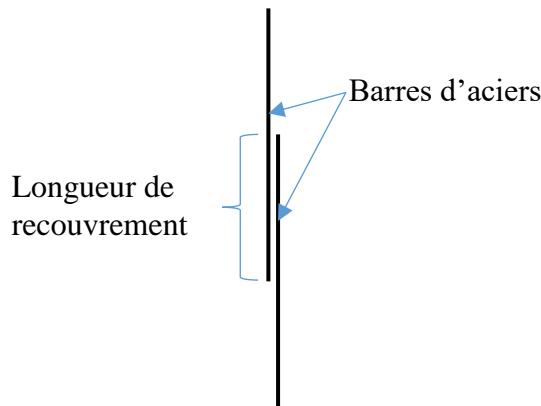


Figure .V. 2: Longueur de recouvrement.

$L_r \geq (40 \times \varnothing) \rightarrow$ Zone (I)

Tableau V.12 : Longueur de recouvrement calculée et choisie pour chaque type d'acier.

$\varnothing_{(max)}$ (mm)	$L_{r(calculé)}$ (mm)	$L_{r(choix)}$ (mm)
Ø20	800	800
Ø16	640	700
Ø14	560	600
Ø12	480	500

V.2.3.2. Armatures transversales :

a. Vérification spécifique sous sollicitations tangentés :

D’après RPA99/version2003, La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} \leq \overline{\tau_{bu}}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V}{b \times d}$$

Avec :

τ_{bu} : La contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique.

V : Effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée.

b : La largeur de la section étudiée.

d : La hauteur utile.

$$\overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec :

$$\begin{cases} \rho_d = 0,075 \Rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0,04 \Rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) \text{ RPA99/V2003}$$

Avec:

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : Longueur de flambement du poteau.

$$l_f = 0,7L_0$$

Tableau V.13 : Vérification spécifique sous sollicitations normales

niveaux	V (MN)	λ_g	ρ_d	τ_{bu} (MPa)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	Observation
RDC	0,06571	3,57	0,04	0,304	1,00	Vérifiée
Etage 1	0,06224	3,57	0,04	0,288	1,00	Vérifiée
Etage 2	0,05314	3,89	0,04	0,268	1,00	Vérifiée
Etage 3	0,04742	3,89	0,04	0,239	1,00	Vérifiée
Etage 4	0,04168	3,89	0,04	0,210	1,00	Vérifiée
Etage 5	0,03723	4,284	0,04	0,206	1,00	Vérifiée
Etage 6	0,04247	4,284	0,04	0,235	1,00	Vérifiée
Etage 7	0,04465	4,76	0,04	0,275	1,00	Vérifiée
Etage 8	0,05081	4,76	0,04	0,313	1,00	Vérifiée
Buanderie	0,06546	7,14	0,075	0,808	1,875	Vérifiée

b. Choix des armatures transversales : D'après RPA99/V2003 :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times s_t}{h \times f_e}$$

Avec:

V_u : C'est l'effort tranchant maximal de calcul.

h : Hauteur totale de la section brute.

f_e : 400 MPa

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant:

$$\rho_a = 2,50 \rightarrow \text{Si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \rightarrow \text{Si } \lambda_g < 5$$

s_t : L'espacement des armatures transversales :

- Zone nodale : $s_t \leq \text{Min}(10\phi_l ; 15\text{cm}) \rightarrow \text{Zone (I)}$.

- Zone courante : $s_t' \leq 15\phi_l \rightarrow \text{Zone (I)}$.

Avec : (ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau).

On adopte les espacements suivant :

- Zone nodale: $s_t \leq \text{Min}(10 \times 1,2 ; 15\text{cm}) \rightarrow s_t \leq \text{min}(12 ; 15)\text{ cm}$

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

- Zone courante: $s_t' \leq (15 \times 1,2) \rightarrow s_t' \leq 18\text{ cm}$

$$s_t' = 15\text{ cm}$$

c. Vérification des armatures transversales selon RPA99/V2003 :

La quantité d'armatures transversales minimales ($\frac{A_t}{s_t \times b}$) est donnée comme suit :

Si $\lambda_g \geq 5 \rightarrow \left(\frac{A_t}{s_t \times b}\right) = 0,3\%$

Si $\lambda_g \leq 3 \rightarrow \left(\frac{A_t}{s_t \times b}\right) = 0,8\%$

Si $3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow$ Interpoler entre les valeurs limitent précédentes

L'interpolation : Est une méthode simple pour estimer la valeur prise par les deux fonctions,

On prend : $F(x_a) = Y_a \rightarrow F(5) = 0,3\%$ et $F(x_b) = Y_b \rightarrow F(3) = 0,8\%$

On prend comme exemple de calcul le poteau du RDC :

$$(\lambda_g = 3,57) ; (s_t = 10\text{ cm}) ; (b = 40\text{ cm})$$

$$F(x) = \frac{y_a - y_b}{x_a - x_b} \times (x) + \frac{(x_a \times y_b) - (x_b \times y_a)}{x_a - x_b}$$

$$F(x) = \frac{0,3 - 0,8}{5 - 3} \times (3,57) + \frac{(5 \times 0,8) - (3 \times 0,3)}{5 - 3} = 0,65\%$$

$$\rightarrow \left(\frac{A_t}{s_t \times b}\right) = 0,65\%$$

$$A_{t(\min)} = 0,65 \% \times St \times b = (0,65 \%) \times 0,10 \times 0,40$$

$$A_{t(\min)} = 2,6 \text{ cm}^2$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.14 : Les armatures transversales des poteaux.

Etage	h(cm)	V _(max) (MN)	λ _g	ρ _a	St (cm)	St' (cm)	At (cm ²)	At _(min) (cm ²)	Choix
RDC	60	0,06571	3,57	3,75	10	15	1,02	2,6	3Φ8
Etage 1	60	0,06224	3,57	3,75	10	15	0,97	2,6	3Φ8
Etage 2	55	0,05314	3,89	3,75	10	15	0,90	2,28	3Φ8
Etage 3	55	0,04742	3,89	3,75	10	15	0,80	2,28	3Φ8
Etage 4	55	0,04168	3,89	3,75	10	15	0,71	2,28	3Φ8
Etage 5	50	0,03723	4,284	3,75	10	15	0,69	1,92	3Φ8
Etage 6	50	0,04247	4,284	3,75	10	15	0,79	1,92	2Φ8
Etage 7	45	0,04465	4,76	3,75	10	15	0,93	1,44	2Φ8
Etage 8	45	0,05081	4,76	3,75	10	15	1,05	1,44	2Φ8
Buanderie	30	0,06546	7,14	2,50	10	15	2,04	0,705	2Φ8

V.2.3.3. Vérification à l'état limite de service (ELS) : D'après le (C.B.A.93)

On considère que les fissurations sont préjudiciables donc, il faut vérifier les contraintes dans le béton et dans les aciers :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{avec :} \quad \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \quad \text{avec :} \quad \overline{\sigma}_{st} = \min (2/3 \times f_e ; 110 \sqrt{\eta} \times f_{tj}) = 201,63 \text{ MPa}$$

-Exemple de calcul : Le poteau le plus sollicité du RDC, Avec (N_(max) ; M_(correspondant))

(a = 60 cm ; b=40 cm) ; (n = 15) ; (A₁ =22,24 cm² ; A₂ = 0 cm²) ; (d = 0,54 m) ;

Ns=1,5662 MN ; Ms=0,034 MN.m

La section sera entièrement comprimée si l'effort est un effort de compression et si le point (C) est à l'intérieur du noyau central de la section de la section totale homogène.

➤ Calcul de l'excentricité : $e = \frac{0,034}{1,5662} = 0,021 \text{ m} < \frac{h}{6} = 0,1 \text{ m}$

➤ Position de l'axe neutre :

$$x = \frac{h}{2} + e_1 - e = 78,5 \text{ cm}$$

$$P = -3(e - \frac{h}{2})^2 + \frac{6nA_2}{b} (e - \frac{h}{2} + d') + \frac{6nA_1}{b} (e - \frac{h}{2} + d) = -1029,186$$

$$q = 2(e - \frac{h}{2})^3 - \frac{6nA_2}{b} (e - \frac{h}{2} + d')^2 - \frac{6nA_1}{b} (e - \frac{h}{2} + d)^2 = -77523,0264$$

$$e_1 = 50,60 \text{ cm}$$

➔ L'axe neutre à l'extérieur de la section, donc la section est partiellement comprimé.

➤ Calcul du moment statique :

$$S = \frac{bx^2}{2} + nA_2(x - d') - nA_1(d - x)$$

$$S = 0,131 \text{ m}^3$$

➤ Calcul de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s x}{S}$$

$$\sigma_{bc} = 9,38 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Calcul de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st(A1)} = \frac{n \times N_s (d - x)}{S}$$

$$\sigma_{st(A1)} = 43,93 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.15 : Contraintes dans le béton et dans les aciers.

niveaux	Ns (MN)	Ms (MN.m)	e (m)	x (m)	section	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{st(A1)}$ (MPa)
RDC	1,5662	0,0034	0,021	0,785	P.C	9,38	43,93
Etage 1	1,5662	0,0034	0,021	0,785	P.C	9,38	43,93
Etage 2	1,1962	0,0028	0,0023	0,7734	P.C	7,28	39,33
Etage 3	1,1962	0,0028	0,0023	0,7734	P.C	7,28	39,33
Etage 4	1,1962	0,0028	0,0023	0,7734	P.C	7,28	39,33
Etage 5	0,7003	0,0138	0,019	0,6551	P.C	5,09	23,94
Etage 6	0,7003	0,0138	0,019	0,6551	P.C	5,09	23,94
Etage 7	0,4164	0,0300	0,072	0,443	P.C	4,61	5,93
Etage 8	0,4164	0,0300	0,072	0,443	P.C	4,61	5,93
Buanderie	0,2427	0,017	0,07	0,2514	P.C	6,77	7,52

Remarque : Les contraintes dans le béton et dans les aciers sont vérifiées.

V.2.4. Vérification au flambement :

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime (Nu) est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier la condition suivante :

$$N_d \leq N_{(Ultime)} = \alpha \times \left[\frac{B r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

N_u : L'effort normal ultime que peut supporter un poteau.

N_d : L'effort normal maximal appliqué sur une section de poteau.

A_s : La section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

B_r : La section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie → $B_r = (a - 0,01) \times (b - 0,01)$

α : Est un coefficient fonction de l'élançement mécanique λ_g .

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \rightarrow \quad \text{Pour : } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0,60 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \rightarrow \quad \text{Pour : } 50 \leq \lambda \leq 70$$

Si plus de la moitié des charges sont appliquées avant 90 jours : $\left(\alpha = \frac{\alpha}{1,10}\right)$

$$\lambda_g : \text{L'élançement géométrique du poteau.} \quad \rightarrow \quad \lambda_g = \frac{l_f}{i_{\min}}$$

$$i_{(\min)} : \text{Rayon de giration} \quad \rightarrow \quad i_{(\min)} = \sqrt{\frac{I}{S}} = \frac{a}{2 \times \sqrt{3}} \quad (\text{Pour une section carrée}).$$

$$l_f : \text{La longueur de flambement du poteau.} \quad \rightarrow \quad l_f = 0,7 \times l_0$$

l_0 : La hauteur libre du poteau.

(a) : La dimension du poteau.

($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$) ; ($f_e = 400 \text{ MPa}$) ; ($\gamma_b = 1,5$) ; ($\gamma_s = 1,15$).

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.16 : Vérification du flambement pour les poteaux.

niveaux	a (m)	b	B_r (m) ²	l_f (m)	$i_{(\min)}$ (m)	λ_g	$\frac{\alpha}{1,1}$	A_s (cm) ²	N_u (MN)	N_d (MN)	Observation
RDC	0,6	0,4	0,23	2,14	0,173	12,36	0,753	22,24	4,16	1,743086	Vérifiée
Etage 1	0,6	0,4	0,23	2,14	0,173	12,36	0,753	22,24	4,16	1,526359	Vérifiée
Etage 2	0,55	0,4	0,21	2,14	0,159	13,46	0,750	19,16	3,75	1,3088978	Vérifiée
Etage 3	0,55	0,4	0,21	2,14	0,159	13,46	0,750	19,16	3,75	1,104086	Vérifiée
Etage 4	0,55	0,4	0,21	2,14	0,159	13,46	0,750	19,16	3,75	0,909039	Vérifiée
Etage 5	0,50	0,4	0,19	2,14	0,144	14,86	0,745	16,08	3,34	0,739821	Vérifiée
Etage 6	0,50	0,4	0,19	2,14	0,144	14,86	0,745	16,08	3,34	0,599143	Vérifiée
Etage 7	0,45	0,4	0,17	2,14	0,130	16,46	0,739	14,57	2,97	0,460598	Vérifiée
Etage 8	0,45	0,4	0,17	2,14	0,130	16,46	0,739	14,57	2,97	0,377918	Vérifiée
Buanderie	0,30	0,3	0,08	2,14	0,086	24,88	0,701	6,78	1,32	0,280514	Vérifiée

Remarque : Il y a aucun risque de flambement pour les poteaux.

V.2.5. Schéma du ferrailage :

Comme un exemple de schéma du ferrailage, on a choisi les poteaux de l'Etage 1 et 2. Le schéma est illustré sur la figure suivante :

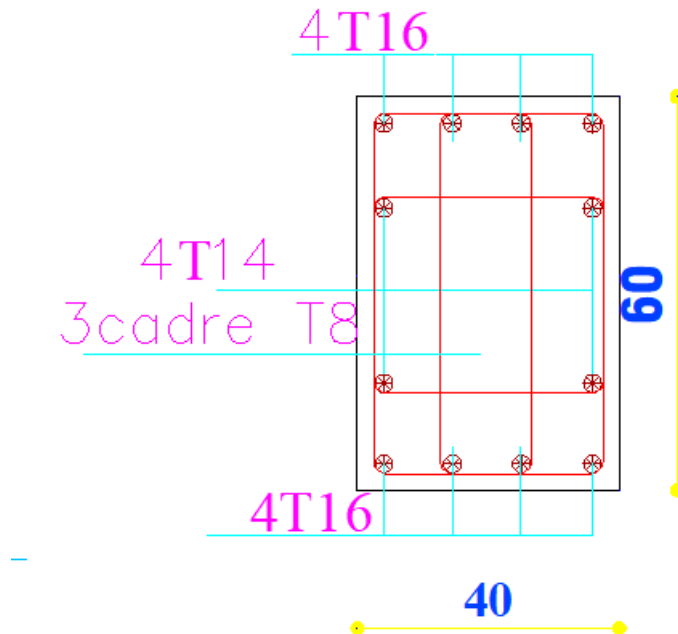


Figure V.3 : Ferrailage des poteaux (RDC et Etage).

V.3. Etude des poutres :

V.3.1. Introduction :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un effort tranchant et un moment fléchissant, celui-ci permet la détermination des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres principales et secondaires. Après la détermination des sollicitations (M, N, T), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99/V2003** et celles données par le **BAEL99**.

V.3.2. Combinaisons des charges :

-Selon (BAEL 99) : Les combinaisons fondamentales.

- ELU : $1,35 G + 1,5 Q$
- ELS : $G + Q$

-Selon RPA99/version 2003 : Les combinaisons accidentelles.

- $G + Q \pm E_x$
- $G + Q \pm E_y$
- $0,8 G \pm E_x$

- $0,8 G \pm E_y$

V.3.3. Les recommandations du RPA99/V2003 :

a. Armatures longitudinales :

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : $A (\text{min}) = (0,5\% \times \text{Section du béton})$
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - $A (\text{max}) = (4\% \times \text{Section du béton}) \rightarrow$ Zone courante.
 - $A (\text{max}) = (6\% \times \text{Section du béton}) \rightarrow$ Zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de :
 - $L_r (\text{min}) = 40 \times \emptyset \rightarrow$ Zone (I)
 - Avec : (\emptyset) le diamètre maximal d'armature dans la poutre.
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

b. Armatures transversales :

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0,003 \times S_t \times b$.
- ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :

$$S_t = \min \left(\frac{h}{4}; 12 \times \emptyset_1 \right) : \text{dans la zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} : \text{en dehors de la zone nodale.}$$

- ✓ La valeur du \emptyset_1 est le plus petit diamètre utilisé.
- ✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.3.4. Moments fléchissant et efforts tranchants :

Les résultats de sollicitations maximales sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau V.17 : Sollicitations maximales dans les poutres principales.

Section (cm)	Niveaux	ELU		ELS		Accidentelle		V (max) (KN)
		M (appui) (KN.m)	M (travée) (KN.m)	M (appui) (KN.m)	M (travée) (KN.m)	M (appui) (KN.m)	M (travée) (KN.m)	
45×30	RDC+ étages courants	144,993	70,277	105,969	51,409	118,521	52,163	144,0,79
	Buanderie	54,801	20,832	40,011	15,242	61,323	34,582	73,366

Tableau V.18 : Sollicitations maximales dans les poutres secondaire.

Section (cm)	Niveaux	ELU		ELS		Accidentelle		V (max) (KN)
		M (appui) (KN.m)	M(travée) (KN.m)	M (appui) (KN.m)	M(travée) (KN.m)	M (appui) (KN.m)	M(travée) (KN.m)	
40x30	RDC+ étages courants	62,595	50,750	45,608	36,877	92,326	83,985	64,531
	Buanderie	49,511	31,750	36,128	23,179	49	25,262	54,185

V.3.5. Calcul de ferrailage :

On prend un exemple de calcul : « la poutre principale de rive situé au étages courant »

V.3.5.1. Armatures longitudinales :

a. En travée :

ELU :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{70,277 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,9 \times 0,45)^2 \times 14,17} = 0,100 < 0,392 \rightarrow \text{Section à simple armature (A}_{sc}=0).$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) \rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,110}) = 0,132$$

$$z = d (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,405 \times (1 - 0,4 \times 0,132) = 0,383 \text{ m} = 38,3 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{70,277 \times 10^{-3}}{0,383 \times 348} = 5,27 \text{ cm}^2.$$

A_{st} = 5,27 cm².

Ferrailage choisis est de : **6T14** ; de section : **9,24 cm².**

-Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{30 \times 45}{1000} ; 0,23 \times 45 \times 40,5 \times \frac{2,1}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max (1,35 ; 2,20) \text{ cm}^2 \rightarrow A_{st} \geq 2,2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

ELS :

❖ Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} x^2 + n \times A_{sc} \times (x - d') - n \times A_{st} \times (d - x) = 0$$

❖ Moment d'inertie de la section :

$$I = \frac{b}{3} x^3 + 15 \times A_{sc} \times (x - d')^2 + 15 \times A_{st} \times (d - x)^2$$

Les contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms \times x}{I}; \quad \sigma_{st} = 15 \times \frac{Ms(d-x)}{I}$$

Tableau V.19 : Vérification des contraintes en travée.

	M_{ser} (KN.m)	X (cm)	I (cm ⁴)	σ (MPa)		σ̄ (MPa)		Observation
Poutre principale	51,409	15,27	123831,7338	σ_{bc}	6,33	σ̄_{bc}	15	Vérifiée
				σ_{st}	157,114	σ̄_{st}	201,633	Vérifiée

b. En appui :

ELU :

$$\mu_u = \frac{Mu}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{144,993 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,9 \times 0,45)^2 \times 14,17} = 0,208 < 0,392 \rightarrow \text{Section à simple armature (A_{sc}=0)}.$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) \Rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,208}) = 0,294$$

$$z = d (1 - 0,4 \times \alpha) = 40,5 \times (1 - 0,4 \times 0,294) = 35,73 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{z \times \sigma_{st}} = \frac{144,993 \times 10^{-3}}{0,3573 \times 348} = 11,66 \text{ cm}^2.$$

A_{st} = 11,66 cm².

Ferraillage choisis est de : **6T14+3T16** ; de section : **15,27 cm².**

-Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{30 \times 50}{1000}; 0,23 \times 45 \times 40,5 \times \frac{2,1}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max (1,35 ; 2,2) \text{ cm}^2 \rightarrow A_{st} \geq 2,2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

ELS :

• **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} x^2 + n \times A_{sc} \times (x - d') - n \times A_{st} \times (d - x) = 0$$

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

$$I = \frac{b}{3} x^3 + 15 \times A_{sc} \times (x - d')^2 + 15 \times A_{st} \times (d - x)^2$$

• **Les contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms \times x}{I}; \quad \sigma_{st} = 15 \times \frac{Ms(d-x)}{I}$$

Tableau V.20 : vérification des contraintes en travée

	M_{ser} (KN.m)	X (cm)	I (cm ⁴)	σ (MPa)		$\bar{\sigma}$ (MPa)		Observation
				σ_{bc}	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_{st}$	
Poutre principale	105,969	18,38	174469,2083	σ_{bc}	11,16	$\bar{\sigma}_{bc}$	15	Vérifiée
				σ_{st}	201,52	$\bar{\sigma}_{st}$	201,633	Vérifiée

➤ **Armatures maximales :** selon le RPA99 V2003 :

$A_{max} = 4\% (b \times h) = 54 \text{ cm}^2$zone courante.

$A_{max} = 6\% (b \times h) = 81 \text{ cm}^2$zone de recouvrement.

➤ **Armatures minimales :**

$A_{min} = 0,5\% (b \times h) \rightarrow A_{min} = 6,75 \text{ cm}^2$

$A_{St(travée)} + A_{St(appui)} = 26,77 > A_{min}$ **Condition vérifiée.**

V.3.5.2. Armatures transversale :

• **Calcul de Φ_t :**

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales est donnée par :

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \Phi_{lmin} ; \frac{b}{10} \right) \rightarrow \Phi_t \leq \min \left(\frac{45}{35} ; 1,2 ; \frac{30}{10} \right) \rightarrow \Phi_t \leq \min (1,28 ; 1,2 ; 3) \rightarrow \Phi_t \leq 1,2$$

On prend : $\Phi_t = 8\text{mm} \rightarrow \Phi 8$.

• **Calcul des espacements entre les armatures :**

Selon le RPA99/V2003 :

➤ Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\Phi_{lmin} ; 30\text{cm} \right) \Rightarrow S_t \leq \min (11,25 ; 14,4 ; 30) \rightarrow S_t = 10 \text{ cm.}$$

➤ Zone courante :

$$S_t' \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t' \leq 22,5\text{cm} \rightarrow S_t' = 20 \text{ cm}$$

V.3.6. Vérification des contraintes tangentielle

• **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier la condition :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

V_u : L'effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3,33 ; 5) \rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.}$$

Tableau V.21 : Vérification des contraintes tangentielles.

Poutre	Vu (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$	Observation
principale	144,0,79	1,185	3,33	Vérifiée
secondaire	64,531	0,597	3,33	Vérifiée

V.3.7. Tableau Récapitulatif :

Tableau V.22 : Ferrailage des poutres principales.

Niveau	Ferrailage longitudinale					Ferrailage transversale		
	A _{min} (cm ²)	Travée		Appuis		Ø (mm)	S _t (cm)	S _t ' (cm)
		A _{calculé}	choix	A _{calculé}	Choix			
RDC+ étages courants	6,75	5,27	6T14	11,66	6T14+3T16	Ø8	10	20
Buanderie	6,75	2,52	6T12	4,56	7T12	Ø8	10	20

Tableau V.23 : Ferrailage des poutres secondaires.

Niveau	Ferrailage longitudinale					Ferrailage transversale		
	A _{min} (cm ²)	Travée		Appuis		Ø (mm)	S _t (cm)	S _t ' (cm)
		A _{calculé}	choix	A _{calculé}	Choix			
RDC+ étages courants	6	4,26	7T12	5,32	9T12	Ø8	10	15
Buanderie	6	2,56	6T12	4,14	6T12	Ø8	10	15

V.3.8. Calcule des longueurs d'ancrage et de recouvrement :

La longueur d'ancrage : D'après le (C.B.A.93)

La longueur d'ancrage : $L \geq L_2 + \frac{\emptyset}{2} + r$

Avec : r : Rayon de courbure → $r = 5,5 \times \emptyset$ pour les aciers (HA).

Ø : Diamètre d'armature.

$$L_2 = L_s - (\alpha \times L_1) - (\beta \times r)$$

$$L_1 = 10\emptyset$$

(L₁ ; L₂) : Longueurs rectilignes.

L_s : Longueur de scellement droit. → $L_s = \frac{f_e \times \emptyset}{4 \times \tau_s'}$

τ_s' : Contrainte d'adhérence → $\tau_s' = 0,6 \times (\psi)^2 \times f_{t28}$

(ψ) : Coefficient d'ancrage → $\psi = 1,5$ pour les aciers (HA).

L'ancrage de la courbe ($\theta = 90^\circ$) → ($\alpha = 1,87$) ; ($\beta = 2,19$)

($f_e = 400$ MPa) ; ($f_{t28} = 2,1$ MPa)

Tableau V.24 : Tableau d'ancrage des armatures.

\varnothing (mm)	τ_s' (MPa)	L_s (mm)	L_1 (mm)	r (mm)	L_2 (mm)	L (mm) calculé	L (mm) choisie
Ø12	2,835	423,28	120	66	54,34	126,34	130
Ø14	2,835	493,82	140	77	63,39	147,39	150
Ø16	2,835	564,37	160	88	72,45	168,45	170
Ø20	2,835	705,46	200	110	90,56	210,56	220

V.3.9. Schéma du ferrailage des poutres principales et secondaires :

Le schéma du ferrailage des poutres principales, ainsi que les secondaires est illustré sur la figure ci-dessous:

Poutre principale :

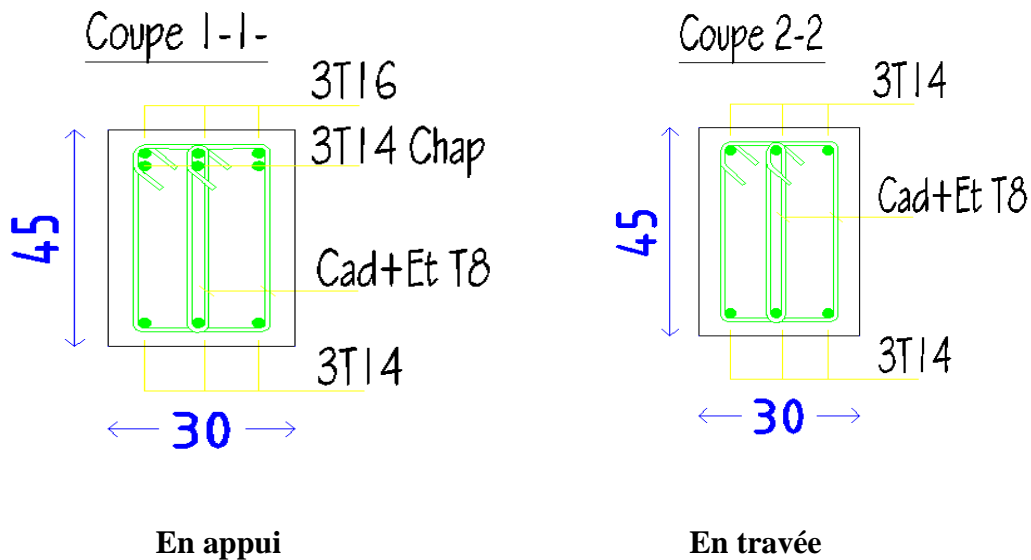


Figure V.4 : Ferrailage des poutres principales

Poutre secondaire :

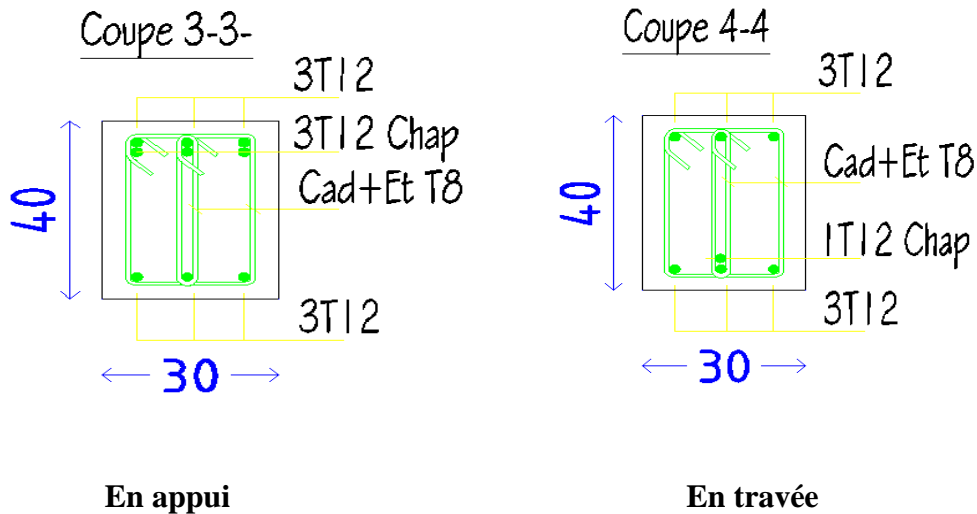


Figure V.5 : Ferrailage des poutres secondaires

V.3.10. Vérification de la flèche : D'après (C.B.A.93)

Il faut satisfaire la condition suivante : $f_i \leq f_{\text{admissible}}$

Avec : $f_{\text{admissible}} = \frac{L}{500}$ Si la portée (L) inférieure au plus égale à 5 m.

$f_{\text{admissible}} = 0,5 \text{ cm} + \frac{L}{1000}$ Si la portée (L) est supérieur à 5 m.

f_i : Flèche sous chargement instantané $\rightarrow f_i = \frac{(M_s \times L^2)}{(10 \times E_i \times I_{fi})}$

f_v : Flèche sous chargement de longue durée $\rightarrow f_v = \frac{(M_s \times L^2)}{(10 \times E_i \times I_{fv})}$

Avec : $I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\lambda_i \times \mu)}$ et $I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\lambda_v \times \mu)}$

$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{c28}}{\varphi \times (2 + (3 \times \frac{b_0}{b}))}$ et $\lambda_v = \frac{0,05 \times f_{c28}}{\varphi \times (2 + (3 \times \frac{b_0}{b}))}$

$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + n \times A_{st} \times (d - x)^2$; $\varphi = \frac{A_{st}}{b \times d}$; $\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{(4 \times \varphi \times \sigma_{st}) + f_{t28}}$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $n = 15$

$E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa}$; $E_{v28} = 10818,9 \text{ MPa}$; $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

Tableau V.25 : Les valeurs des flèches des poutres sont résumées dans le tableau suivant :

Niveaux	Poutre principale			Poutre secondaire		
	f_i (cm)	f_v (cm)	f (admissible)	f_i (cm)	f_v (cm)	f (adm) (cm)
RDC +Les étages courants	0,271	0,361	1,15	0,174	0,213	0,944
Buanderie	0,225	0,299	1,15	0,058	0,071	0,944

Remarque: Les valeurs de la flèche sont vérifiées.

V.3.11. Vérification des zones nodales :

La vérification des zones nodales est l'une des exigences du **RPA 99/Version 2003**. Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, la somme des moments résistants ultimes des extrémités des poteaux aboutissant au nœuds est au moins égale, en valeur absolue, à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres affectés d'un coefficient de majoration de 1,25.

Ça consiste à vérifier la condition suivante, pour chaque sens d'orientation de l'action sismique :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1,25 \times |M_e| + |M_w|$$

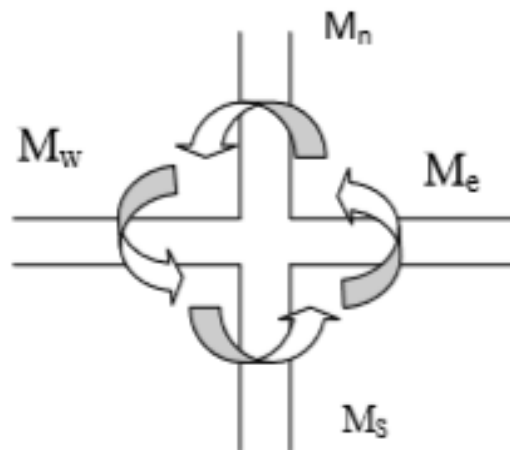


Figure V.6. Répartition des moments dans les zones nodales.

a. Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant M_r d'une section de béton dépend :

- Des dimensions de la section du béton.
- De la quantité d'acier dans la section du béton.
- De la contrainte limite élastique des aciers

Tel que :

$$M_r = Z \times A_s \times \sigma_{st}$$

Avec :

As: La section d'armature adopter sans prendre en compte les barres de recouvrement.

Z: Bras de levier de la section du béton → $Z = 0,9 \times h$

σ_{st} : Contrainte limite des aciers → $\sigma_{st} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

Les valeurs des moments résistants des poteaux sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau V.26 : Moments résistant dans les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	Z(cm)	σ_{st} (MPa)	As (cm ²)	Mr (KN.m)
RDC et Etage 1	60*40	54	348	28,65	538,391
Etage 2 et 3 et 4	55*40	49,5	348	24,13	415,663
Etage 5 et 6	50*40	45	348	16,08	251,812
Etage 7 et 8	45*40	40,5	348	14,19	199,993
Buanderie	30*30	27	348	9,04	84,939

b. Détermination du moment résistant dans les poutres :

❖ Poutres principales et secondaires

Tableau V.27 : Moment résistant dans les poutres

Niveau	type	section	Z (cm)	As (cm ²)	Mr (KN.m)
RDC	pp	45*30	40,5	15,27	215,21
	ps	40*30	36	10,18	127,53
Les étages courants	pp	45*30	40,5	15,27	215,21
	ps	40*30	36	10,18	127,53
Buanderie	pp	45*30	40,5	7,92	111,62
	ps	40*30	36	6,79	85,06

Tableau V.28 : Vérification de la zone nodale

niveaux	plan	Me=Mw	Ms	Mn	1,25×(Me+Mw)	Ms+Mn	Observation
RDC	pp	215,21	538,391	538,391	538,025	1076,782	Vérifiée
	ps	127,53	538,391	538,391	318,825	1076,782	Vérifiée
Etage 1	pp	215,21	538,391	538,391	538,025	1076,782	Vérifiée
	ps	127,53	538,391	538,391	318,825	1076,782	Vérifiée
Etage 2	pp	215,21	415,663	415,663	538,025	831,326	Vérifiée
	ps	127,53	415,663	415,663	318,825	831,326	Vérifiée
Etage 3	pp	215,21	415,663	415,663	538,025	831,326	Vérifiée
	ps	127,53	415,663	415,663	318,825	831,326	Vérifiée
Etage 4	pp	215,21	415,663	415,663	538,025	831,326	Vérifiée
	ps	127,53	415,663	415,663	318,825	831,326	Vérifiée
Etage 5	pp	215,21	251,812	251,812	538,025	503,624	Vérifiée
	ps	127,53	251,812	251,812	318,825	503,624	Vérifiée
Etage 6	pp	215,21	251,812	251,812	538,025	503,624	Vérifiée
	ps	127,53	251,812	251,812	318,825	503,624	Vérifiée
Etage 7	pp	215,21	199,993	199,993	538,025	399,986	Vérifiée
	ps	127,53	199,993	199,993	318,825	399,986	Vérifiée
Etage 8	pp	215,21	199,993	199,993	538,025	399,986	Vérifiée
	ps	127,53	199,993	199,993	318,825	399,986	Vérifiée
Buanderie	pp	111,62	84,939	84,939	279,05	169,878	Vérifiée
	ps	85,06	84,939	84,939	212,65	169,878	Vérifiée

V.4.Les voiles :

V.4.1.Introduction :

Le RPA99/ version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant sept niveaux ou 23 m de hauteur dans la zone I. Les voiles sont sollicités en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- ❖ Rupture par flexion.
- ❖ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ❖ Rupture par écrasement ou traction du béton.

Les voiles seront calculés dans les deux directions, horizontalement pour résister à l'effort tranchant et verticalement à la flexion composée sous un effort normal et un moment de flexion, Ces dernières données par logicielle de calcul (SAP2000 v14), en tenant compte des

sollicitations les plus défavorables qui résultent des combinaisons présentées par le : RPA99/V2003 et du (C.B.A.93).

V.4.2. Combinaisons des charges :

- **Selon (C.B.A.93)** : Les combinaisons fondamentales.

- ELU : $1,35 G + 1,5 Q$
- ELS : $G + Q$

- **Selon RPA99/V2003** : Les combinaisons accidentelles.

- $G + Q \pm Ex$
- $G + Q \pm Ey$
- $0,8 G \pm Ex$
- $0,8 G \pm Ey$

V.4.3. Les recommandations du RPA99/V2003 :

a. Armatures verticales :

Les armatures verticales reprennent les efforts de flexion, Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles en tenant en compte des prescriptions imposées par le RPA99/Version2003.

- ✓ Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales est : $A_{(Min)} = 0,2\% \times l_t \times e$

Avec : l_t : La longueur de la zone tendue.

e : L'épaisseur du voile.

- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement ($St < e$) → e : L'épaisseur du voile.
- ✓ A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile.
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

b. Armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10 \varnothing$.

c. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont au minimum en nombre de quatre épingles par mètre carré.

d. Règles communes :

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) est donné comme suite :

$$A_{(Min)} = 0,15 \% (e \times l) \quad \rightarrow \quad \text{Dans la section globale de voile.}$$

$$A_{(Min)} = 0,10 \% (e \times l) \quad \rightarrow \quad \text{Dans la zone courante.}$$

- ✓ L'espacement des barres horizontales et verticales doit être : $St < \text{Min}(1,5e ; 30 \text{ cm})$

- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne

doit pas dépasser (1/10) de l'épaisseur du voile $\rightarrow \quad \varnothing l \leq \frac{e}{10}$

- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40 \varnothing : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.
- 20 \varnothing : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

V.4.3. Disposition des voiles :

La répartition des voiles est présentée dans la figure suivante :

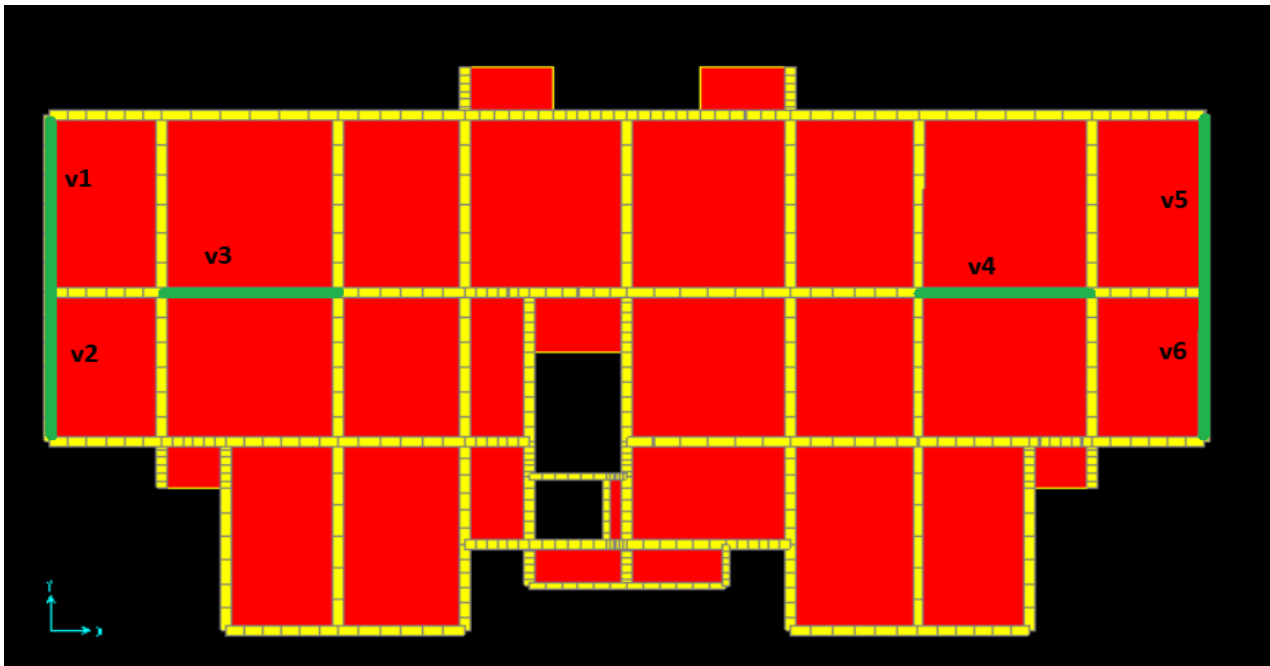


Figure V.7 : Disposition des voiles.

V.4.4. Calcul des armatures :

V.4.4.1. Armatures verticales :

Le ferrailage vertical des voiles se fait à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables suivantes, pour chaque combinaison :

- Effort normal maximal avec le moment correspondant ($N_{(max)} ; M_{(correspondant)}$)
- Moment fléchissant maximal avec l'effort normal correspondant ($M_{(max)} ; N_{(correspondant)}$)

D'après SAP2000, les sollicitations sont résumées dans les tableaux suivants :

Tableau V.29 : Sollicitations maximales des voiles (1,5). ELU

Voile (1,5) → L= 5,4 m		
Niveau	N (max) → M (correspondant)	
	N_(max) (KN/ml)	M_(corre) (KN.m/ml)
RDC et Etage 1	3762,457	738,0056
Etage 2 et 3 et 4	2906,315	501,879
Etage 5 et 6	1748,296	295,2912
Etage 7 et 8	760,759	101,2703

Tableau V.30 : Sollicitations maximales des voiles (1,5). G+Q±E

Voile (1,5) → L= 5,4 m		
Niveau	N (max) → M (correspondant)	
	N_(max) (KN/ml)	M_(corre) (KN.m/ml)
RDC et Etage 1	4474,326	4583,4392
Etage 2 et 3 et 4	3016,501	3622,4401
Etage 5 et 6	1653,051	1489,9928
Etage 7 et 8	621,792	481,5774

Tableau V.31 : Sollicitations maximales des voiles (1,5). 0,8G±E

Voile (1,5) → L= 5,4 m		
Niveau	N (max) → M (correspondant)	
	N_(max) (KN/ml)	M_(corre) (KN.m/ml)
RDC et Etage 1	3757,915	4426,8574
Etage 2 et 3 et 4	2471,588	3505,7079
Etage 5 et 6	1322,15	1428,9442
Etage 7 et 8	483,715	455,7495

Tableau V.32 : Sollicitations maximales des voiles (1,5). ELS

Voile (1,5) → L= 5,4 m		
Niveau	N (max) → M (correspondant)	
	N_(max) (KN/ml)	M_(corre) (KN.m/ml)
RDC et Etage 1	2764,289	539,9212
Etage 2 et 3 et 4	2136,491	365,708
Etage 5 et 6	1284,764	215,7716
Etage 7 et 8	559,9	74,0451

Tableau V.33 : Sollicitations maximales des voiles (2,6). ELU

Voile (2,6) → L= 4,55 m		
Niveau	N (max) → M (correspondant)	
	N_(max) (KN/ml)	M_(corre) (KN.m/ml)
RDC et Etage 1	3051,469	216,7459
Etage 2 et 3 et 4	2246,591	57,0249
Etage 5 et 6	1354,908	89,2191
Etage 7 et 8	617,88	69,1017

Tableau V.34 : Sollicitations maximales des voiles (2,6). G+Q±E

Voile (2,6) → L= 4,55 m		
Niveau	N (max) → M (correspondant)	
	N_(max) (KN/ml)	M_(corre) (KN.m/ml)
RDC et Etage 1	3927,599	2944,0227
Etage 2 et 3 et 4	2498,101	2376,0559
Etage 5 et 6	1347,953	887,9038
Etage 7 et 8	512,949	263,6177

Tableau V.35 : Sollicitations maximales des voiles (2,6). $0,8G \pm E$

Voile (2,6) → L= 4,55 m		
Niveau	N_(max) → M_(correspondant)	
	N_(max) (KN/ml)	M_(corre) (KN.m/ml)
RDC et Etage 1	3362,904	2911,4512
Etage 2 et 3 et 4	2090,121	2391,4281
Etage 5 et 6	1099,314	914,2812
Etage 7 et 8	402,929	285,2525

Tableau V.36 : Sollicitations maximales des voiles (2,6). ELS

Voile (2,6) → L= 4,55 m		
Niveau	N_(max) → M_(correspondant)	
	N_(max) (KN/ml)	M_(corre) (KN.m/ml)
RDC et Etage 1	2244,258	160,4866
Etage 2 et 3 et 4	1653,405	41,7743
Etage 5 et 6	996,791	64,2083
Etage 7 et 8	455,049	49,5582

Tableau V.37 : Sollicitations maximales des voiles (3,4). ELU

Voile (3,4) → L= 4,8 m		
Niveau	N_(max) → M_(correspondant)	
	N_(max) (KN/ml)	M_(corre) (KN.m/ml)
RDC et Etage 1	7006,208	294,1437
Etage 2 et 3 et 4	5037,039	356,9495
Etage 5 et 6	3119,287	261,7458
Etage 7 et 8	1239,387	66,9906

Tableau V.38 : Sollicitations maximales des voiles (3,4). G+Q±E

Voile (3,4) → L= 4,8 m		
Niveau	N_(max) → M_(correspondant)	
	N_(max) (KN/ml)	M_(corre) (KN.m/ml)
RDC et Etage 1	5135,137	187,3381
Etage 2 et 3 et 4	3696,227	3197,2975
Etage 5 et 6	2290,4	124,9738
Etage 7 et 8	912,891	924,2929

Tableau V.39 : Sollicitations maximales des voiles (3,4). 0,8G±E

Voile (3,4) → L= 4,8 m		
Niveau	N_(max) → M_(correspondant)	
	N_(max) (KN/ml)	M_(corre) (KN.m/ml)
RDC et Etage 1	3592,564	110,6989
Etage 2 et 3 et 4	2612,776	3287,093
Etage 5 et 6	1624,707	189,0339
Etage 7 et 8	670,951	908,6438

Tableau V.40 : Sollicitations maximales des voiles (3,4). ELS

Voile (3,4) → L= 4,8 m		
Niveau	N_(max) → M_(correspondant)	
	N_(max) (KN/ml)	M_(corre) (KN.m/ml)
RDC et Etage 1	5117,696	213,161
Etage 2 et 3 et 4	3682,965	259,1336
Etage 5 et 6	2281,501	190,2739
Etage 7 et 8	909,732	48,8049

a. Méthode de calcul :

On détermine les contraintes par la méthode de NAVIER-BERNOULLIE.

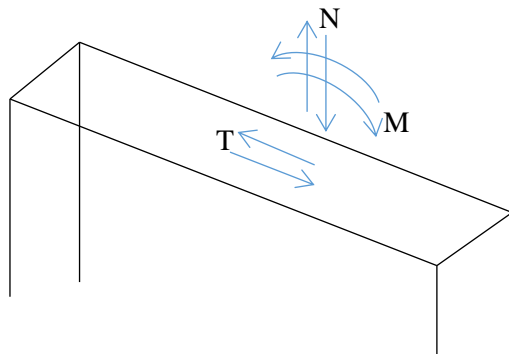


Figure V.8 : Voile soumis à la flexion

$$\sigma_a = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} \qquad \sigma_b = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I}$$

Avec :

N : L'effort normal appliqué.

A : La section transversale du voile.

M : Le moment fléchissant appliqué.

V : Le centre de gravité de la section du voile dans le sens du plan moyen.

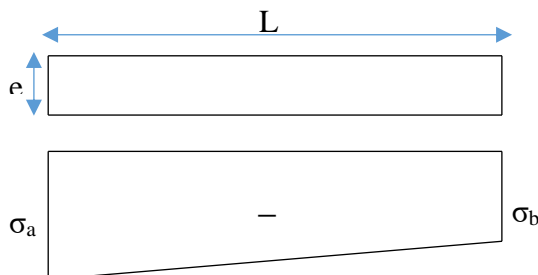
I : Le moment d'inertie du voile.

Remarque : On distingue trois cas :

• **1^{er} cas :**

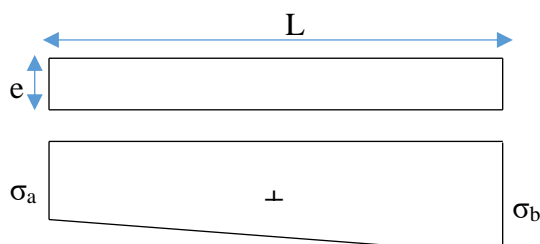
Si $(\sigma_a ; \sigma_b) > 0 \rightarrow$ La section du voile est entièrement comprimée (SEC) (Pas de zone tendue) la zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA99/Version2003

($A_{\min} = 0,20\% \times e \times L$).



• **2^{ème} Cas :**

Si $(\sigma_a ; \sigma_b) < 0 \rightarrow$ La section du voile est entièrement tendue, (SET) (pas de Zone comprimée)



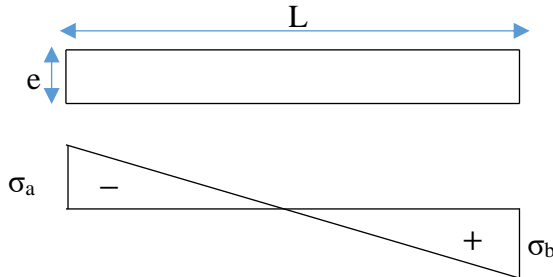
L'effort de traction égale à : $F_T = \frac{(\sigma_a + \sigma_b) \times L \times e}{2}$

La section d'armature verticale égale à : $A_v = \frac{F_T}{\sigma_{st}}$

• **3^{ème} Cas :**

Si $(\sigma_a ; \sigma_b)$ sont des signes différent → La section du voile est partiellement comprimée (SPC).

On calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.



La longueur de la zone tendue : $\mu = \frac{L}{\left(\frac{\sigma_a}{\sigma_b} + 1\right)}$

L'effort de traction égale à : $F_T = \frac{\sigma_b \times L \times e}{2}$

La section d'armature verticale égale à : $A_v = \frac{F_T}{\sigma_{st}}$

b. Exemple de calcul :

▪ **Les voiles (V 1,5) du RDC + 1^{er} étage à (ELU) :**

Avec $(N_{(max)} ; M_{(correspondant)})$

$N = 7006,208 \text{ KN/ml}$

$M = 294,1437 \text{ KN.m/ml}$

$e = 0,20 \text{ m} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1,00 ; \sigma_{st} = 400 \text{ MPa}$

Le calcul se fait pour une bande de 1 ml → $(l = 1\text{m})$

$A = e \times L = 0,2 \times 1,00 = 0,20 \text{ m}^2$

$V = \frac{L}{2} = \frac{1}{2} = 0,5 \text{ m}$

$I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0,2 \times 1^3}{12} = 0,01666 \text{ m}^4$

-Calcul des contraintes :

$$\sigma_a = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{7006,208 \times 10^{-3}}{0,20} + \frac{294,1437 \times 10^{-3} \times 0,5}{0,01666} = 43,85 \text{ MPa} > 0$$

$$\sigma_b = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{7006,208 \times 10^{-3}}{0,20} - \frac{294,1437 \times 10^{-3} \times 0,5}{0,01666} = 26,20 \text{ MPa} > 0$$

Les contraintes (σ_a) et (σ_b) sont des signes positifs → La section du voile est entièrement comprimé, (SEC).

Alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99/V 2003

$$A_{\min} = 0,20\% \times e \times L = 0,002 \times 0,2 \times 1 = 4 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_v = 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

L'espacement < min (1,5 e ; 30 cm)

→ St < 30 cm

V.4.4.2. Armatures horizontales :

a. Vérification sous les sollicitations tangentes :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suite :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} \rightarrow \tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$$

Avec: $\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d}$ et $\bar{V} = 1,4 V$

V : L'effort tranchant maximum.

b₀ : L'épaisseur du voile.

d : Hauteur utile → d = 0,9 h

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

Tableau V.41 : Vérification des voiles au cisaillement

Voile	V _{max} (KN)/ml	\bar{V} (KN)/ml	b ₀ (m)	d (m)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	Observation
V(1,5)	960,656	1344,9184	0,2	2,754	2,44	5	Vérifiée
V(2,6)	753,147	1054,4058	0,2	2,754	1,914	5	Vérifiée
V(3,4)	1414,82	1980,748	0,2	2,754	3,596	5	Vérifiée

b. Méthode de calcul des armatures horizontales :

$$A_h \geq \frac{e \times \gamma_s \times St \times (\tau_b - 0,3 \times k \times f_{t'})}{0,9 \times f_e \times (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

Avec : (K = 0) : Cas de reprise de bétonnage.

($\gamma_s = 1,15$ → Cas général) ; ($f_e = 400 \text{ MPa}$) ; ($\alpha = 90^\circ$ → Armatures droites)

D'après le RPA99/V2003 : St ≤ min (1,5 e ; 30 cm)

c. Exemple de calcul :

▪ **Le voile (V3-4) du RDC+1^{er} étage :** (V_(max) = 1414,82 KN/ml)

Avec : (e = 0,20 m) ; (L = 1 ml) ; (d = 2,754 m)

$$\tau_b = 3,596 \text{ MPa}$$

$$St \leq \min (1,5 \times 20 ; 30 \text{ cm}) \rightarrow St = 25 \text{ cm}$$

-Calcul de la section d'armature horizontale :

$$A_h \geq \frac{0,2 \times 1,15 \times 0,25 \times 3,596}{0,9 \times 400} \times 10^4 \rightarrow A_h (\text{calculé}) \geq 5,74 \text{ cm}^2$$

-Vérification des armatures vis-à-vis du RPA99/V2003 :

$$A_h (\text{min-RPA}) = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2 > A_h (\text{calculé})$$

→ $A_h (\text{min-RPA}) = 3 \text{ cm}^2$.

V.4.4.3. Choix des armatures :

Les résultats de calcul et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants :

Avec :

$A_v (\text{calculé}) \text{ cm}^2/\text{ml}$: Ferrailage vertical calculé pour une bande de 1 ml.

$A_v (\text{min-RPA}) \text{ cm}^2/\text{ml}$: Quantité minimale d'armature vertical pour une bande de 1 ml.

$A_v (\text{adopté}) \text{ cm}^2$: Ferrailage vertical adopté pour toute la section du voile.

$St'_{(Av)}$: Espacement entre les armatures verticales dans la zone extrême.

$L'_{(Av)}$: Longueur de la zone extrême.

$St_{(Av)}$: Espacement entre les armatures verticales dans la zone courante.

$A_h (\text{calculé}) \text{ cm}^2/\text{ml}$: Ferrailage horizontal calculé pour une bande de 1 ml.

$A_h (\text{min-RPA}) \text{ cm}^2/\text{ml}$: Quantité minimale d'armature horizontale pour une bande de 1 ml.

$A_h (\text{adopté}) \text{ cm}^2$: Ferrailage horizontale adopté pour toute la section du voile.

$St_{(Ah)}$: Espacement entre les armatures horizontales.

Tableau V.42 : Ferrailage des Voiles (1,5).

		Voiles (1,5) → L= 5,4 m			
		RDC+1^{er} étage	Etage 2,3,4	Etage 5,6	Etage 7,8
$A_v (\text{calculé}) \text{ cm}^2/\text{ml}$		4,00	4,00	4,00	4,00
$A_v (\text{min-RPA}) \text{ cm}^2/\text{ml}$		4,00	4,00	4,00	4,00
$A_v (\text{adopté}) \text{ cm}^2$		2×8T14 =24,63	2×8T14 =24,63	2×8T14 =24,63	2×8T14 =24,63
Z.E	$St'_{(Av)} (\text{cm})$	15	15	15	15
	$L'_{(Av)} (\text{cm})$	15	15	15	15
Z.C	$St_{(Av)} (\text{cm})$	15	15	15	15
$V_{(\text{max})} \text{ KN/ml}$		960,656	694,054	474,938	194,034
$\tau_b \text{ MPa}$		2,4417	1,7641	1,2071	0,4931
$A_h (\text{calculé}) \text{ cm}^2/\text{ml}$		3,8999	2,8176	1,9280	0,7875
$A_h (\text{min-RPA}) \text{ cm}^2/\text{ml}$		3,00	3,00	3,00	3,00
$A_h (\text{adopté}) \text{ cm}^2$		2×8T14 =24,63	2×8T14 =24,63	2×8T14 =24,63	2×8T14 =24,63

Tableau V.43 : Ferrailage des Voiles (2,6).

		Voile (2,6) → L= 4,55 m			
		Ss et RDC	Etage 1,2,3	Etage 4,5,6	Etage 7et 8
Av (calculé) cm²/ml		4,00	4,00	4,00	4,00
Av (min) cm²/ml		4,00	4,00	4,00	4,00
Av (adopté) cm²		2×8T14 =24,63	2×8T14=24,63	2×8T14=24,63	2×8T14=24,63
Z.E	St'_(Av) (cm)	15	15	15	15
	L'_(Av) (cm)	15	15	15	15
Z.C	St_(Av) (cm)	15	15	15	15
V_(max) KN/ml		753,147	499,147	339,358	289,1445
τ_b MPa		1,9143	1,2687	0,8625	0,7349
Ah (calculé) cm²/ml		3,0575	2,0263	1,3776	1,1737
Ah_{min} (RPA) cm²/ml		3,00	3,00	3,00	3,00
Ah (adopté) cm²		2×8T14 =24,63	2×8T14 =24,63	2×8T14 =24,63	2×8T14 =24,63

Tableau V.44 : Ferrailage des Voiles (3,4).

		Voile (3,4) → L= 4,8 m			
		Ss et RDC	Etage 1,2,3	Etage 4,5,6	Etage 7et 8
Av (calculé) cm²/ml		4,00	4,00	4,00	4,00
Av (min) cm²/ml		4,00	4,00	4,00	4,00
Av (adopté) cm²		2×8T14 =24,63	2×8T14 =24,63	2×8T14 =24,63	2×8T14 =24,63
Z.E	St'_(Av) (cm)	15	15	15	15
	L'_(Av) (cm)	15	15	15	15
Z.C	St_(Av) (cm)	15	15	15	15
V_(max) KN/ml		1414,82	813,423	440,001	147,036
τ_b MPa		3,5961	2,0675	1,1183	0,3737
Ah (calculé) cm²/ml		5,7437	3,3022	1,7861	0,5968
Ah_{min} (RPA) cm²/ml		3,00	3,00	3,00	3,00
Ah (adopté) cm²		2×8T14 =24,63	2×8T14 =24,63	2×8T14 =24,63	2×8T14 =24,63

V.4.5. Schéma du ferrailage :

Comme un exemple de schéma du ferrailage, on a choisi les voiles (1,5). Le schéma est illustré sur la figure suivante :

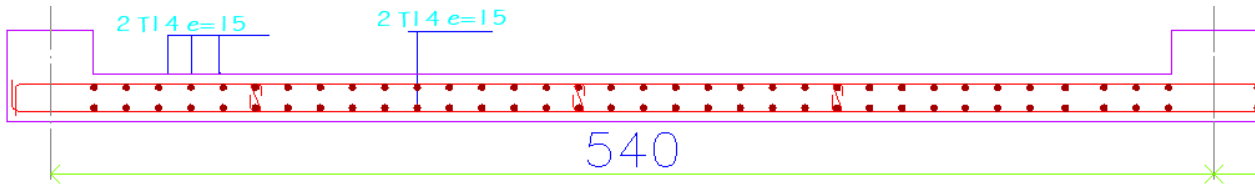


Figure V.9 : schéma de ferrailage du voile.

Chapitre VI :

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1. Introduction :

Les fondations sont des éléments qui sont directement en contact avec le sol, elles assurent ainsi la transmission et la répartition des charges (poids propre et surcharges climatiques et d'utilisation) de la superstructure vers le sol sur lequel elles reposent. Elles servent à :

- Réaliser l'encastrement de la structure.
- La bonne répartition des charges.
- Limiter les tassements des sols.

VI.2. Combinaisons de calcul :

D'après le **RPA99/V2003** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{cases}$$

$$\begin{cases} 1,35G + 1,5Q \dots\dots\dots \text{ELU} \\ G + Q \dots\dots\dots \text{ELS} \end{cases}$$

VI.3 Choix du type de fondation :

D'après le rapport géotechnique la contrainte du sol égale 2,2 bars, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle filante
- Radier général

Le choix de type de fondations est en fonction de plusieurs paramètres qui sont :

- Les caractéristiques du sol.
- Le type de la structure.
- La charge transmise au sol.
- L'aspect économique.

Le type de fondation préconisé pour cette structure est des semelles filantes, mais après le dimensionnement, les semelles deviennent très larges et tendent à occuper tout l'entraxe des poteaux, on opte alors pour **un radier général** afin de limiter en maximum, les tassements notamment différentielles.

VI.4. Etude du radier général :

VI.4.1 Pré dimensionnement :

h_n : Hauteur des nervures.

h_d : Hauteur de la dalle.

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ($L_{max} = 5,75$ m)

$$\begin{cases} h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{575}{10} = 57,5 \text{ cm} \\ h_d \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{575}{20} = 28,75 \text{ cm} \end{cases} \dots\dots\dots \text{(DTR BC 2.33.1)}$$

❖ **La condition de raideur (rigidité)**

Pour un radier rigide, il faut que :

$$\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{\max} ; \text{ Avec : } L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

L_e : La longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

E: Module de Young ($E = 3,21 \times 10^7 \text{ KN/m}^3$)

I: Moment d'inertie de l'élément considéré sur 1ml.

K : Coefficient de raideur du sol $\rightarrow (K = 4,4 \text{ Kg/cm}^3 = 4,4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3)$.

$$I = \frac{b \times h_n^3}{12} \rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}}$$

Donc : $h_n = 0,90 \text{ m}$

A partir des deux conditions on prend le max : $h_n = 0,90 \text{ m}$ On opte un $h_t = 1,20 \text{ m}$.

$I = 0,0648 \text{ m}^4$, $L_e = 4,52 \text{ m}$

➤ **Vérification de condition :**

$$\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{\max} \rightarrow 7,09 \text{ m} > 5,75 \text{ m} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{On prend : } \begin{cases} h_n = 120 \text{ cm} \\ h_d = 50 \text{ cm} \end{cases}$$

❖ **Calcul de débordement (D) :**

$$D \geq \text{Max} \left(\frac{h_n}{2} ; 30 \text{ cm} \right)$$

$D \geq 60 \text{ cm} \rightarrow$ On adopte : $D = 100 \text{ cm}$.

VI.5.Vérification nécessaire :

VI.5.1. Vérification de la contrainte du sol :

D'après le rapport géotechnique, on a une contrainte du sol égale à $\sigma_{\text{sol}} = 2,2 \text{ bar}$.

Pour que la contrainte du sol soit vérifiée, on doit vérifier ces deux conditions :

➤ **Condition 1 :**

$$\sigma_{b1} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{b1} = K \times Z_{\max}$$

Où :

K : Coefficient de BALLAST, égal à deux fois la contrainte du sol :

$$K = 2 \times \sigma_{\text{sol}} = 2 \times 2,2 \rightarrow K = 4,4 \text{ Kg/cm}^3$$

Z_{\max} : Déplacement maximal suivant Z, égal à 0,34 cm (ELS, SAP2000),

$$\sigma_{b1} = 4,4 \times 0,34 = 1,496 \text{ bar}$$

$\sigma_{b1} = 2,2 \text{ bar} < \sigma_{\text{sol}} = 2,2 \text{ bar} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

➤ **Condition 2 :**

$$\sigma_{b2} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

$$\sigma_{b2} = \frac{F_z}{S}$$

Où :

F_z : Réaction total de la structure à l'ELS obtenu par SAP2000 ($F_z = 54637,418$ KN).

S: Surface du radier, égale à $550,0015$ m².

$$\sigma_{b2} = \frac{54637,418 \times 10^2}{550,0015 \times 10^4} = 1 \text{ bar}$$

$\sigma_{b2} = 1 \text{ bar} < \sigma_{sol} = 2,2 \text{ bar}$ Condition vérifiée.

VI.5.2 Vérification au poinçonnement :

Selon le **BAEL99 (article A.5.2, 41)** on doit vérifier la condition :

$$N_u \leq 0,045 \times h_n \times u_u \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_u : L'effort normal du poteau plus sollicité a l'état limite ultime, elle est tirée directement du SAP2000 ➔ $N_u = 1743,086$ KN.

u_u : Périmètre du centre cisailé, il est calculé comme suit :

$$u_u = 4 \times (a + h_n)$$

Avec : h_n : l'épaisseur de la nervure $h_n = 1,20$ m

a : largeur de la nervure $a = 0,45$ m

$$u_u = 4 \times (1,20 + 0,45) = 6,6 \text{ m}$$

$$N_u \leq 0,045 \times 1,2 \times 6,6 \times \frac{25000}{1,5}$$

$N_u = 1743,086 \text{ KN} < 5940 \text{ KN}$ ➔ pas de risque de poinçonnement.

VI.5.3. Vérification de la stabilité au renversement :

Selon RPA99, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

Avec : M : Moment de renversement suivant chaque direction (D'après SAP2000)

Ns : Effort normal total ($N_{s(\text{supestructure})} + N_{s(\text{Radier})} + N_{s(\text{Remblai})}$)

($N_{s(\text{superstructure})} = 54,637418 \text{ MN}$; $N_{s(\text{Radier})} = 6,87 \text{ MN}$) ; ($N_{s(\text{Remblais})} = 19,8 \text{ MN}$)

$$N_s = 81,30 \text{ MN}$$

B : Les dimensions du bâtiment suivant les deux directions.

- **Sens X-X** : ($M_x = 32,353 \text{ MN.m}$) ; ($N_s = 81,3 \text{ MN}$) ; ($B_x = 33,84$ m)

$$e = \frac{32,353}{81,30} = 0,39 \text{ m} < \frac{33,84}{4} = 8,46 \text{ m}$$

- **Sens Y-Y** : ($M_y = 24,148 \text{ MN.m}$) ; ($N_s = 81,3 \text{ MN}$) ; ($B_y = 17,75$ m)

$$e = \frac{24,148}{81,3} = 0,29 \text{ m} < \frac{17,75}{4} = 4,4375 \text{ m}$$

Donc il n'y a pas de risque de renversement.

VI.5.4. Vérification de la poussée hydrostatique :

Il faut vérifier la stabilité du bâtiment au soulèvement sous l'effet de la sous pression,

$$N_s \geq \gamma_w \times S_r \times H \times F_s$$

Avec:

γ_w : Poids volumique de l'eau → $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$

S_r : La surface totale du radier → $S_r = 550,0015 \text{ m}^2$

F_s : C'est un coefficient de sécurité → $F_s = 3$

H : La hauteur d'ancrage du bâtiment → $H = 2 \text{ m}$

N_s : Effort normal total (N_s (Radier) + N_s (Remblai)).

$$N_s = 81,3 \text{ MN}$$

$$N_s \geq \gamma_w \times S_r \times H \times F_s = 10 \times 10^{-3} \times 2 \times 550,0015 \times 3 = 33 \text{ MN}$$

$N_s = 81,3 \text{ MN} > 33 \text{ MN}$ **Condition vérifiée.**

VI.6. Différentes sollicitations :

Après une modélisation du radier avec le logiciel « SAP2000 », on a obtenu les résultats suivants :

- **Sens x-x :**

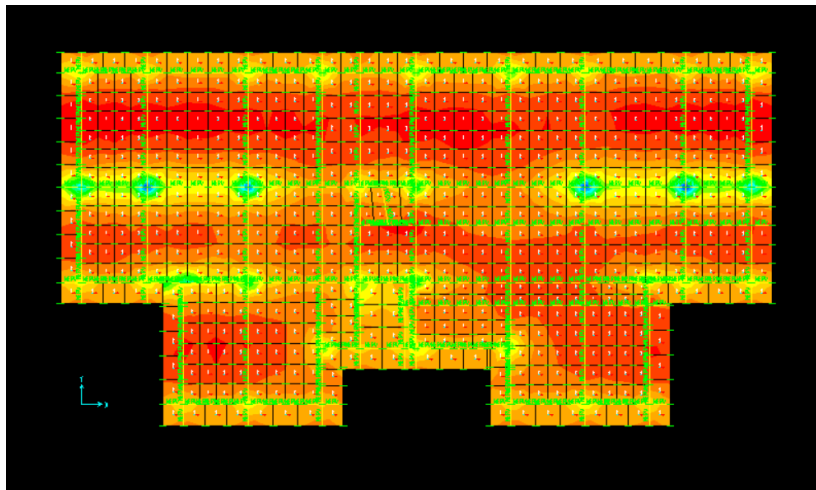


Figure VI.1 : Moment M11 à l'ELU

- Sens y-y :

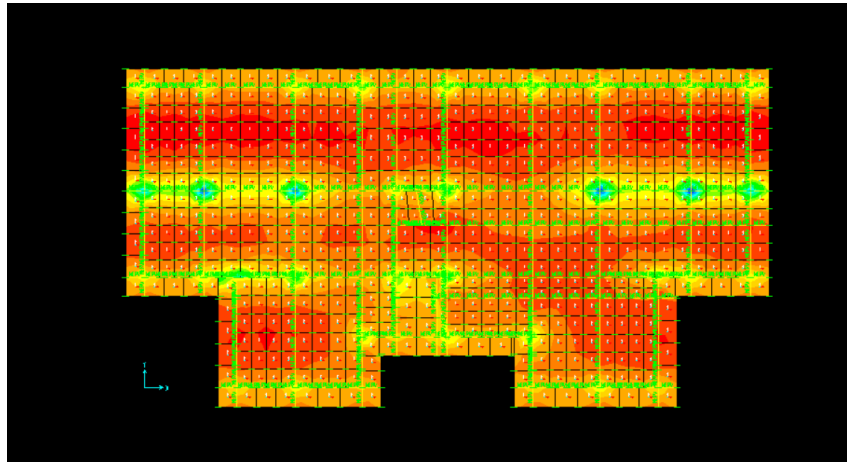


Figure VI.2 : Moment M22 à ELU

Les différentes sollicitations du radier sont récapitulées dans les deux tableaux suivants :

Tableau VI.1 : Sollicitations maximales au niveau des dalles.

Sens	ELU		ELS	
	M (Travée) (KN.m)/ml	M (Appui) (KN.m)/ml	M (Travée) (KN.m)/ml	M (Appui) (KN.m)/ml
x-x	119,1234	116,894	86,9992	85,354
y-y	115,1738	100,9831	83,992	73,7166

Tableau VI.2 : Sollicitations maximales au niveau des nervures.

Position	ELU	ELS
	Mu (KN.m)	Ms (KN.m)
Appui	672,423	490,4095
Travée	454,6567	333,7203

VI.7. Calcul du ferrailage :

VI.7.1. Ferrailage de la dalle :

Le calcul se fait en flexion simple à l'ELU, pour une bande de 1 ml.

a. Sens x-x :

❖ Calcul du ferrailage en travée :

Avec : $b = 1,00$ ml ; $h = 0,50$ m ; $d = 0,9 \times 0,50 = 0,45$ m ; $f_{c28} = 25$ MPa ; $F_e = 400$ MPa $\sigma_{st} = 348$ MPa ; $f_{bc} = 14,17$ MPa ; $\mu_R = 0,392$.

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{119,1234 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9 \times 0,5)^2 \times 14,17} = 0,0415$$

$\mu_u < \mu_R = 0,392$ (FeE400) \rightarrow section a simple armature (donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire, $A_{sc}=0$)

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) \rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0415}) = 0,0529$$

$$z = d (1 - 0,4 \times \alpha) = 45 \times (1 - 0,4 \times 0,0529) = 44,0478 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{119,1234 \times 10^{-3}}{0,440478 \times 348} = 7,771 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

❖ **Calcul du ferrailage en appui :**

Avec : $b = 1,00 \text{ ml}$; $h = 0,50 \text{ m}$; $d = 0,9 \times 0,50 = 0,45 \text{ m}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $F_e = 400 \text{ MPa}$; $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $\mu_R = 0,392$.

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{116,894 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9 \times 0,5)^2 \times 14,17} = 0,0407$$

$\mu_u < \mu_R = 0,392$ (FeE400) → section a simple armature (donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire, $A_{sc}=0$).

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) \rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0407}) = 0,0519$$

$$z = d (1 - 0,4 \times \alpha) = 45 \times (1 - 0,4 \times 0,0519) = 44,0658 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{116,894 \times 10^{-3}}{0,440658 \times 348} = 7,62 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

b. Sens y-y :

❖ **Calcul du ferrailage en travée :**

Avec : $b = 1,00 \text{ ml}$; $h = 0,50 \text{ m}$; $d = 0,9 \times 0,50 = 0,45 \text{ m}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $F_e = 400 \text{ MPa}$; $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $\mu_R = 0,392$.

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{115,1738 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9 \times 0,5)^2 \times 14,17} = 0,0401$$

$\mu_u < \mu_R = 0,392$ (FeE400) → section a simple armature (donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire, $A_{sc}=0$)

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) \rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0401}) = 0,051$$

$$z = d (1 - 0,4 \times \alpha) = 45 \times (1 - 0,4 \times 0,051) = 44,082 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{115,1738 \times 10^{-3}}{0,44082 \times 348} = 7,507 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

❖ **Calcul du ferrailage en appui :**

Avec : $b = 1 \text{ ml}$; $h = 0,50 \text{ m}$; $d = 0,9 \times 0,50 = 0,45 \text{ m}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $F_e = 400 \text{ MPa}$; $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $\mu_R = 0,392$.

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{100,9831 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9 \times 0,5)^2 \times 14,17} = 0,0351$$

$\mu_u < \mu_R = 0,392$ (FeE400) → Section a simple armature (donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire, $A_{sc}=0$)

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu_u)}) \rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,0351)}) = 0,0448$$

$$z = d (1 - 0,4 \times \alpha) = 45 \times (1 - 0,4 \times 0,0448) = 44,1936 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_{u22}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{100,9831 \times 10^{-3}}{0,441936 \times 348} = 6,56 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st \text{ min}} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}\right) = \max\left(\frac{1 \times 0,5}{1000}; \frac{0,23 \times 1 \times 0,45 \times 2,1}{400}\right)$$

$$A_{st \text{ min}} \geq \max(5; 5,43) \text{ cm}^2$$

Donc la section minimum égale à **$A_{st \text{ min}} = 5,43 \text{ cm}^2/\text{ml}$**

-Travée :

Sens x-x : $A_{st} = 7,771 \text{ cm}^2/\text{ml} > 5,43 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

Sens y-y : $A_{st} = 7,507 \text{ cm}^2/\text{ml} > 5,43 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

-Appui :

Sens x-x : $A_{sa} = 7,62 \text{ cm}^2/\text{ml} > 5,43 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

Sens y-y : $A_{sa} = 6,56 \text{ cm}^2/\text{ml} > 5,43 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

❖ **Choix d'armature :**

- Travée :

Sens x-x : $A_{st} = 8T14 = 12,31 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Sens y-y : $A_{st} = 8T14 = 12,31 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- Appui :

Sens x-x : $A_{st} = 8T14 = 12,31 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Sens y-y : $A_{st} = 8T14 = 12,31 \text{ cm}^2/\text{ml}$

VI.7.1.1. Vérification de la dalle à l'ELS :

D'après (C.B.A.93), Le radier est soumis à des fissurations préjudiciables et par conséquent on vérifie les contraintes dans le béton et dans les aciers.

- $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

- $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n \times f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$

-Exemple de calcul : On va prendre comme exemple de calcul, la travée (X-X)

$b = 1 \text{ m} ; h = 0,50 \text{ m} ; d = 0,45 \text{ m} ; d' = 0,05 \text{ m} ; M_s (\text{Travée}) = 0,0869992 \text{ MN.m} ; F_e = 400 \text{ MPa}$

$n = 15$ coefficient d'équivalence ; $(A_{sc} = 0) ; A_{st} = 8T14 = 12,31 \text{ cm}^2$

❖ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} - n \times A_{st} (d - x) = 0$$

$$50 x^2 - 184,65 (45 - x) = 0$$

$$50 x^2 + 184,65x - 8309,25 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 1302,284 \rightarrow x = 11,17 \text{ cm}$$

❖ Détermination de moment d'inertie de la section :

$$I = \frac{bx^3}{3} + n A_{st} (d - x)^2 \rightarrow I = 257781,8028 \text{ cm}^4$$

❖ Calcul des contraintes dans le béton:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times x}{I} = 3,76 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,76 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Calcul des contraintes dans l'acier :

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser} (d-x)}{I} = 171,260 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 171,260 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3 : Les contraintes dans le béton et dans les aciers.

					Béton		Aciers	
Position	Ms (KN.m)	Ast (cm ²)	Xs (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	<15 (MPa)	σ_{st} (MPa)	<201,63 (MPa)
X- Travée	86,9992	12,31	11,17	257781,8028	3,76	Vérifiée	171,260	Vérifiée
X Appui	85,354	12,31	11,17	257781,8028	3,69	Vérifiée	168,021	Vérifiée
Y- Travée	83,992	12,31	11,17	257781,8028	3,63	Vérifiée	165,340	Vérifiée
Y Appui	73,7166	12,31	11,17	257781,8028	3,19	Vérifiée	145,112	Vérifiée

VI.7.1.2. Vérification au cisaillement :

➤ Sens x-x :

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b \times d} \leq \overline{\tau}_u$$

Puisque la fissuration est préjudiciable, donc :

$$\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{464,57 \times 10^{-3}}{1 \times 0,9 \times 0,50} = 1,03 \text{ Mpa} \leq \overline{\tau}_u \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Sens y-y :

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b \times d} \leq \overline{\tau}_u$$

Puisque la fissuration est préjudiciable, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{600,2 \times 10^{-3}}{1 \times 0,9 \times 0,50} = 1,33 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VI.7.1.3. Calcul de l'espacement :

D'après le (BAEL91) :

$$S_t \leq \min(0,9 \times d ; 40) \text{ cm} \rightarrow S_t \leq \min(40,5 ; 40) \text{ cm}$$

Alors on adopte un espacement de : **St = 15 cm.**

VI.7.2. Calcul de Ferrailage de la nervure :

Le calcul se fait en flexion simple, à l'ELU avec une section $(0,45 \times 120) \text{ cm}^2$

Avec : $b = 0,45 \text{ m}$; $h = 1,20 \text{ m}$; $(d = 0,9 \times 1,20 = 1,08 \text{ m})$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$f_e = 400 \text{ MPa}$; $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $\mu_R = 0,392$

❖ Calcul du ferrailage en travée :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{454,6567 \times 10^{-3}}{0,45 \times (1,08)^2 \times 14,17} = 0,0611$$

$\mu_u < \mu_R = 0,392$ (FeE400) \rightarrow section a simple armature (donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire, $A_{sc}=0$)

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) \rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0611}) = 0,0788$$

$$z = d (1 - 0,4 \times \alpha) = 108 \times (1 - 0,4 \times 0,0788) = 104,595 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_{u11}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{454,6567 \times 10^{-3}}{1,04595 \times 348} = \mathbf{12,49 \text{ cm}^2/\text{ml.}}$$

❖ Calcul du ferrailage en appui :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{672,423 \times 10^{-3}}{0,45 \times (1,08)^2 \times 14,17} = 0,0904$$

$\mu_u < \mu_R = 0,392$ (FeE400) \rightarrow section a simple armature (donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire, $A_{sc}=0$)

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) \rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0904}) = 0,118$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 108 \times (1 - 0,4 \times 0,118) = 102,9024 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{672,423 \times 10^{-3}}{1,029024 \times 348} = \mathbf{18,77 \text{ cm}^2/\text{ml.}}$$

❖ Condition de non fragilité :

$$A_{st \min} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000} ; \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}\right) = \max\left(\frac{0,45 \times 1,2}{1000} ; \frac{0,23 \times 0,45 \times 1,08 \times 2,1}{400}\right)$$

$$A_{st \min} \geq \max(5,4 ; 5,86) \text{ cm}^2$$

Donc la section minimum égale à $A_{st \min} = 5,86 \text{ cm}^2/\text{ml}$

-Travée :

$A_{st} = 12,49 \text{ cm}^2/\text{ml} > 5,86 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$

- Appui :

$A_{sa} = 18,77 \text{ cm}^2/\text{ml} > 5,86 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$

❖ **Choix d'armature :**

- Travée : $A_{st} = 8T16+4T14 = 22,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- Appui : $A_{st} = 8T16+4T14 = 22,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$

VI.7.2.1.Vérification de la dalle à l'ELS :

D'après (C.B.A.93), La nervure est soumise à des fissurations préjudiciables et par conséquent on vérifie les contraintes dans le béton et dans les aciers.

- $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$
- $\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \rightarrow \overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{t28}} \right) = 201,63 \text{ MPa}$

-Exemple de calcul : On va prendre comme exemple de calcul, la travée de la nervure $b = 0,45 \text{ m}$; $h = 1,2 \text{ m}$; $d = 1,08 \text{ m}$; $d' = 0,12 \text{ m}$; $M_{s \text{ (Travée)}} = 0,3337203 \text{ MN.m}$; $F_e = 400 \text{ MPa}$ $n = 15$ coefficient d'équivalence ; ($A_{sc} = 0$) ; $A_{st} = 8T16 + 4T14 = 22,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$

❖ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} - n \times A_{st} \times (d - x) = 0$$

$$22,5 x^2 - 333,6 (108 - x) = 0$$

$$22,5 x^2 + 333,6 x - 36028,8 = 0 \quad 42541.2$$

$$\sqrt{\Delta} = 1831,360 \rightarrow x = 33,28 \text{ cm.}$$

❖ **Détermination de moment d'inertie de la section :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + n A_{st} (d - x)^2 \rightarrow I = 2415408,108 \text{ cm}^4.$$

❖ **Calcul des contraintes dans le béton:**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times x}{I} = 4,59 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 4,59 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

❖ **Calcul des contraintes dans l'acier :**

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser} (d - x)}{I} = 154,853 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 154,853 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4 : Les contraintes dans le béton et dans les aciers.

Position	Ms (KN.m)	Ast (cm ²)	Xs (cm)	I (cm ⁴)	Béton		Aciers	
					σ_{bc} (MPa)	<15 (MPa)	σ_{st} (MPa)	<201,63 (MPa)
Travée	333,7203	22,24	33,28	2415408,108	4,59	Vérifiée	154,853	Vérifiée
Appui	490,4095	26,26	35,60	2741499,504	6,36	Vérifiée	194,267	Vérifiée

VI.7.2.2. Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Puisque la fissuration est préjudiciable, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa}\right) = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{456,66 \times 10^{-3}}{0,45 \times 0,9 \times 1,2} = 0,98 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VI.7.2.3. Calcul de l'espacement :

Selon RPA 99/V2003 :

$$\begin{cases} S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi_{\min} ; 30 \text{ cm}\right) \dots \dots \dots \text{En zone nodale} \\ S'_t \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{Dehors de la zone nodale} \end{cases}$$

Avec : ϕ_{\min} Le diamètre le plus petit de ferrailage longitudinal.

$$S_t \leq \min\left(\frac{120}{4} ; 12 \times 1,4 ; 30 \text{ cm}\right) \rightarrow S_t \leq 16,8 \text{ cm}$$

$$S'_t \leq \frac{120}{2} \rightarrow S'_t \leq 60 \text{ cm}$$

On adopte un espacement :

$$\begin{cases} S_t = 15 \text{ cm} \\ S'_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

VI.7.2.4. Ferrailage transversal :

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

$$\phi_{\min} \leq \min(3,42 ; 1,4 ; 4,5)$$

On prend : $\phi_{\min} = 8 \text{ mm}$

Le tableau ci-dessous, est une récapitulation de tout le ferrailage trouvé :

Tableau VI.5 : Ferrailage de la nervure et la dalle du radier.

			Ferrailage calculé (cm ² /ml)	Ferrailage min (cm ² /ml)	Ferrailage choisi
Dalle	Travée	x-x	7,771	5,43	8T14
		y-y	7,507		8T14
	Appui	x-x	7,62	5,43	8T14
		y-y	6,56		8T14
Nervure	Travée		12,49	5,86	8T16+4T14
	Appui		18,77	5,86	8T16+4T14

VI.8.Schéma de ferrailage du radier :

Le schéma du ferrailage de la nervure ainsi que la dalle, sont illustrés sur ces deux figures :

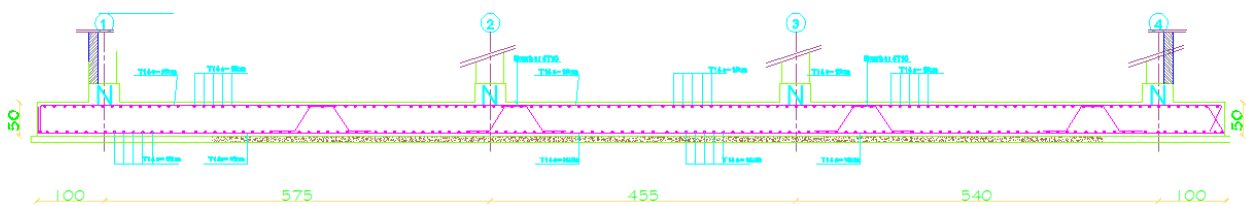


Figure VI.3 : Ferrailage de la dalle du radier suivant les deux sens (x ; y)

Remarque :

Il faut ajouter les armatures de peau parallèle à l'axe neutre, leur section d'au moins de 3cm²/m de longueur de paroi perpendiculaire à leur direction. Donc on prend **8T16+4T14**.

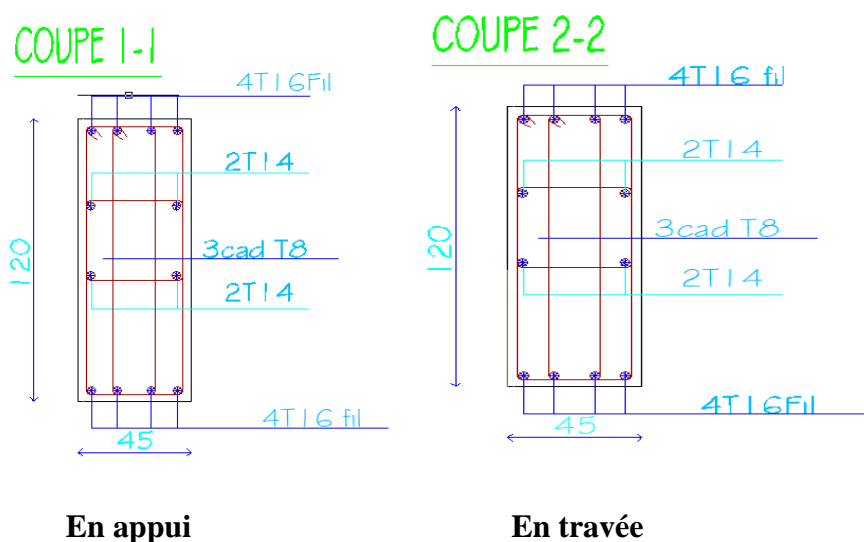


Figure VI.4 : Ferrailage des nervures.

CONCLUSION GENERAL :

Ce projet de fin d'étude, nous permis de concrétiser l'apprentissage théorique durant notre cycle de formation tout en apprenant les différentes technique de calcul, les concept et les règlements régissant dans le domaine étudier. Nous avons saisi combien il est important de bien analyser une structure avant de la calculer, car cette analyse va nous permettre une bonne conception parasismique au moindre coût.

Ce mémoire nous a donné l'avantage de bien maitriser des logiciels de dessin assisté par ordinateur (AUTO CAD), et de calcul (SAP 2000) pour l'analyse statique de la structure, qui nous a aidé à déterminer les sollicitation plus défavorable et le ferrailage des éléments résistants.

Cette étude nous a permis de ressortir l'ossature importante dans ce bâtiment

- Le redimensionnement des éléments structuraux et secondaire nous a permis d'adopte un ferrailage qui convient à cette structure.
- La modélisation de la structure nous a permis de mieux connaitre les comportements de la structure vis-à-vis du séisme et de mieux choisir les dimensionnas des éléments de la structure si ils sont vérifiés ou ils doivent être redimensionné.

Enfin nous espérons que ce projet de fin d'étude soit réalisé de manière appropriée, et sera un point de départ pour entamer d'autre étude dans le cadre de la vue professionnel.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- a) AHADJ ABDEKADER.M, HACHEMI.Y. Etude d'un bâtiment R+8 en béton armé à usage d'habitation et commercial à TLEMCEN. Mémoire d'Obtention du Diplôme du MASTER en Génie civil, soutenue en Juillet 2019, Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen, 212 p.
- b) GOURARIC, DEKMOUS.I. Etude d'un bâtiment R+9 en béton armé à usage d'habitation en béton armé. Mémoire d'Obtention du Diplôme du MASTER en Génie civil, soutenue en juin 2021, Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen, 194 p.
- c) GHENNOU.A, ABDESSELAM.I. Etude d'un bâtiment R+9 en béton armé à usage d'habitation et administratif à Mansourah. Mémoire d'Obtention du Diplôme du MASTER en Génie civil, soutenue en juin 2018, Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen, 132 p.
- d) Zacek. M. (1996). Construction parasismique. Editions Parenthèses.
- e) [C.B.A.93] MINESTER DE L'HABITAT, Règles de conception et de calcul des structures en béton armé, 1993.
- f) [BAEL, 91] Béton Armé aux Etats Limites 91 modifié 99, DTU associés, par Jean pierremougin ,deuxième Edition Eyrolles 2000.
- g) [DTR2.2,88] Charges Permanentes et Charges d'Exploitation, DTR B.C. 2.2, CGS 1988.
- h) [RPA,03] Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003 ; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48), CGS, 2004.

ANNEXE « A »

I. Choix du type de fondation :

I.1 Etudes des semelles isolées :

- Pré-dimensionnement des semelles isolées :

La condition d'homothétie $:\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$ et (a = 60 cm ; b = 40 cm)

La vérification à faire est : $\frac{N_s}{A \times B} \leq \bar{\sigma}_{admissible}$

On va pré-dimensionner par rapport le poteau le plus sollicité.

Avec : N_s : Effort normal maximal à ELS $\rightarrow N_s = 1,5662$ MN

(a ; b) : Les dimensions du poteau \rightarrow (a = 60 cm ; b = 40 cm)

($\bar{\sigma}_{admissible}$) : Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma}_{admissible} = 0,22$ MPa

(A ; B) : Les dimensions de la semelle isolée \rightarrow (A = B) Semelle carrée.

$$\frac{N_s}{A \times B} \leq \bar{\sigma}_{admissible} \rightarrow \frac{N_s}{A^2} \leq 0,22 \rightarrow A \times B = \frac{1,5662}{0,22} \rightarrow A \times B \geq 7,119 \text{ m}^2$$

$$A \geq \sqrt{\frac{a}{b} \times \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{admissible}}} \rightarrow A \geq \sqrt{\frac{0,6}{0,4} \times \frac{1,5662}{0,22}} \rightarrow A \geq 3,26 \text{ m}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{admissible}}} \rightarrow A \geq \sqrt{\frac{0,4}{0,6} \times \frac{1,5662}{0,22}} \rightarrow A \geq 2,17 \text{ m}$$

On adopté une semelle isolée de (3,50 × 3,00) m²

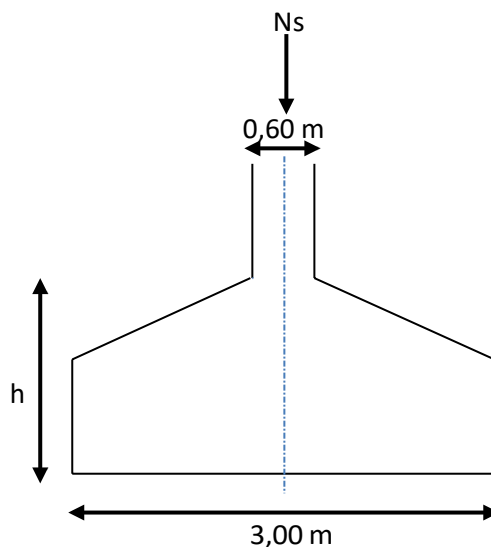


Figure VI-1 : Dimensions de la semelle isolée.

D'après le résultat on remarque qu'il y aura chevauchement entre les semelles dans le sens y-y, donc le choix des semelles isolées dans ce cas est à exclure.

I.2 Etudes des semelles filantes :

On choisit une semelle filante située sous un portique central de six poteaux.

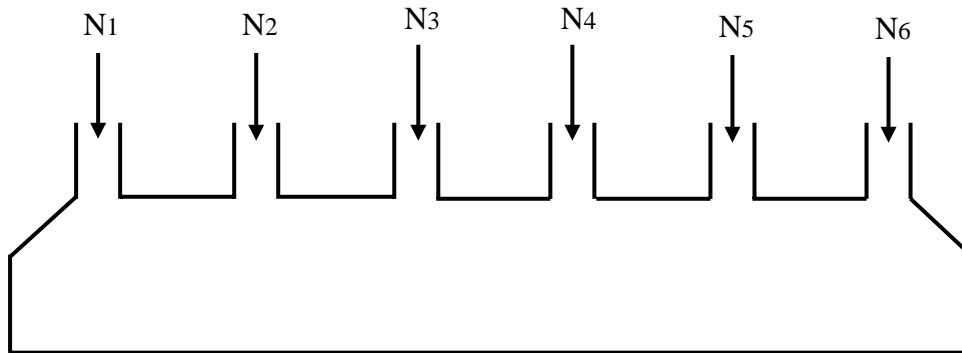


Figure VI.2 : Semelle filante sous portique central.

- Pré-dimensionnement des semelles filantes :

Le pré-dimensionnement des semelles filantes se fait par satisfaction de la condition suivante :

$$\frac{\sum N_i}{L \times B} \leq \bar{\sigma}_{admissible}$$

Avec :

$\sum N_i$: La somme des efforts normaux à (ELS) de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

L : La longueur de la file considérée → L = 33,84 m

B : La largeur de la semelle filante.

$\bar{\sigma}_{admissible}$: Contrainte admissible du sol → $\bar{\sigma}_{admissible} = 0,22$ MPa

$$N_s = \sum N_i = N_1 + N_2 + N_3 + N_4 + N_5 + N_6 + N_7 + N_8 + N_9 + N_{10}$$

$$N_s = 318,739 + 706,102 + 694,676 + 1566,206 + 1501,381 + 1031,031 + 1222,575 + 707,762 + 676,378 + 316,406 = 8741,256 \text{ KN}$$

➤ La largeur de la semelle filant :

$$\frac{\sum N_i}{L \times B} \leq \bar{\sigma}_{admissible} \rightarrow \frac{8741,256}{33,84 \times B} \leq 0,22 \rightarrow B \geq \frac{8741,256}{33,84 \times 0,22} \rightarrow B \geq 1,174 \text{ m}$$

On adopté une semelle filante de $(33,84 \times 1,50) \text{ m}^2$

-Vérification de chevauchement entre semelles filantes :

Si on adopte la même largeur ($B = 1,50 \text{ m}$) pour toutes les semelles filante de la structure, la surface totale des semelles filantes égales à :

$$S_{\text{(Semelles filantes)}} = (L_{\text{(Totale)}} \times B) = (257,14 \times 1,50) = 385,71 \text{ m}^2$$

$$L_{\text{(Totale)}} : \text{La longueur totale des semelles filantes} \rightarrow L_{\text{(Totale)}} = 257,14 \text{ m}$$

$$S_{\text{(Bâtiment)}} = 421,5075 \text{ m}^2$$

Il faut vérifier que :

$$\frac{S_{\text{(semelles filantes)}}}{S_{\text{(Bâtiment)}}} \leq 50\%$$

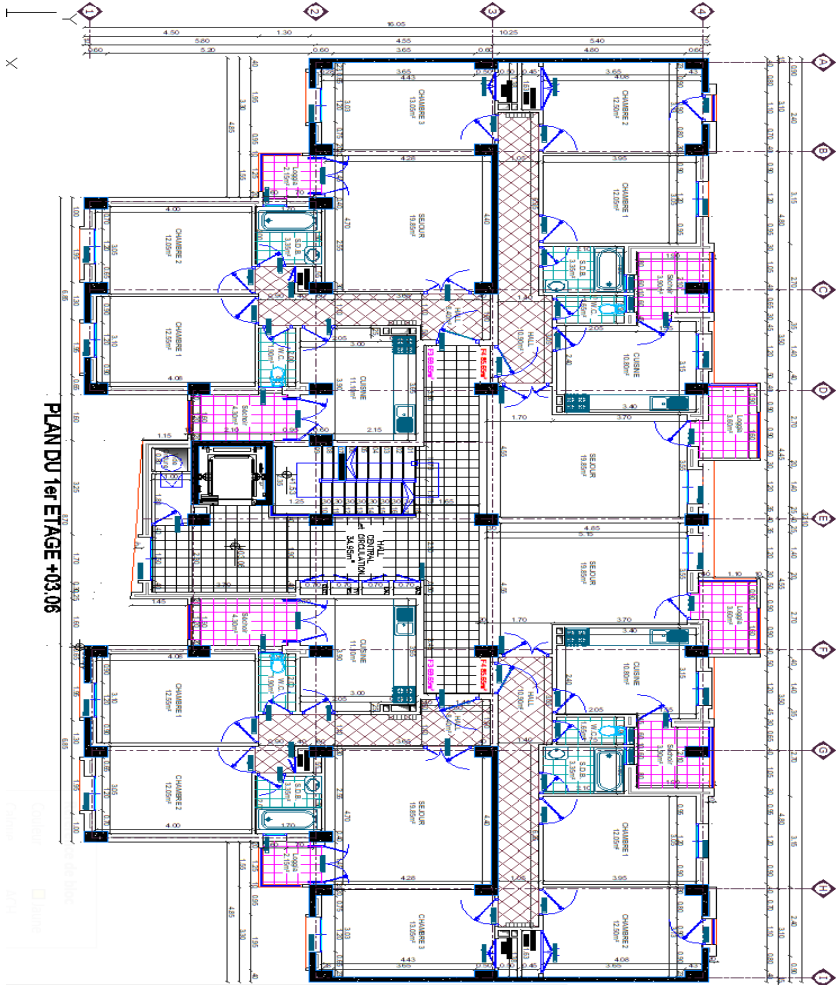
$$\frac{385,71}{421,5075} = 0,91 = 91\% > 50\% \dots \dots \dots \text{condition vérifiét}$$

La surface totale des **semelles** es dépassent 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a adopté un radier général comme type de fondation.

ANNEXE « B »

LES PLANS ARCHITCTURAUX





PLAN DU 1er ETAGE +03.06

CHAMBRE	ETAGE	SURFACE
CHAMBRE 1	F4	11.12
CHAMBRE 2	F4	11.12
CHAMBRE 3	F4	11.12
CHAMBRE 4	F4	11.12
CHAMBRE 5	F4	11.12
CHAMBRE 6	F4	11.12
CHAMBRE 7	F4	11.12
CHAMBRE 8	F4	11.12
CHAMBRE 9	F4	11.12
CHAMBRE 10	F4	11.12
CHAMBRE 11	F4	11.12
CHAMBRE 12	F4	11.12
CHAMBRE 13	F4	11.12
CHAMBRE 14	F4	11.12
CHAMBRE 15	F4	11.12
CHAMBRE 16	F4	11.12
CHAMBRE 17	F4	11.12
CHAMBRE 18	F4	11.12
CHAMBRE 19	F4	11.12
CHAMBRE 20	F4	11.12
CHAMBRE 21	F4	11.12
CHAMBRE 22	F4	11.12
CHAMBRE 23	F4	11.12
CHAMBRE 24	F4	11.12
CHAMBRE 25	F4	11.12
CHAMBRE 26	F4	11.12
CHAMBRE 27	F4	11.12
CHAMBRE 28	F4	11.12
CHAMBRE 29	F4	11.12
CHAMBRE 30	F4	11.12
CHAMBRE 31	F4	11.12
CHAMBRE 32	F4	11.12
CHAMBRE 33	F4	11.12
CHAMBRE 34	F4	11.12
CHAMBRE 35	F4	11.12
CHAMBRE 36	F4	11.12
CHAMBRE 37	F4	11.12
CHAMBRE 38	F4	11.12
CHAMBRE 39	F4	11.12
CHAMBRE 40	F4	11.12
CHAMBRE 41	F4	11.12
CHAMBRE 42	F4	11.12
CHAMBRE 43	F4	11.12
CHAMBRE 44	F4	11.12
CHAMBRE 45	F4	11.12
CHAMBRE 46	F4	11.12
CHAMBRE 47	F4	11.12
CHAMBRE 48	F4	11.12
CHAMBRE 49	F4	11.12
CHAMBRE 50	F4	11.12

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

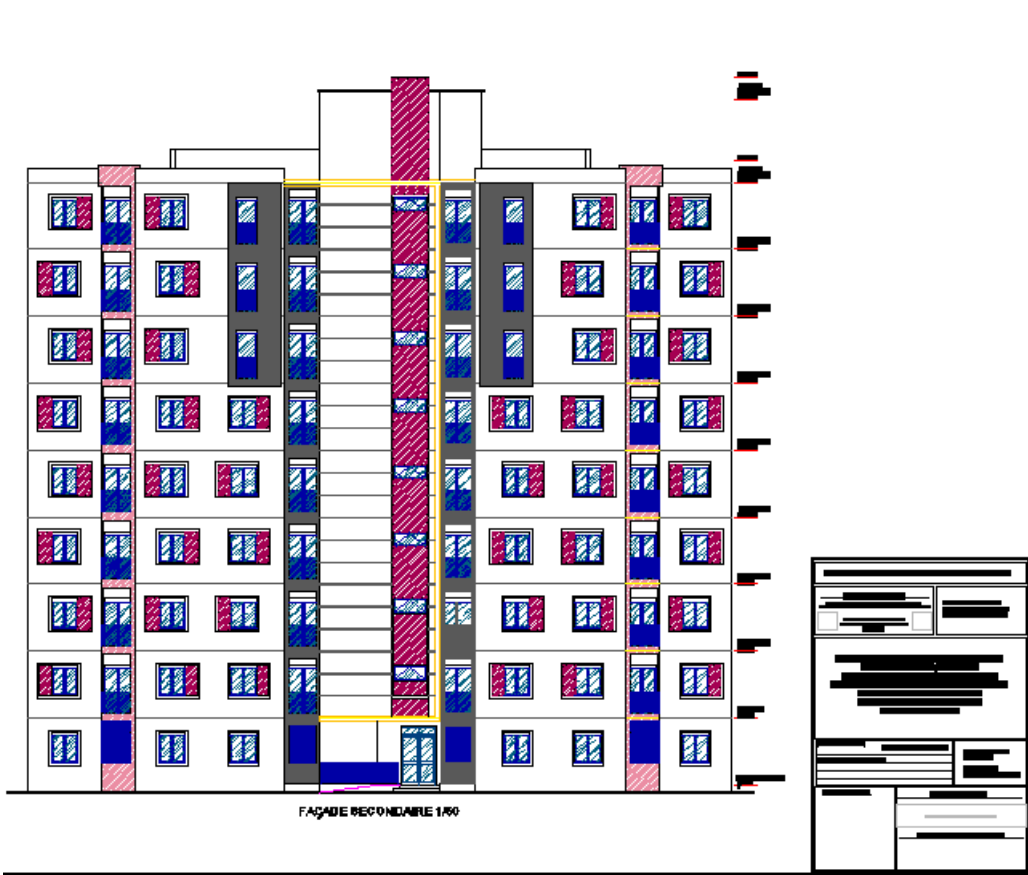
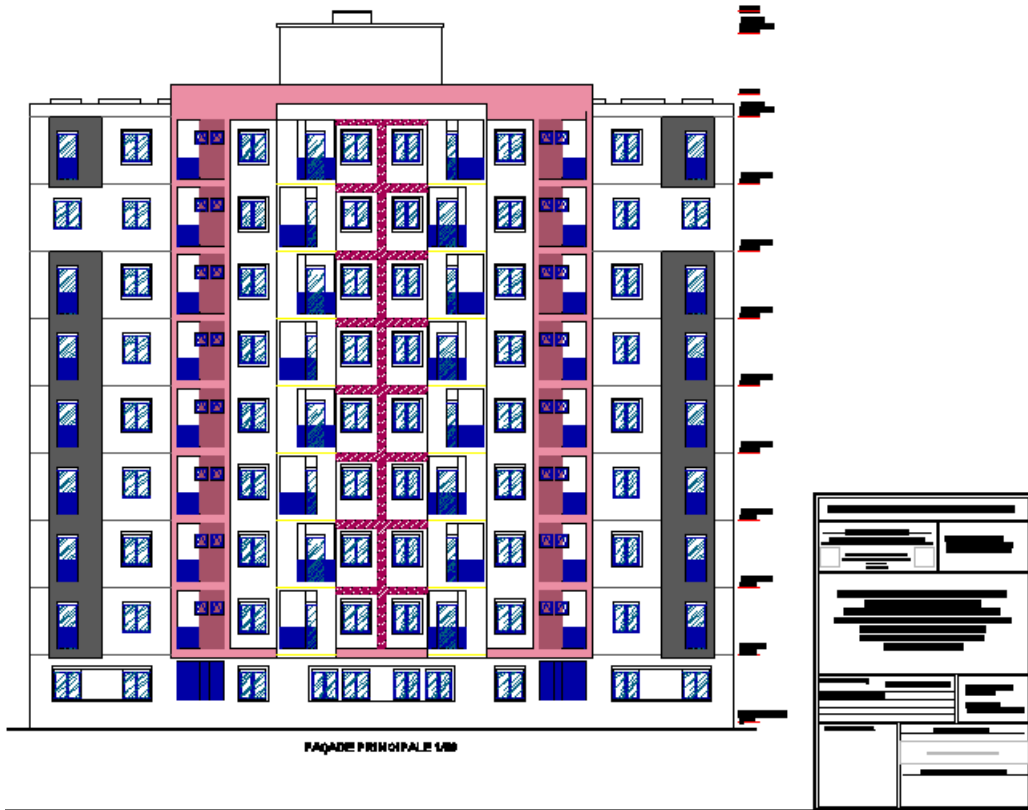
MAITRE COUVREUR

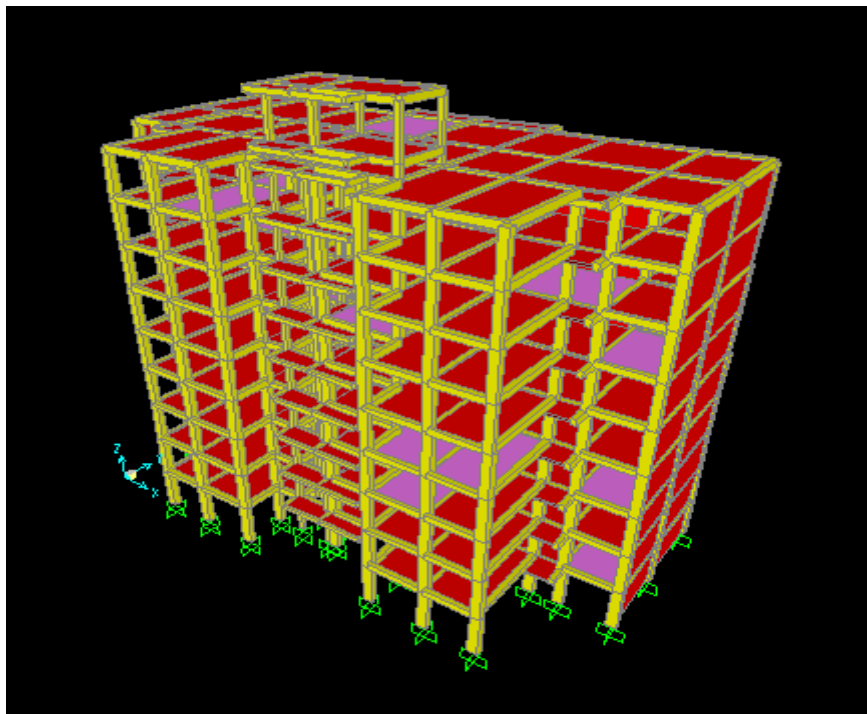
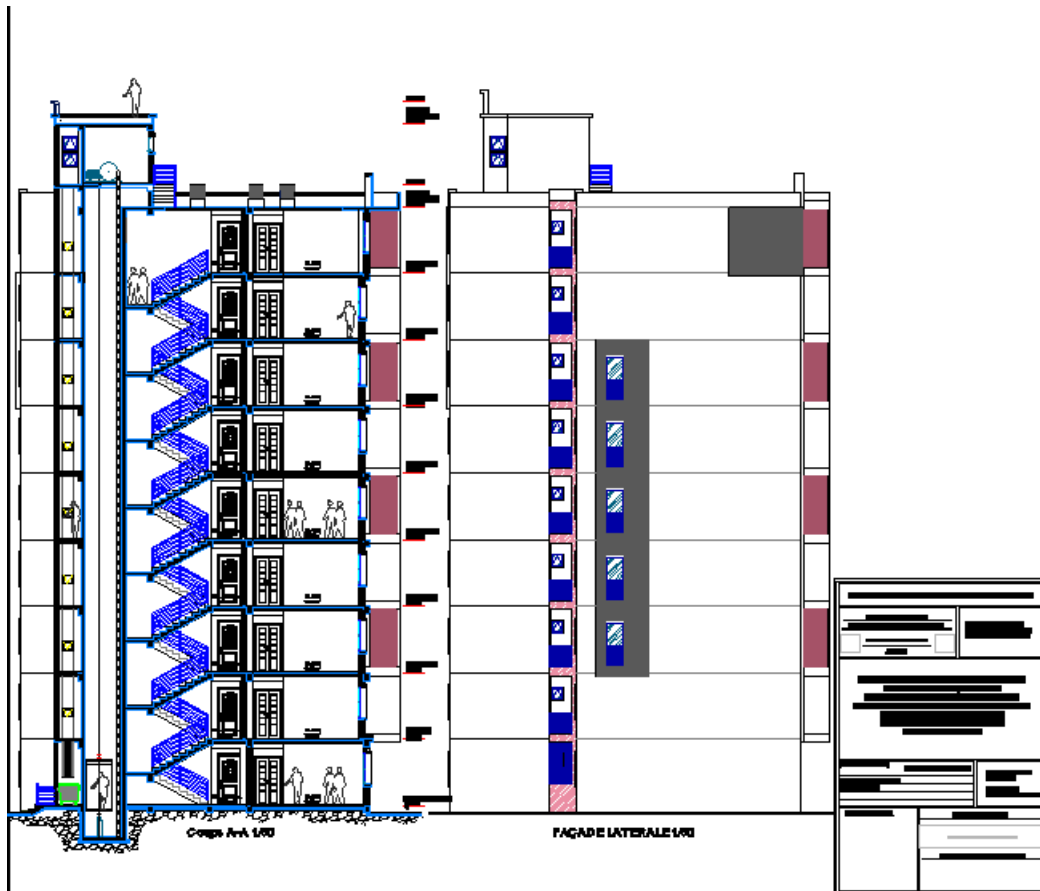
WILYAL TILKEM
 SOCIETE ANONYME
 COMMUNE MANSOURAH

DEMANDE D'UN PERMIS DE CONSTRUIRE POUR LA
 REALISATION DES 899 LOGEMENTS
 « L'OCATION-NITE » EN BANLIEUE R-9-AJ-ACC
 LOC AUX USAGES COMMERCIAL ET CONCIERGEES
 AVEC VAD AU POS QUED BOULEVARD
 D'ARAF ET COMMUNE DE MANSOURAH
 - WILAYA DE TILKEM -

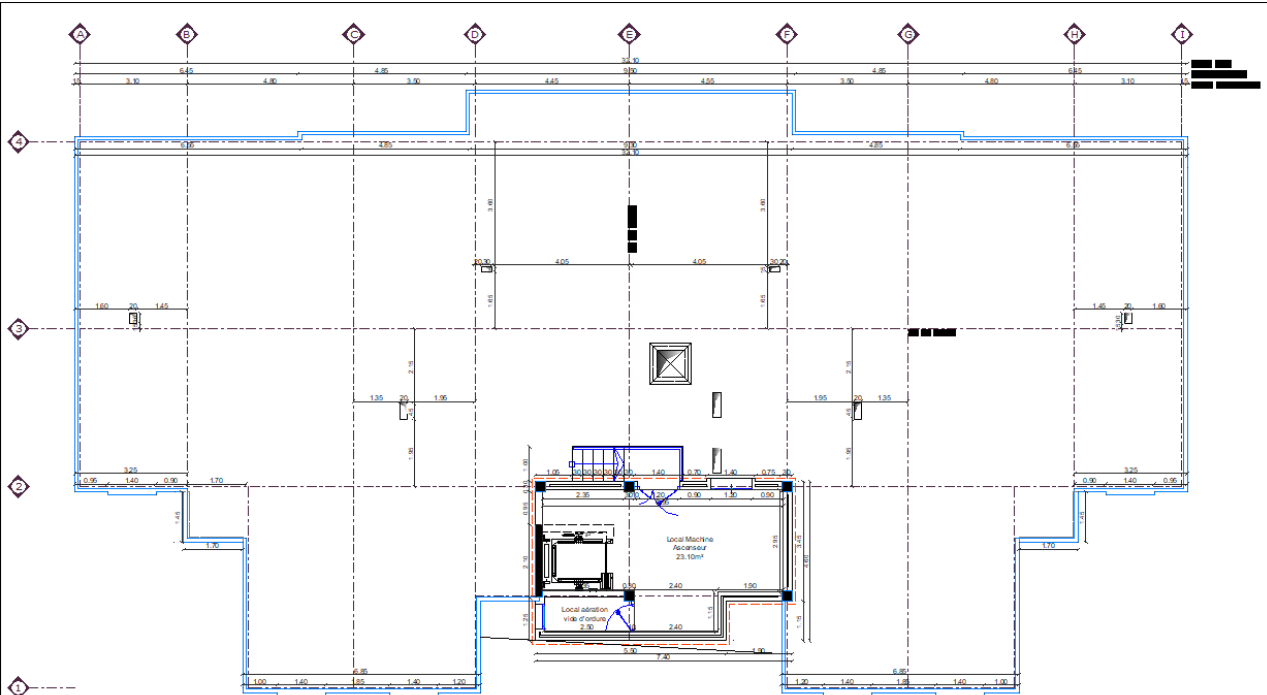
DATE DE REALISATION: 02/02/2020
 PLAN DU 1er ETAGE CHANGEEET 03.06
 PLAN DU 1er ETAGE 03.06
 P. 1/01
 PHASE: P. de Commande

00118 ARCHITECTURE
 PLAN DU 1er ETAGE CHANGEEET 03.06
 MAITRE D'OEUVRE
 ENTREPRISE DE REALISATION

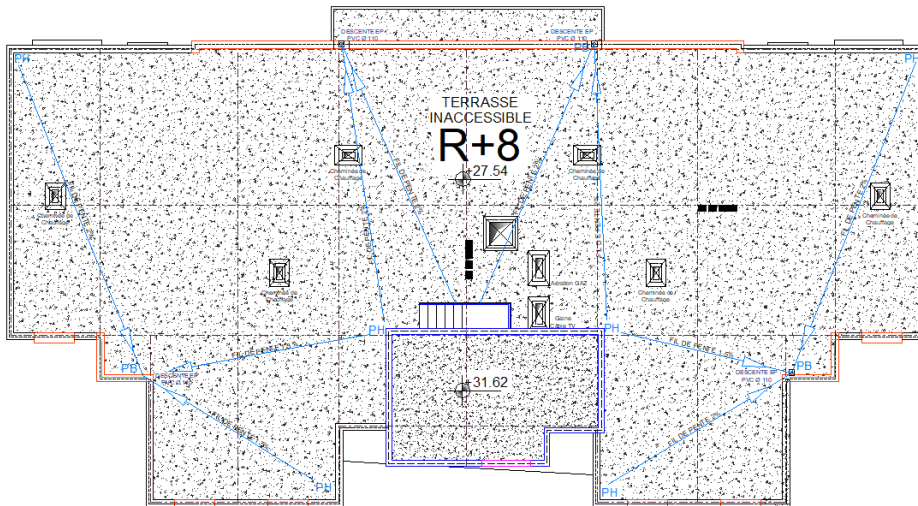




ANNEXE B



**PLAN CABINE MACHINE ASCENSEUR +27.54
ET AERATION GAINE VIDE D'ORDURE**

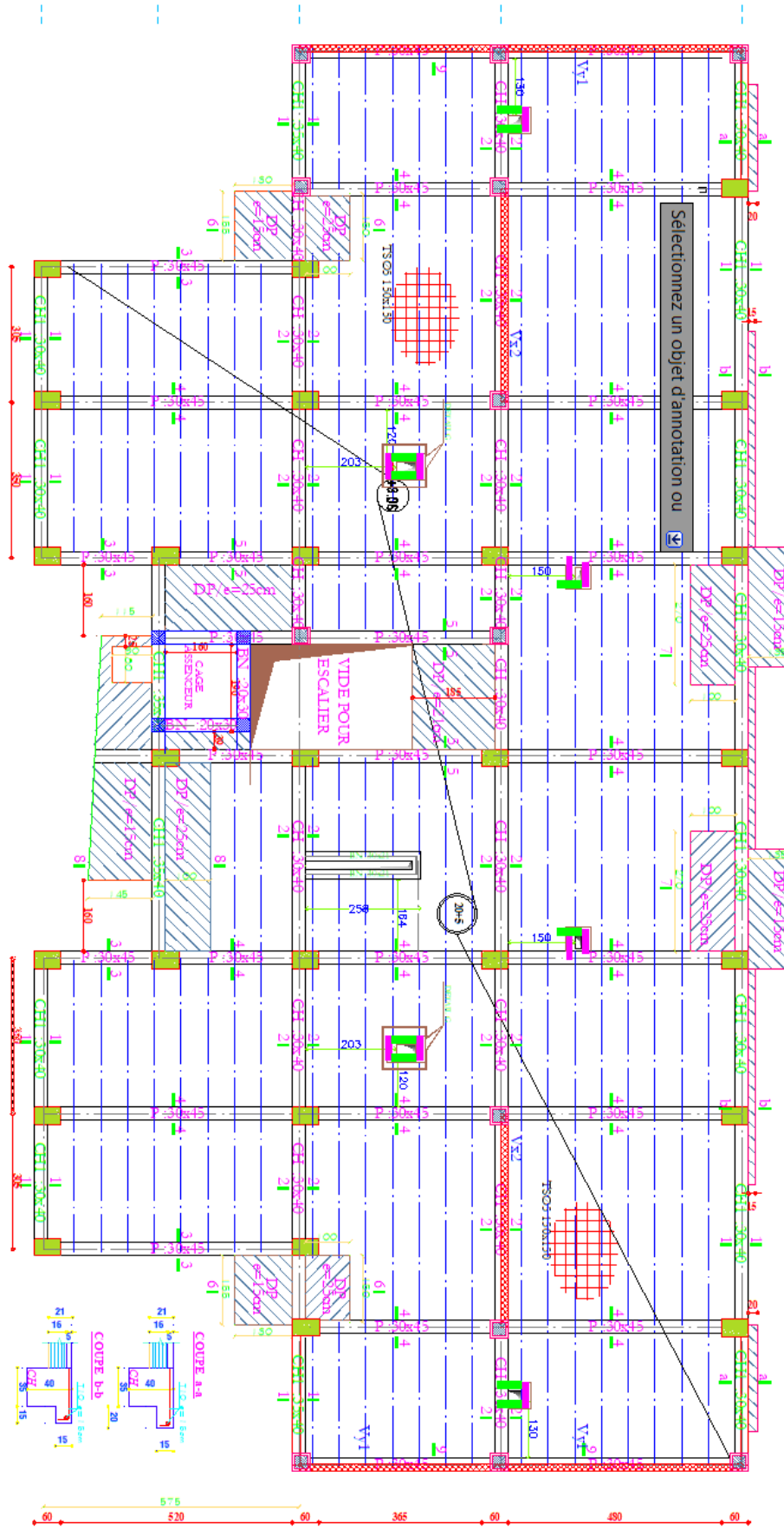


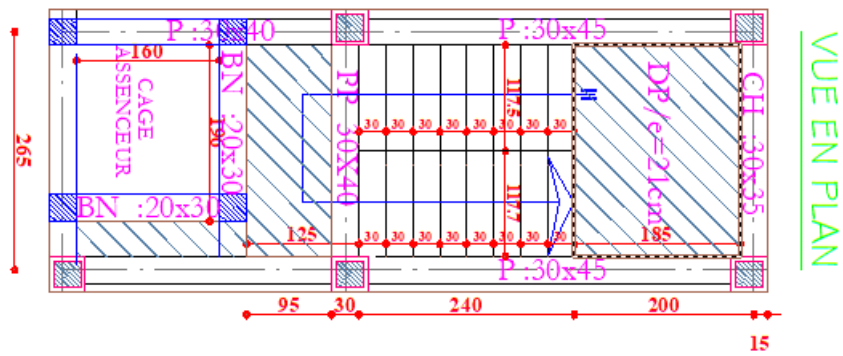
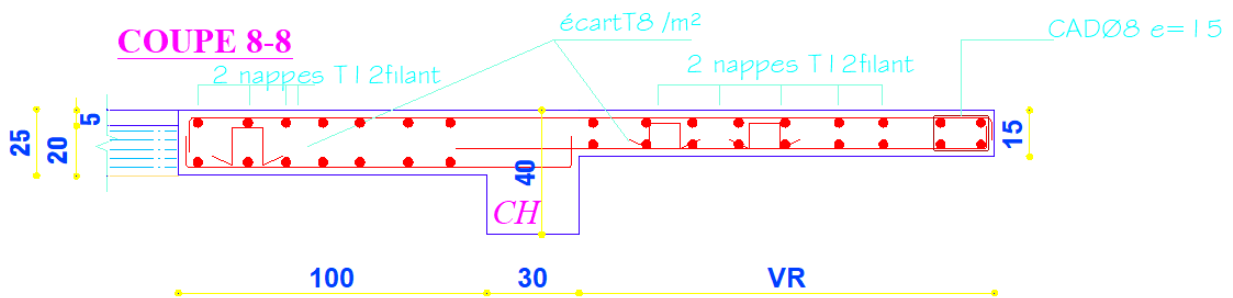
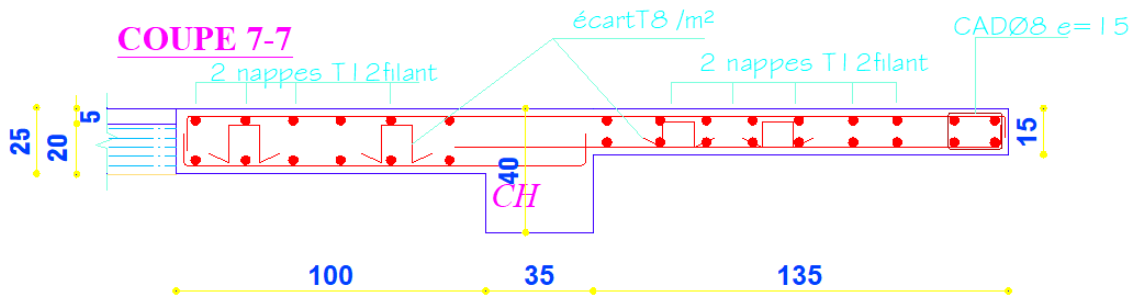
PLAN DE TOITURE 1/50

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
MAITRE D'OUVRAGE	
WILAYA : DAIRA	WILAYA : TIEMCEN COMMUNE : MANICOURAH
DEMANDE D'UN PERMIS DE CONSTRUIRE POUR LA REALISATION DES 639 LOGEMENTS « LOCATION-VENTE » EN BATIMENT (R+8) AVEC LOCAUX A USAGE COMMERCIAL ET CONCIERGERIES AVEC VRD AU POS OUED BOUDJEMIL DAIRA ET COMMUNE DE MANICOURAH - WILAYA DE TIEMCEN -	
Réalisation des plans : DOSSIER ARCHITECTURE PLAN CABINE MACHINE ASCENSEUR PLAN DE TOITURE +31.62 et +34.62	Date : 07/02/2020 Ech : 1/50 PI : 01/01 PHASE : P. de Construction
Architecte soussigné :	MAITRE D'OUVRAGE ENTREPRISE DE REALISATION

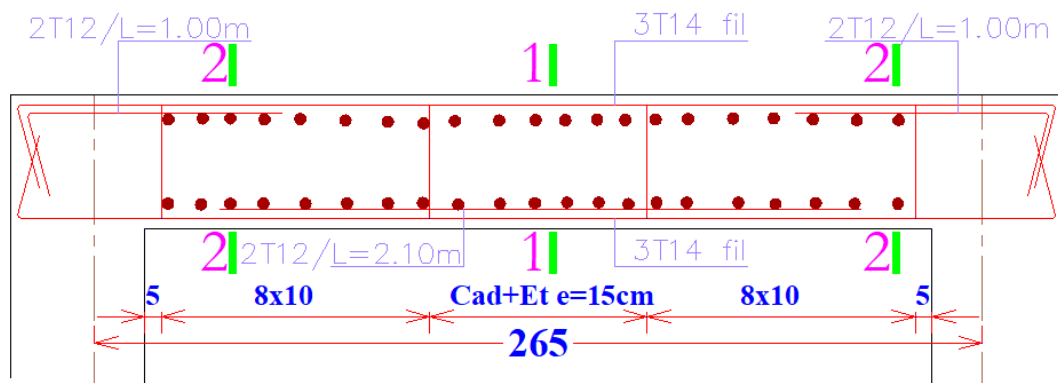
ANNEXE « C »

LES PLANS GENIE-CIVIL

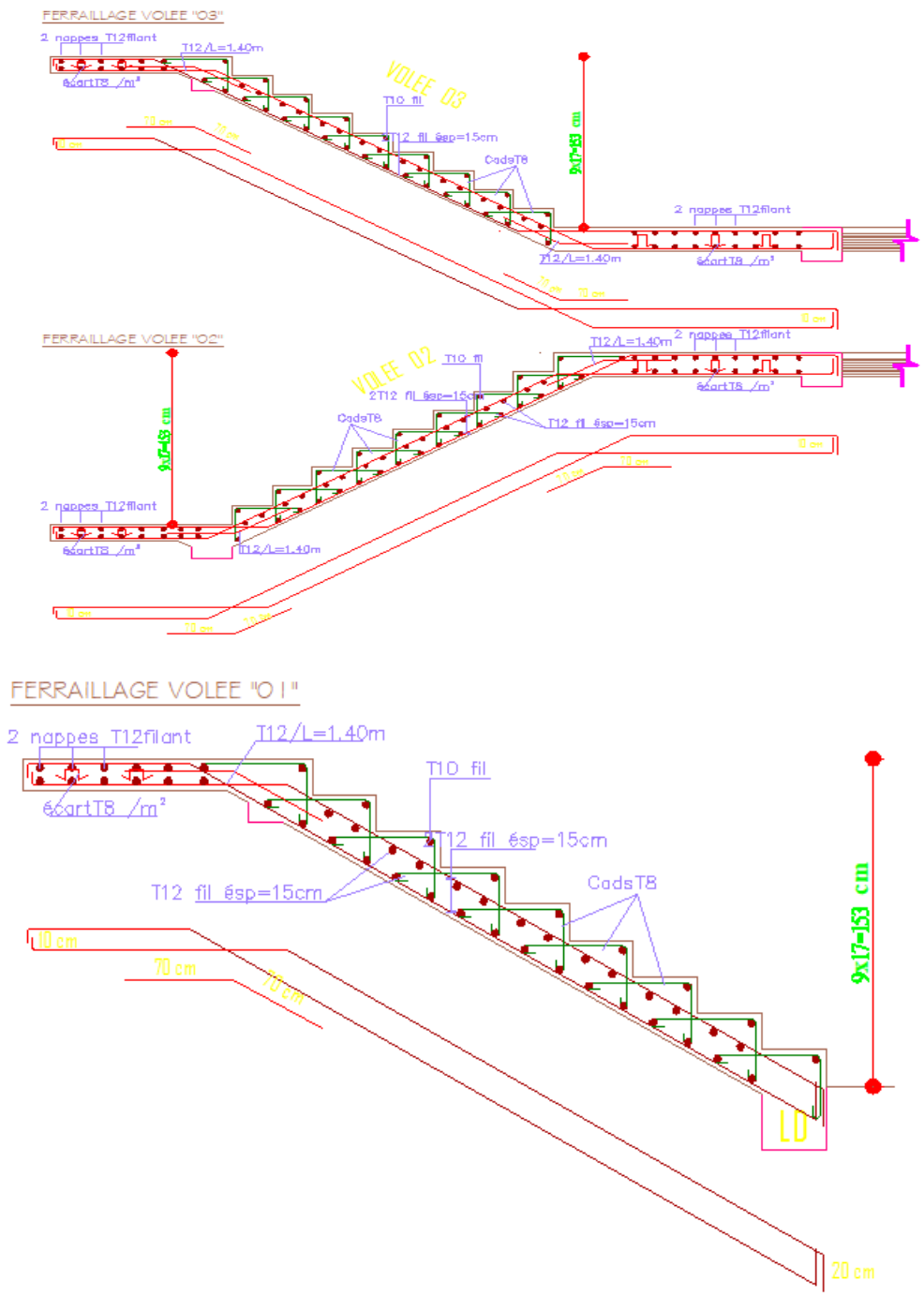


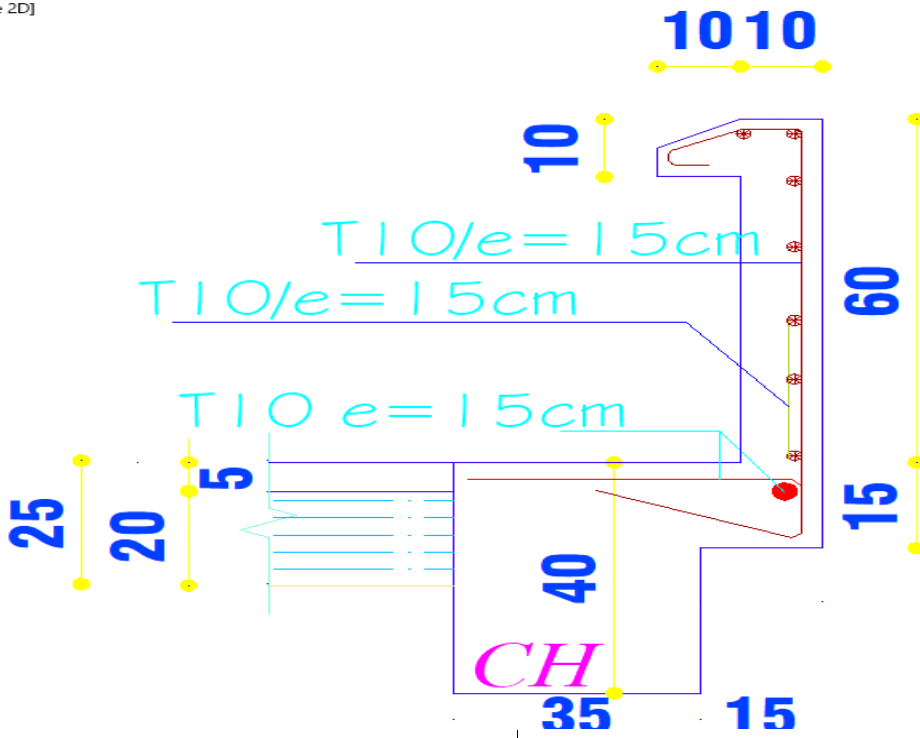


FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE 30x40

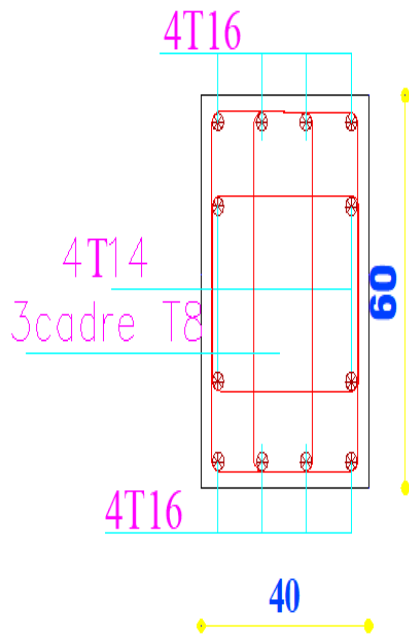


ANNEXE C

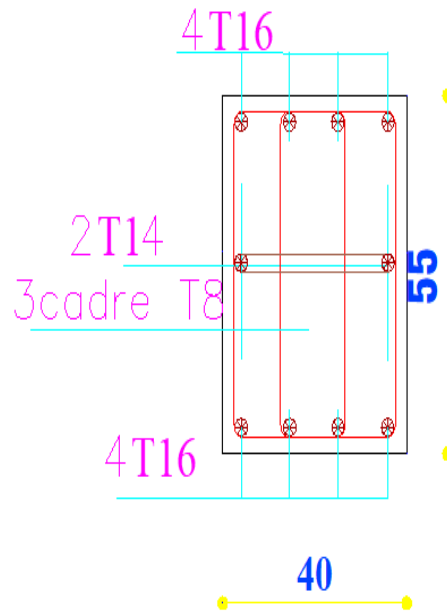




COUPE 1-1

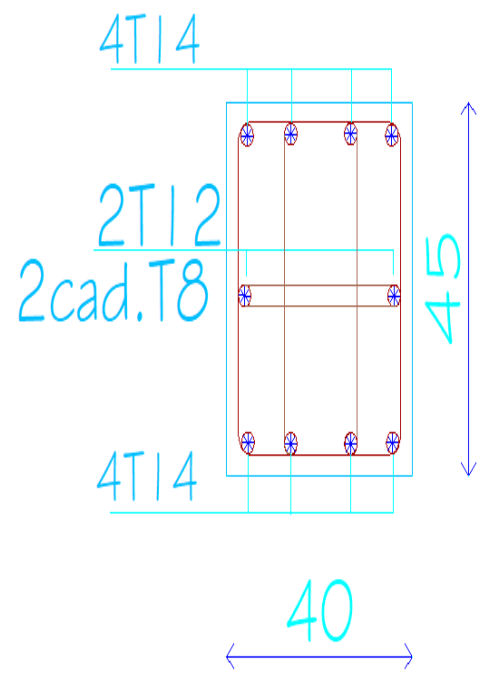
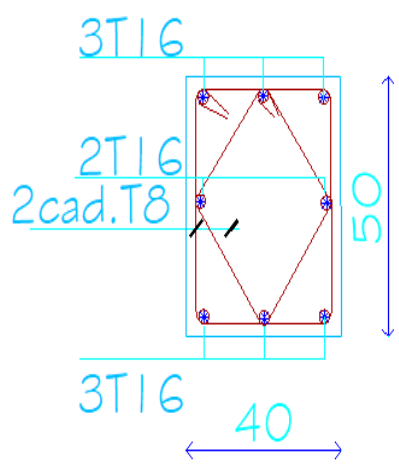


COUPE 2-2

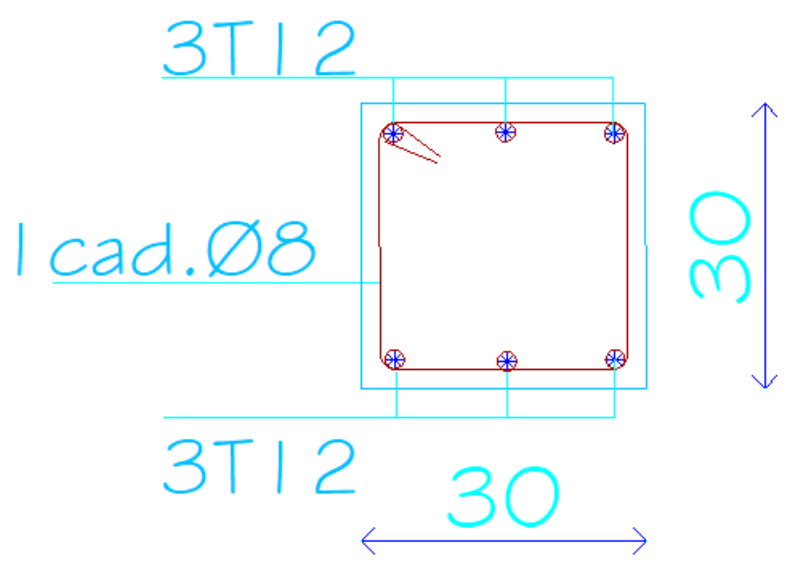


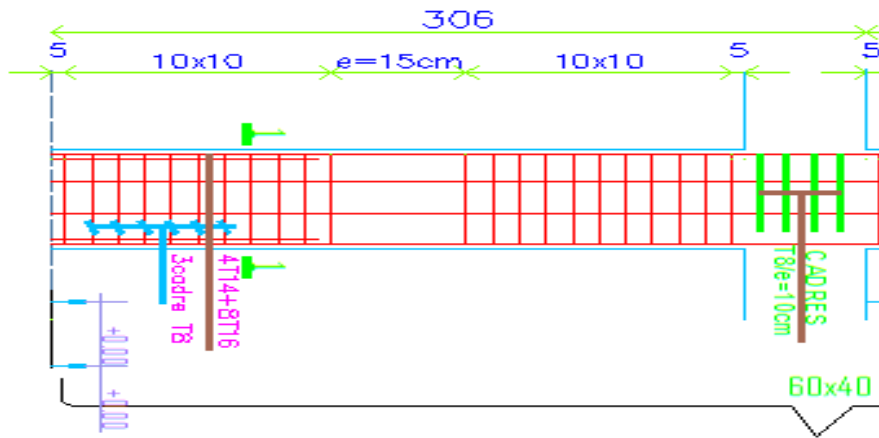
Coupe 4-4

Coupe 3-3

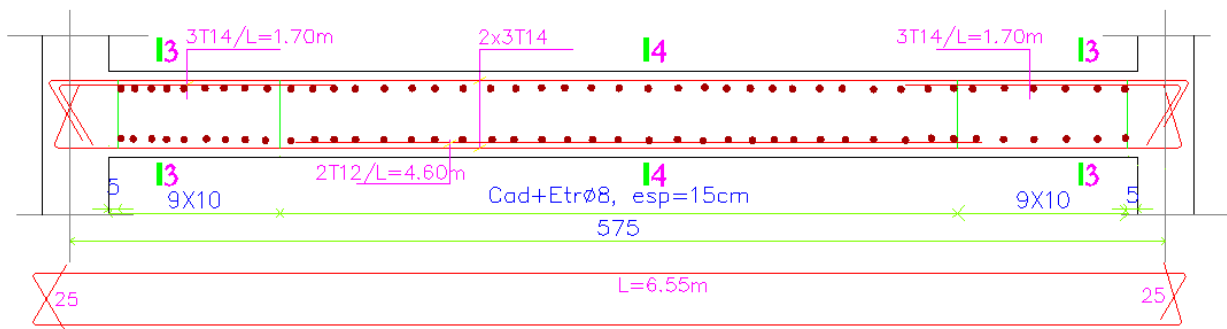


Coupe 5-5

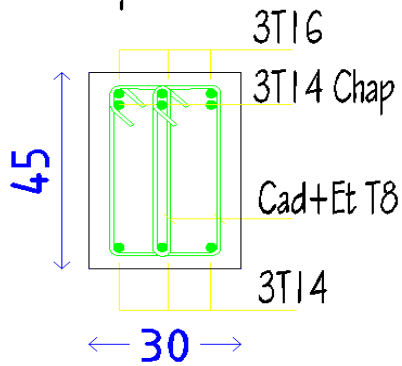




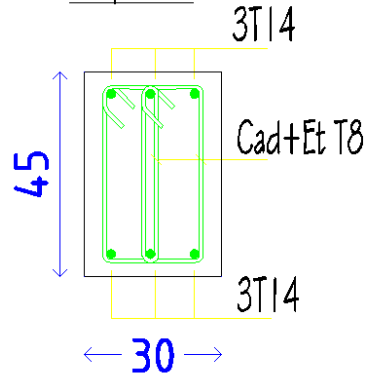
POUTRE 30X45



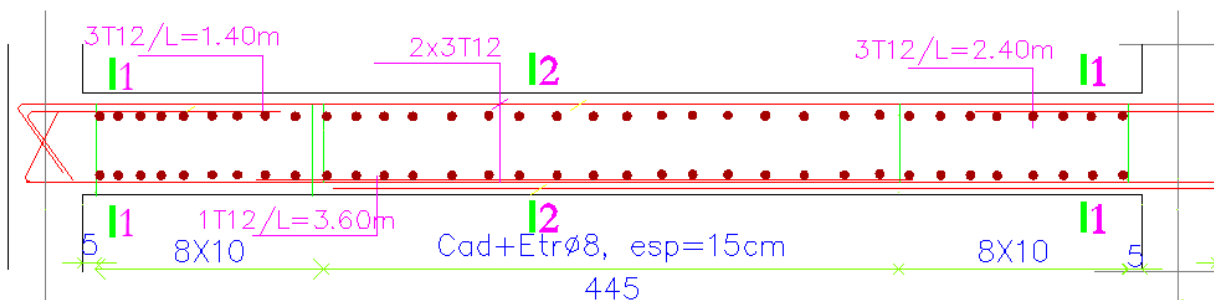
Coupe 3-3-

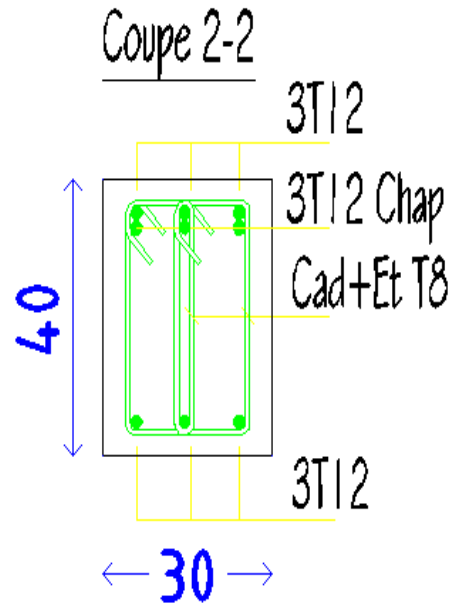
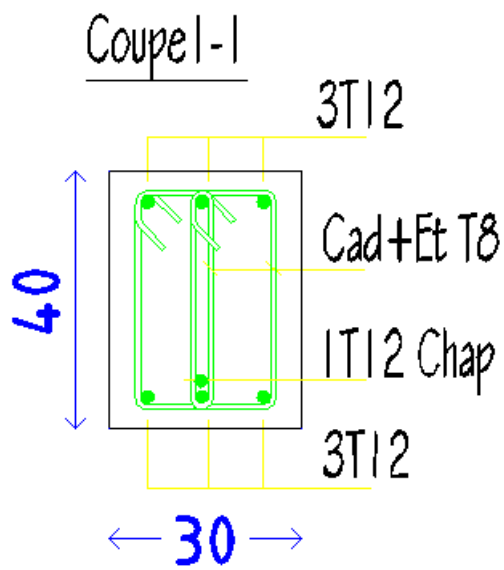


Coupe 4-4

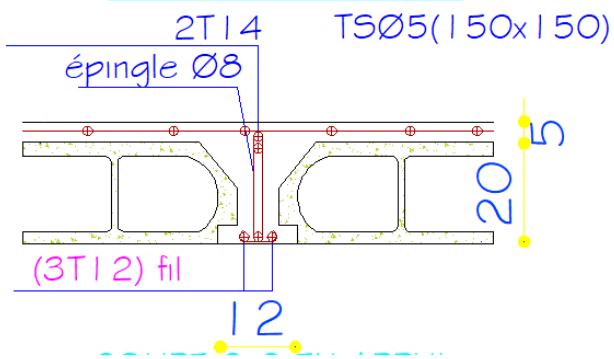


CHAINAGE CH I AXE I' 30x40

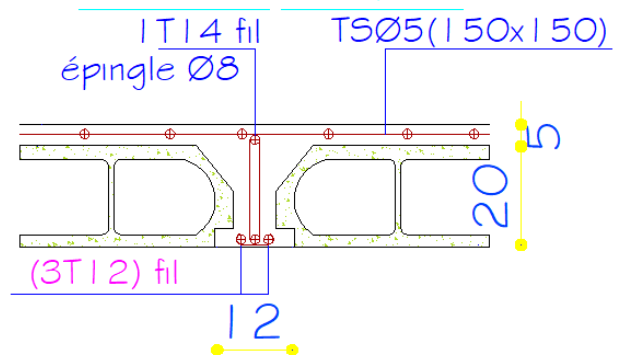




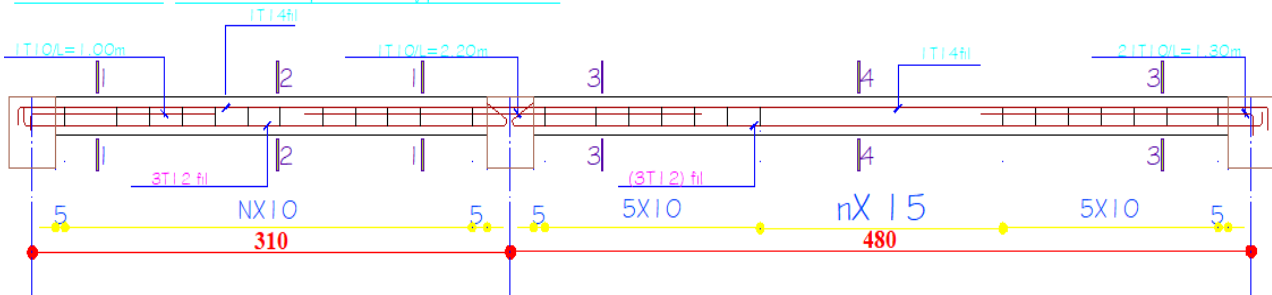
COUPE 1-1 EN APPUI



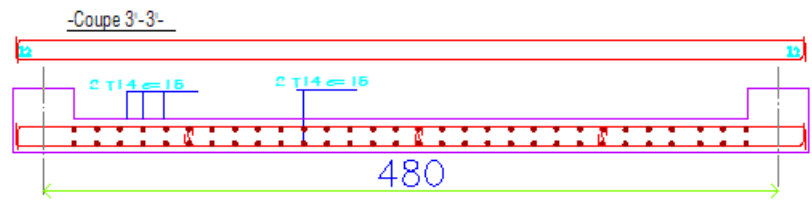
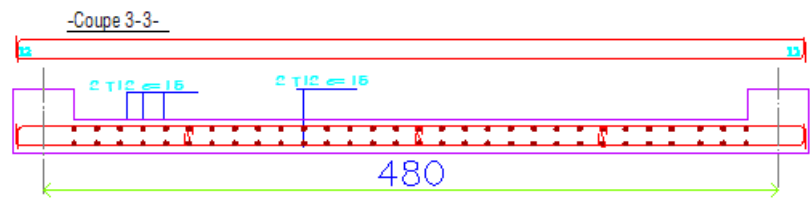
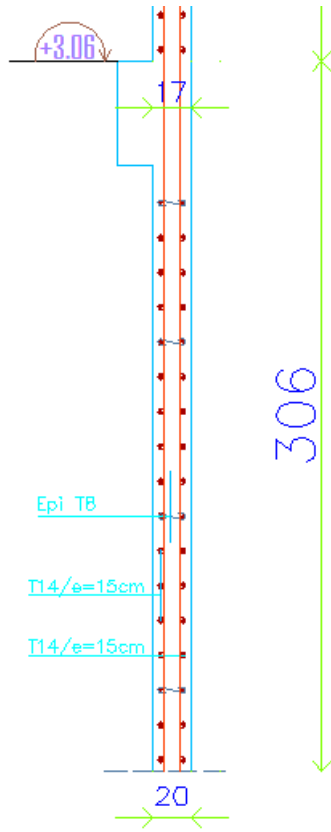
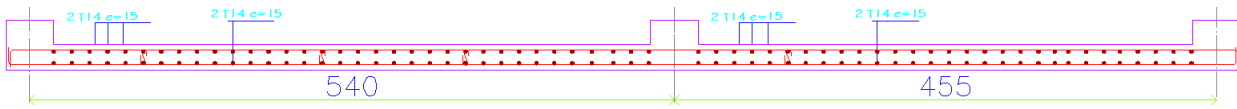
COUPE 2-2 EN TRAVÉE



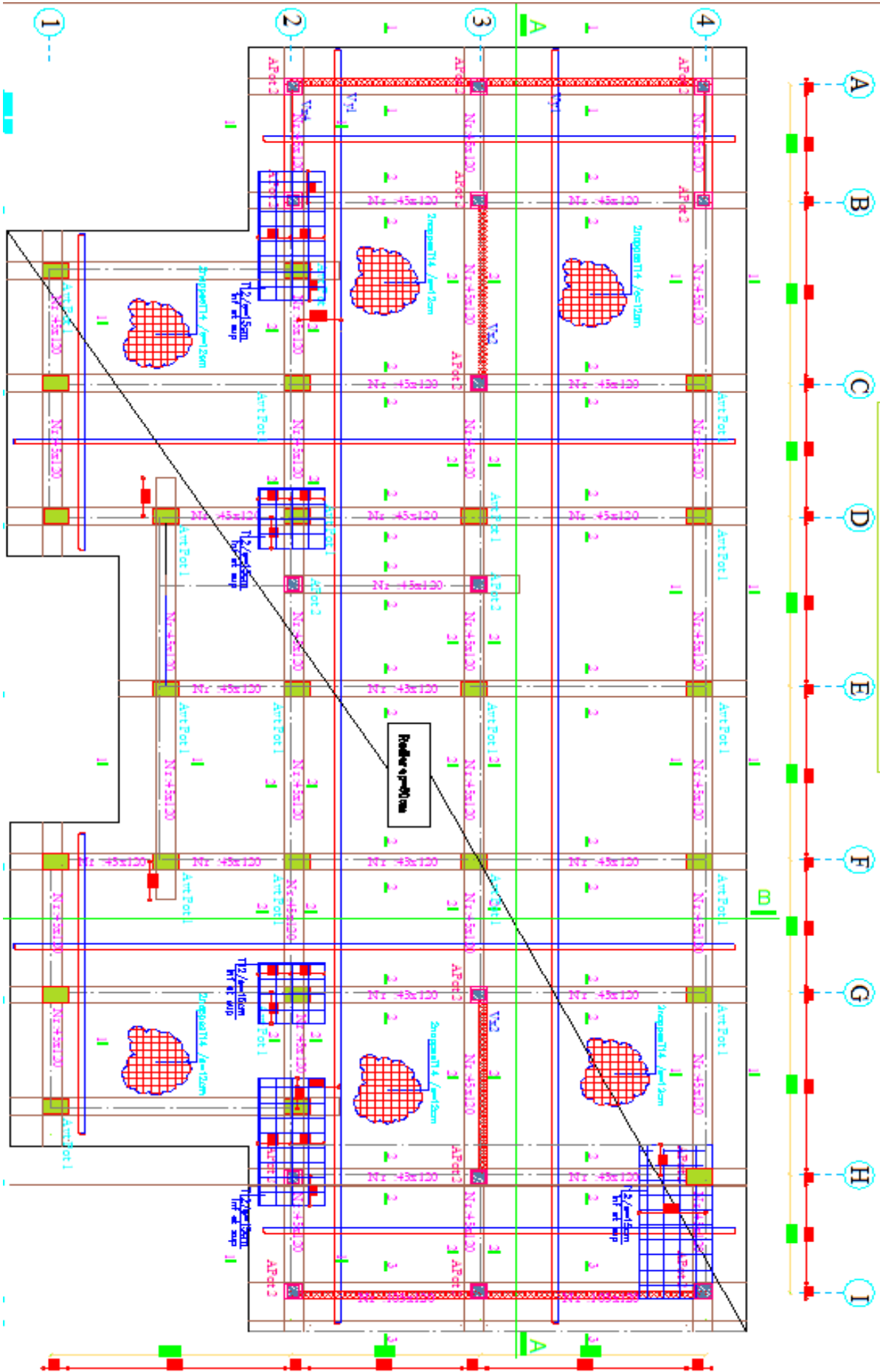
FER DES POUTRELLES -N2 plancher type 20+5cm



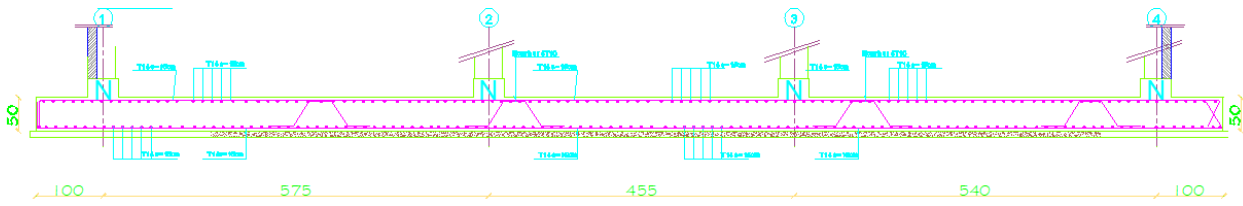
ANNEXE C



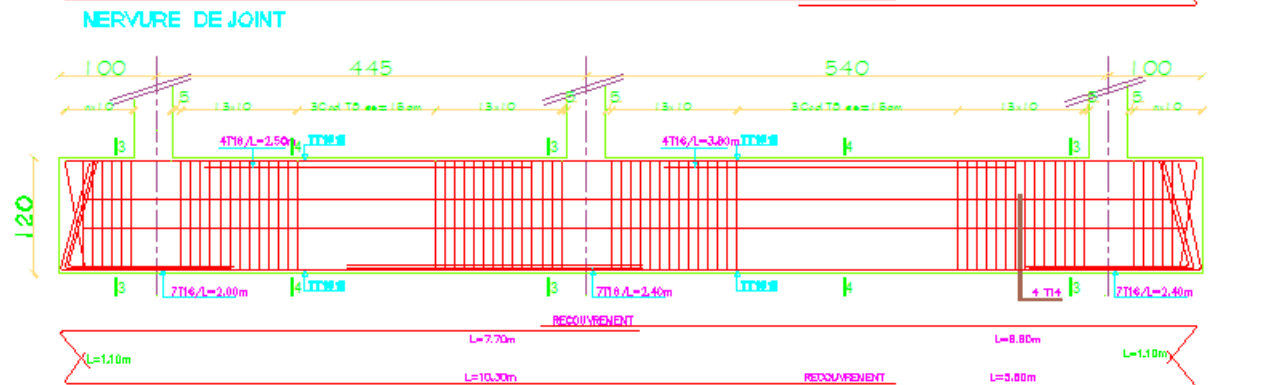
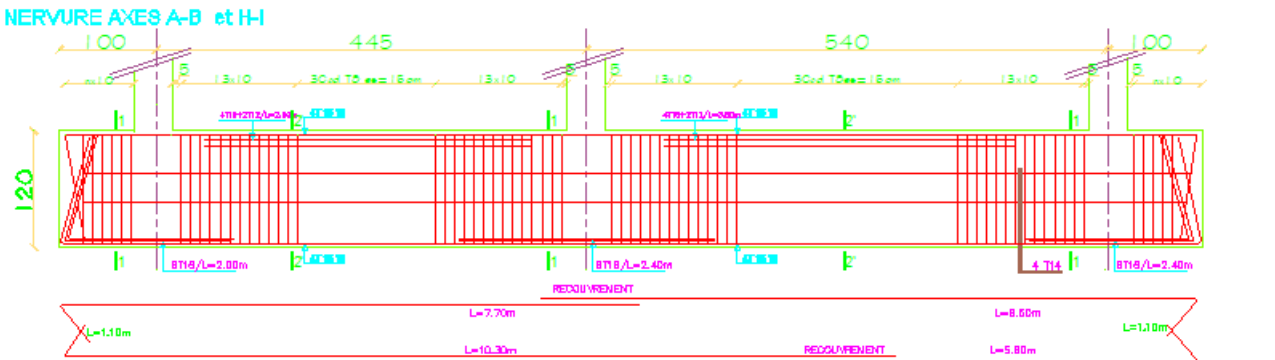
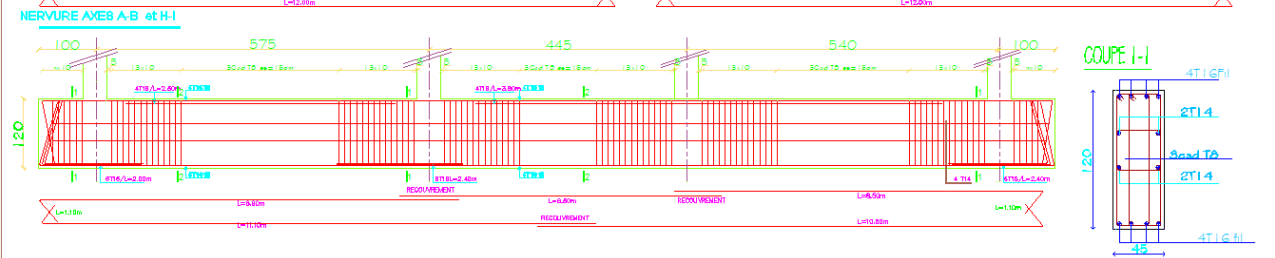
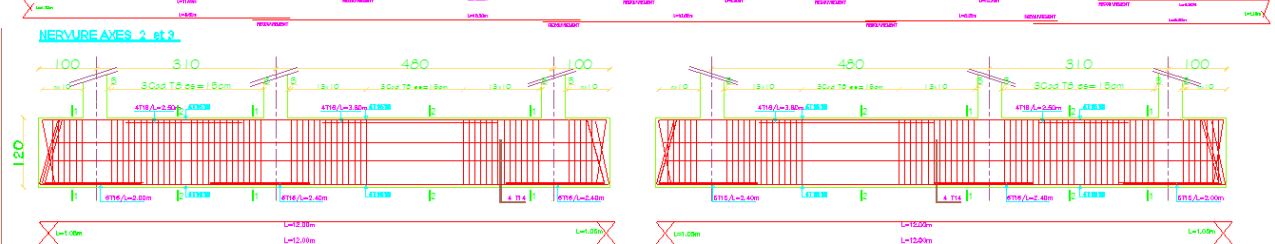
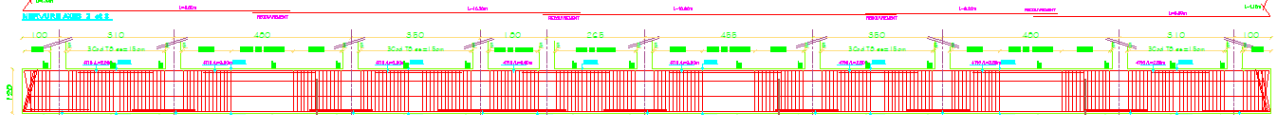
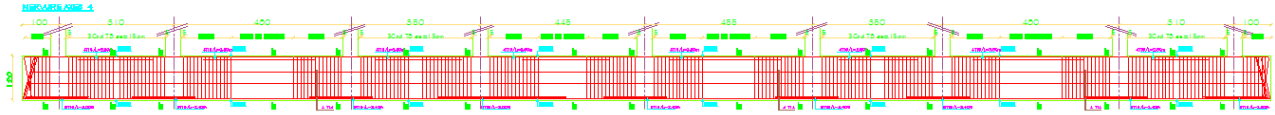
PLANS DE FONDATION



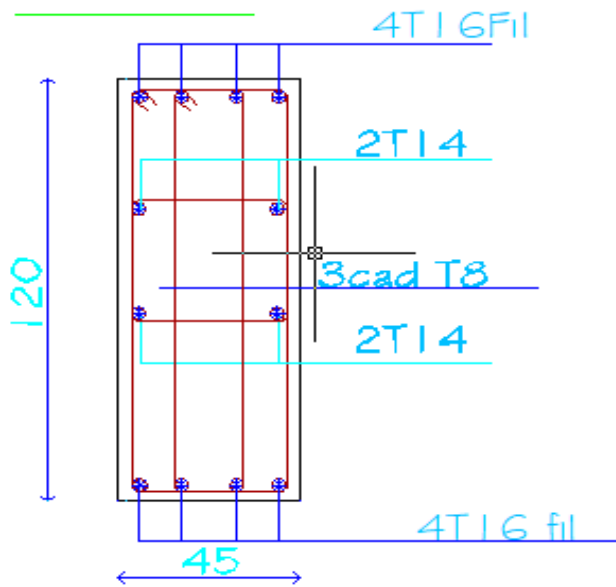
ANNEXE C



FERRAILLAGE DES NERVURES ech: 1/25



COUPE 1-1



COUPE 2-2

