

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية
الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة أبي بكر بلقايد - تلمسان

Université Aboubakr Belkaïd – Tlemcen –

Faculté de TECHNOLOGIE



MEMOIRE

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

En : Génie Civil

Spécialité : STRUCTURES

Présenté par :

DJEFFAL Mohammed El-Hadi Anas

KIOUN Ghazlane

Thème

Etude d'un bâtiment en béton armé

Soutenu publiquement, le 11 /06/2024, devant le jury composé de :

Pr. SAIL.L
Mr. GHENNANI.B
Mme.GHEZALI. S

Université de Tlemcen
Université de Tlemcen
Université de Tlemcen

Présidente
Examinateur
Encadrant

Année universitaire : 2023/2024

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciement



Nous tenons à remercier, en premier lieu, le bon *DIEU* de nous avoir donné la patience, la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Nous adressons nos sincères remerciements à notre encadreur *Mme GHEZALI Sabah*, à qui nous exprimons toute notre reconnaissance, de nous avoir encadré et encouragé tout au long de ce mémoire. Merci pour sa bonne volonté, sa patience et ses précieux conseils, ainsi pour la pertinence de ses remarques.

Nous exprimons nos vifs remerciements aux *membres de Jury*, pour l'intérêt qu'ils ont porté en acceptant d'examiner notre travail.

Nous profitons également de cette opportunité pour exprimer notre gratitude envers les membres de l'entreprise *CTC*, en particulier *Mr. SAIDANI Walid* et *Mr. SELKA*, pour leur soutien, leurs conseils avisés. Leur contribution a été d'une aide précieuse dans l'élaboration de ce travail, et nous leur en sommes extrêmement reconnaissant.

Nos sincères remerciements vont également à *Mme MEDJAHED*, pour leur aide précieuse.

Nous adressons aussi un remerciement spécial à *Mr. AYAD Adellatif* pour leur aide et leur soutien.

Nous souhaitons exprimer nos plus sincères remerciements à tous *les enseignants* du département de *GENIE CIVIL*. Votre engagement envers notre réussite a été une source d'inspiration tout au long de notre formation. Merci infiniment pour tout ce que vous avez fait pour nous.



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

(وَأَنْ تَيْسَرَ لِلنَّاسِ الْإِلَهَ مَا سَعَى، وَأَنْ سَعِيَهُ سَوْفَ يَرَى)

Dédicace

Du profond de mon cœur je dédie ce travail à tous ceux qui me sont chères,

A ma très chère mère,

À celle qui a été la première et éternelle soutienne dans la réalisation de mes ambitions, mon ange pur, le sourire de la vie, ma destination où je puise ma force, à celle qui a sacrifié sa vie pour notre éducation, je vous dédie ce modeste travail qui serra le fruit de vos innombrables sacrifices. Puisse Dieu, le Très Haut vous accorder santé, bonheur et longue vie.

A mon très cher père,

Au précieux et toujours présent de mon cœur, à celui dont je porte le nom avec fierté, à celui qui me manque depuis l'enfance, à celui qui est parti avant de récolter les fruits de ses semailles, je vous dédie cette remise de diplôme, mon succès manque de votre fierté, que Dieu ait pitié de vous et éclaire votre tombe.

A ma très chère grand-mère,

À celle qui m'a comblé d'amour et de tendresse, à mon paradis et à ma très chère grand-mère, malheureusement qui nous a quitté sans pouvoir assister à ce jour, et Que le tout puissant l'accueille dans son vaste paradis.

A mon frère et ma sœur,

À la source de ma force, à mes soutiens, mes piliers, mon frère Abdelaziz et ma sœur Asmaa, je leur suis reconnaissant pour leur soutien constant et leur encouragement.

A toute ma famille,

A mon très cher grand-père et sa femme, mes pucés Hakima, Fatna, Salsabil, Roeya, mes tantes surtout Fozia, mes oncles, mes cousins, toute la famille KIOUN et LAIDOUNI.

A mes chères amies Amel, Yasmina et Sarah.

A celle qui a partagé ce travail avec moi mon partenaire Djeflal Mohammed El-Hadi Anas je vous remercie pour votre précieuse collaboration tout au long de ce parcours.

Enfin, à tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à ma réussite.

KIOUN GHAZLANE

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

(وَأَنْ تَيْسَ لِلْإِنْسَانِ إِلَّا مَا سَعَى، وَأَنْ سَعِيَهُ سَوْفَ يَرَى)

Dédicace

Du profond de mon cœur je dédie ce travail à tous ceux qui me sont chères,

A mon très cher papa,

Je voudrais vous remercier pour votre amour, votre générosité, vos conseils, vos sacrifices illimités.

A ma chère maman,

Je vous remercie pour votre encouragement, vos conseils, vos sacrifices je suis la aujourd'hui grâce à vous.

A ma chère sœurs Sarra,

Qui n'a mis aucun refus à me porter aide et assistance je te remercie pour ton appui et ton encouragement.

A ma chère sœurs Soumia,

Pour leur soutien et amour.

A mes amies Abdelkarim, Mohammed, Youcef et Yacine.

A celle qui a partagé ce travail avec moi ma partenaire Kioun Ghazlane je vous remercie pour votre précieuse collaboration tout au long de ce parcours.

Enfin, à tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à ma réussite.

Djeffal Mohammed El-Hadi Anas

Résumé

Nous avons pour mission d'étudier un bâtiment résidentiel en béton armé, comprenant un rez-de-chaussée et neuf étages habitables, ainsi qu'une terrasse inaccessible. Situé à El Henaya, dans la wilaya de Tlemcen, cette zone est catégorisée comme une région à faible risque sismique selon le "RPA 99 version 2003".

Notre tâche consiste principalement en une analyse approfondie et un dimensionnement conforme aux normes en vigueur, notamment le RPA99 version 2003 et la BAEL91 modifiée 99, garantissant ainsi la sécurité et la stabilité de la structure.

Mots clés : Bâtiment, Modélisation, Béton armée, SAP2000, Etude dynamique, habitation, RPA99version2003, BAEL91 modifiée 99. analyse, dimensionnement.

Abstract

Our mission is to study a reinforced concrete residential building, comprising a ground floor and nine habitable floors, as well as an inaccessible terrace. Located in El Henaya, in the wilaya of Tlemcen, this area is categorized as a region with low seismic risk according to "RPA 99 version 2003".

Our task mainly consists of an in-depth analysis and sizing in accordance with current standards, in particular RPA99 version 2003 and BAEL91 modified 99, thus guaranteeing the safety and stability of the structure.

Keywords: Building, Modeling, Reinforced concrete, SAP2000, Dynamic study, housing, RPA99version2003, BAEL91 modified 99. analysis, sizing.

ملخص

مهمتنا هي دراسة مبنى سكني من الخرسانة المسلحة، يتكون من طابق أرضي وتسعة طوابق صالحة للسكن، بالإضافة إلى شرفة لا يمكن الوصول إليها. تقع هذه المنطقة بالحناية بولاية تلمسان، وهي مصنفة كمنطقة ذات مخاطر زلزالية منخفضة وفقاً لـ «RPA 99 version 2003».

تتمثل مهمتنا بشكل أساسي في إجراء تحليل متعمق وتحديد الحجم وفقاً للمعايير الحالية، ولا سيما إصدار «RPA99version2003»، و BAEL9 المعدل 99، وبالتالي ضمان سلامة الهيكل واستقراره.

الكلمات المفتاحية: البناء، النمذجة، الخرسانة المسلحة، SAP2000، الدراسة الديناميكية، الإسكان، «RPA99version2003»، BAEL91 المعدل 99، التحليل، التحجيم.

Table des matières

REMERCIEMENTS	I
DEDICACES	II
RESUME.....	III
SOMMAIRE.....	IV
LISTE DES FIGURES.....	V
LISTE DES TABLEAUX.....	VI
LISTE DES ABREVIATIONS.....	VII
INTRODUCTION GENERAL.....	VIII
CHAPITRE I. PRESENTATION DU PROJET ET CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX	
I.1 Introduction.....	1
I.1.1 Présentation du projet.....	1
I.1.2.1 Présentation de l’ouvrage.....	1
I.2.2 Description géométrique de l’ouvrage.....	1
I.2.3 Caractéristiques géotechniques du sol.....	1
I.2.4 Conception de l’ouvrage.....	1
I.3 Caractéristique mécaniques des matériaux.....	4
I.3.1 Béton.....	4
I.3.1.1 Résistance du béton.....	4
I.3.1.2 Module de déformation longitudinale du béton.....	5
I.3.1.3 Coefficient de poisson.....	5
I.3.1.4 Contrainte admissible de cisaillement.....	5
I.3.1.5 Etats limites.....	5
I.3.2 Armatures (Aciers).....	7
I.3.2.1 Types d’aciers.....	7
I.3.2.2 Contraintes limites.....	7
I.3.2.3 Module d’élasticité longitudinal.....	8
I.4 Hypothèses de calcul.....	8
I.4.1 Béton.....	8
I.4.2 Acier.....	8
I.5 Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites.....	8
I.5.1 Etat limite ultime.....	8

I.5.2 Etat limite de service.....	9
I.5.3 Cas sismique.....	9
I.6 Règlements et normes utilisés.....	9
I.7 Conclusion.....	9

CHAPITRE II. DECENTE DES CHARGES ET PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II.1 Pré dimensionnement des éléments.....	10
II.1.1 introduction.....	10
II.1.2 Plancher.....	10
II.1.2.1 Détermination de l'épaisseur du plancher.....	10
II.1.3 Poutres.....	12
II.1.3.1 Les poutres principales.....	12
II.1.3.2 Les poutres secondaires.....	13
II.1.3.3 La poutre palière.....	14
II.1.4 Les poteaux.....	15
II.1.5 Les voiles.....	18
II.2 Descente des charges.....	19
II.2.1 Introduction.....	19
II.2.2 Plancher terrasse inaccessible.....	20
II.2.2.1 Corps creux.....	20
II.2.2.2 Dalle pleine de 20 cm.....	21
II.2.2.3 Dalle pleine de 15 cm.....	21
II.2.3 Plancher étage courant.....	22
II.2.3.1 Corps creux.....	22
II.2.3.2 Dalle pleine de 20 cm.....	23
II.2.3.3 Dalle pleine de 15 cm.....	23
II.2.4 Murs.....	24
II.2.4.1 Murs extérieures.....	24
II.2.4.2 Murs intérieurs.....	24
II.2.5 Escalier.....	25
II.2.5.1 Palier.....	25
II.2.5.2 Paillasse.....	26
II.3 Conclusion.....	26

CHAPITRE III. ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1 Introduction.....	27
III.2 Les poutrelles.....	27
III.2.1 Dimensionnement des poutrelles.....	27
III.2.2 Choix de la méthode de calcul.....	28
III.2.3 Les types des poutrelles.....	29
III.2.4 Détermination des efforts internes.....	30
III.2.5 Résultats des efforts et moments des poutrelles.....	38
III.2.6 Ferrailage des poutrelles (flexion simple).....	38
III.2.6.1 Armatures longitudinales.....	38
III.2.6.2 Armatures Transversales.....	44
III.2.7 Schéma de ferrailage des poutrelles.....	46
III.2.8 Résumé du ferrailage des poutrelles.....	47
III.3 Les escaliers.....	47
III.3.1 Pré dimensionnement des escalier.....	47
III.3.2 Etude des escaliers.....	50
III.3.2.1 Détermination des moments et des réactions.....	50
III.3.2.2 Calcul de ferrailage.....	56
III.3.2.3 Schéma de ferrailage d'escaliers.....	61
III.4 La poutre palière.....	61
III.4.1 Descente des charges.....	62
III.4.2 Moment fléchissant et effort tranchant (par calcul).....	62
III.4.3 Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants.....	63
III.4.4 Ferrailages de la pouture palière.....	64
III.4.4.1 Armatures longitudinales.....	64
III.4.4.2 Armatures transversales.....	68
III.4.5 Schéma de ferrailage.....	68
III.5 Etude de l'acrotère.....	68
III.5.1 Evaluation des charges.....	69
III.5.2 Calcul des sollicitations.....	70
III.5.3 Calcul l'excentricité.....	70
III.5.4 Ferrailage de l'acrotère.....	71
III.5.5 Schéma de ferrailage.....	74

III.6 Etude des balcons (dalle pleine).....	74
III.6.1 Charges et surcharges supportées par le balcon.....	75
III.6.2 Moments fléchissant et efforts tranchants.....	75
III.6.3 Calcul de ferrailage.....	76
III.6.4 Schéma de ferrailage de balcon.....	79
III.7 Etude de l'ascenseur.....	80
III.7.1 Définition.....	80
III.7.2 Etude de l'ascenseur.....	80
III.7.3 Descente de charges.....	81
III.7.4 Calcul du ferrailage de la dalle pleine.....	91
III.7.5 Schéma du ferrailage.....	97
III.8 Conclusion.....	97

CHAPITRE IV. ETUDE DYNAMIQUE

IV.1 Introduction	98
IV.2 Objectif de l'étude dynamique.....	98
IV.3 Présentation de logiciel SAP2000.....	98
IV.4 Modélisation de la structure.....	98
IV.5 Méthode de calcul.....	99
IV.5.1 Méthode statique équivalente.....	99
IV.5.1.1 Principe de la méthode.....	99
IV.5.1.2 Domaine d'application.....	100
IV.5.2 Méthode d'analyse modale spectrale.....	100
IV.5.2.1 Principe de la méthode.....	100
IV.5.2.2 Domaine d'application.....	100
IV.5.3 Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.....	100
IV.6 Choix de la méthode de calcul.....	101
IV.7 Méthode d'analyse modale spectrale.....	101
IV.7.1 Périodes et factures de participation modale.....	101
IV.8 Méthode statique équivalente.....	104
IV.8.1 Force sismique totale V	104
IV.8.1.1 Coefficient d'accélération de zone A.....	105
IV.8.1.2 Facteur d'amplification dynamique moyenne D	105

IV.8.1.3	Facteur de qualité.....	107
IV.8.1.4	Le poids total de la structure.....	107
IV.8.1.5	Coefficient de comportement global de la structure (R).....	108
IV.8.1.6	Détermination l'effort tranchant (V).....	109
IV.8.2	La force sismique de chaque niveau (F).....	109
IV.9	Vérification de la résultant des forces sismiques.....	110
IV.10	Justification de la sécurité.....	112
IV.10.1	Vérification de la stabilité de la structure vis-à-vis le renversement.....	112
IV.10.2	Vérification de l'effort normal réduit.....	113
IV.11	Vérification des déplacements.....	114
IV.11.1	Justification vis-à-vis des déformations.....	114
IV.11.2	Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	116
IV.12	Conclusion.....	117
 CHAPITRE V. ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX		
V. 1	Introduction.....	118
V.2	Combinaisons des charges.....	118
V.3	Etude des poteaux.....	118
V.3.1	Les sollicitation dans les poteaux.....	118
V.3.2	Calcul du ferrailage.....	119
V.3.3	Schéma du ferrailage de poteaux.....	126
V.4	Etude des poutres.....	126
V.4.1	Poutre principale.....	126
V.4.1.1	Les sollicitation dans les poutre principale.....	126
V.4.1.2	Ferraillages des poutres principale.....	127
V.4.1.3	Schéma du ferrailage des poutres principales.....	132
V.4.2	Poutre secondaire.....	133
V.4.2.1	Les sollicitations dans les poutre secondaire.....	133
V.4.2.2	Ferraillages des poutres secondaires.....	133
V.4.2.3	Schéma du ferrailage des poutres secondaires.....	139
V.5	Etude des voiles.....	139
V.5.1	Les sollicitations des voiles.....	139
V.5.2	Combinaisons de calcul.....	140

V.5.3	Calcul des voiles.....	140
V.5.4	Pré dimensionnement des voiles.....	141
V.5.5	Détermination des sollicitations des voiles.....	143
V.5.6	Calcul du ferrailage.....	143
V.5.6.1	Calcul le ferrailage vertical et horizontal (sens x-x).....	143
V.5.6.1.1	Ferrailage horizontal.....	144
V.5.6.1.2	Ferrailage transversal.....	144
V.5.6.1.3	Vérification des contraintes de cisaillement.....	145
V.5.6.2	Calcul le ferrailage vertical et horizontal (y-y).....	145
V.5.6.2.1	Ferrailage horizontal.....	146
V.5.6.2.2	Ferrailage transversal.....	147
V.5.6.2.3	Vérification des contraintes de cisaillement.....	147
V.5.7	Schéma du ferrailage des voiles.....	148
V.6	Conclusion.....	148
CHAPITRE VI. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE		
VI.1	Introduction.....	149
VI.2	Choix du type de fondation.....	149
VI.3	Combinaisons d'actions à considérer.....	150
VI.4	Pré dimensionnement.....	150
VI.4.1	Dimension du radier.....	150
VI.4.2	Vérification au poinçonnement.....	151
VI.4.3	Vérification au renversement.....	152
VI.4.4	Vérification de la contrainte du sol.....	153
VI.5	Calcul du ferrailage de la dalle.....	155
VI.5.1	Récapitulation du ferrailage de la dalle.....	160
VI.5.2	Schéma de ferrailage de la dalle.....	160
VI.6	Calcul du ferrailage de la nervure.....	161
VI.6.1	Récapitulation du ferrailage de la nervure.....	164
VI.6.2	Schéma de ferrailage de nervure.....	165
VI.7	Conclusion.....	165
Conclusion générale.....		166
Références bibliographique.....		167

Liste des figures

Figure I.1 : Plancher à corps creux	2
Figure I.2 : Dalle pleine	2
Figure I.3 : Schéma d'un escalier	3
Figure I.4 : Diagramme contrainte de compression Déformation de béton à l'ELU	6
Figure I.5 : Diagramme de calcul à l'état limite de service	6
Figure I.6 : Diagramme contrainte-déformation d'acier	7
Figure II.1 : Coupe transversale du plancher	10
Figure II.3 : Dimension du plus grand panneau (LX× LY)	11
Figure II.4 : Poutre principale	13
Figure II.5 : Poutre secondaires	14
Figure II.6 : Section du Poteau plus le sollicité	15
Figure II.7 : Coupe de voile en élévation	19
Figure II.8 : Plancher terrasse inaccessible	20
Figure II.9 : Plancher étage courant	22
Figure II.10 : Murs extérieures	24
Figure II.11 : Murs intérieurs	24
Figure III. 1 : Dimension de la section d'une poutrelle	28
Figure III.2 : Schéma statique de la poutrelle de type 01 (ELU)	30
Figure III.3 : Diagramme du moment fléchissant à ELU	34
Figure III.4 : Diagramme des efforts tranchants à ELU	34
Figure III.5 : Schéma statique de la poutrelle de type 01 (ELS)	34
Figure III.6 : Diagramme du moment fléchissant à ELS	37
Figure III.7 : Diagramme des efforts tranchants à ELS	37
Figure III.8 : Ancrage	45
Figure III.9 : Ferrailage de poutrelle en appui	46
Figure III.10 : Ferrailage de poutrelle en travée	46
Figure III.11 : Schéma d'escalier	48
Figure III.12 : Schéma statique d'escalier	50
Figure III.13 : Diagramme du moment fléchissant à ELU	53
Figure III.14 : Diagramme d'effort tranchant à ELU.....	54
Figure III.15 : Diagramme du moment fléchissant à ELS	56
Figure III.16 : Diagramme d'effort tranchant à ELS	56
Figure III.17 : Section de calcul de ferrailage de volée	56
Figure III.18 : Schéma de ferrailage d'escaliers (volée)	61
Figure III.19 : Schéma statique de la poutre	61

Figure III.20 : Diagramme du moment fléchissant à ELU	63
Figure III.21 : Diagramme d'effort tranchant à ELU.....	63
Figure III.22 : Diagramme du moment fléchissant à ELS	63
Figure III.23 : Diagramme d'effort tranchant à ELS	63
Figure III. 24 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	68
Figure III.25 : Schéma de l'acrotère	68
Figure III.26 : Schéma statique de l'acrotère	69
Figure III.27 : Section de calcul de ferrailage d'acrotère	71
Figure III.28 : Ferrailage de l'acrotère	74
Figure III.29 : Schéma statique du balcon (Type 1)	74
Figure III.30 : Section de calcul de ferrailage de balcon	76
Figure III.31 : Schéma de ferrailage de balcon.....	79
Figure III.32 : Dimensions de l'ascenseur	80
Figure III.33 : Ascenseur électrique	81
Figure III.34 : Abaque de détermination de suspentes	83
Figure III.35 : Schéma de la surface d'impact	85
Figure III.36 : Schéma de la dalle pleine d'ascenseur	87
Figure. III.37 : dimensions de panneau de dalle d'ascenseur	90
Figure. III.38 : Section de calcul en travée	91
Figure. III.39 : Section de calcul en appui.....	93
Figure. III.40 : Section de calcul en travée	94
Figure. III.41 : Section de calcul en appui	95
Figure. III.42 : Section de calcul en appui	97
Figure IV.1 : Structure modélisée sur logiciel SAP 2000.....	99
Figure IV.2 : Vue en plan du plancher haut RDC	101
Figure IV.3 : Vue en plan du plancher haut étage courants	102
Figure IV.4 : Vue en plan du plancher haut 9 ^{ème} étage	102
Figure IV.5 : Spectre de réponse	104
Figure V.1 : La section du poteau de RDC	120
Figure V.2 : Zone nodale	125
Figure V.3 : Schéma de ferrailage des poteaux	126
Figure V.4 : Schéma de ferrailage des poutres principales	132
Figure V.5 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires	139
Figure V.6 : Modèle général d'un voile	140
Figure V.7 : Cas d'un voile de section entièrement comprimé.....	142
Figure V.8 : Cas d'un voile de section partiellement comprimée	142

Figure V.9: Section d'un voile du rive	143
Figure V.10: Section horizontale du $1ml$	144
Figure V.11: Section d'un voile du rive	145
Figure V.12: Section horizontale du $1m$	146
Figure V.13: Schéma de ferrailage de voile	148
Figure VI.1 : Radier	149
Figure VI.2: Fondation superficielle de type Radier Nervuré	150
Figure VI.3: Dessin représente le radier et ces composants	150
Figure VI.4: Déplacement suivant U_z	154
Figure VI.5: Moment M_{11} à ELU (suivant L_x)	154
Figure VI.6: Moment M_{22} à ELU (suivant L_y)	155
Figure VI.7: Ferrailage de la dalle	160
Figure VI.8: Dimension de la nervure	161
Figure VI.9: Ferrailage de la nervure	165

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Caractéristiques géométriques du bâtiment	1
Tableau II.1 : Récapitulation de pré dimensionnement des poteaux	18
Tableau II.2 : Descente de charge pour terrasse inaccessible	20
Tableau II.3 : Descente de charge pour dalle pleine de 20 cm	21
Tableau II.4 : Descente de charge pour dalle pleine de 15 cm	21
Tableau II.5 : Descente de charge pour étage courant	22
Tableau II.6 : Descente de charge pour dalle pleine de 20 cm.....	23
Tableau II.7 : Descente de charge pour dalle pleine de 15cm	23
Tableau II.8 : Charge permanent des murs extérieurs	24
Tableau II.9 : Charge permanent des murs intérieurs	25
Tableau II.10 : Descende de charge pour palier	25
Tableau II.11 : Descende de charge pour paillasse	26
Tableau III. 1 : Charges supportées par les poutrelles	29
Tableau III. 2 : Types des poutrelles	29
Tableau III.3 : Récapitulatif des sollicitations des poutrelles	38
Tableau III.4 : Récapitulation du ferrailage des poutrelles	47
Tableau III.5 : Combinaisons d'action	51
Tableau III.6 : Moment fléchissant et effort tranchant à l'ELU	64
Tableau III.7 : Moment fléchissant et effort tranchant à l'ELS	65
Tableau III.8 : Les charges de l'acrotère	69
Tableau III.9 : Calcul des sollicitations	70
Tableau III.10 : Charges et surcharges supportées par le balcon	75
Tableau III.11 : charge de la maçonnerie	75
Tableau III.12 : Récapitulation du ferrailage de balcon (dalle pleine)	79
Tableau III.13 : caractéristiques des câbles	84
Tableau III.14 : Tableau récapitulatif des résultats	89
Tableau III.15 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales	91
Tableau IV.1 : Périodes et factures de participation modale	103
Tableau IV.2 : L'effort séismique à la base	104
Tableau IV.3 : Classification des ouvrages selon leur importance	105
Tableau IV.4 : Valeur de T_1 et T_2	106
Tableau IV.5 : Les critères de qualité (q)	107
Tableau IV.6 : Poids de chaque niveau	108
Tableau IV.7 : les forces sismiques des différents niveaux	110
Tableau IV.8 : Effort tranchant à la base par la méthode Statique équivalente	111

Tableau IV.9 : Nouveau effort sismique à la base	111
Tableau IV 10 : Vérification de la stabilité de la structure vis-à-vis le renversement (Sens x-x)	112
Tableau IV 11 : Vérification de la stabilité de la structure vis-à-vis le renversement (Sens y-y)	113
Tableau IV.12 : Vérification de l'effort normal réduit	114
Tableau IV.13 : Vérification des déformations (Sens x-x)	115
Tableau IV.14 : Vérification des déformations (Sens y-y)	115
Tableau IV.15 : Vérification de l'effet P-Delta (Sens x-x)	117
Tableau IV.16 : Vérification de l'effet P-Delta (Sens y-y)	117
Tableau V.1 : Sollicitations maximales des poteaux	119
Tableau V.2 : Sollicitations des poteaux (RDC)	120
Tableau V.3: Ferrailage longitudinal des poteaux	122
Tableau V.4: Ferrailage transversal des poteaux	124
Tableau V.5: Longueur de recouvrement des poteaux	124
Tableau V.6: La longueur de la zone nodale des poteaux	125
Tableau V.7: Sollicitations maximales des poutres principales	126
Tableau V.8: Ferrailage des poutres principales de la structure	131
Tableau V.9: Longueur de recouvrement des poutres principales	132
Tableau V.10: Sollicitations maximales des poutres secondaires	133
Tableau V.11: Ferrailage des poutres secondaires de la structure	138
Tableau V.12: Longueur de recouvrement des poutres secondaires	138
Tableau V.13 : Dimensionnement des voiles	141
Tableau V.14 : Sollicitation des voiles	143
Tableau VI.1 : Les sollicitations du radier	155
Tableau VI.2 : Récapitulation du ferrailage de la dalle	160
Tableau VI.3 : Les sollicitations de la nervure	161
Tableau VI.4 : Récapitulation du ferrailage de la nervure	164

Liste des Abréviations

G : Action permanente.

Q : Action d'exploitation.

E : Action accidentelle.

RPA : Le règlement parasismique Algérien.

BAEL : Le règlement du béton armé aux états limites.

σ_{st} : Contrainte d'acier.

$\overline{\sigma}_{st}$: Contrainte admissible d'acier.

σ_{bc} : Contrainte du béton.

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible du béton.

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.

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

E_{ij} : Déformations instantanées.

E_{vi} : Déformations différées.

f_{bc} : Contrainte de calcul.

f_{tj} : Résistance à la traction.

f_{cj} : Résistance à la compression.

f_{c28} : Résistance caractéristique a 28jours

ν : Coefficient de poisson.

γ_s : Coefficient de sécurité d'acier.

γ_b : Coefficient de sécurité de béton.

Θ : Coefficient d'application.

f_e : Limite élastique d'acier.

A_{st} : Section d'armature.

A_r : Armature de répartition.

ρ : Masse volumique.

S : Surface.

U : Périmètre de la section.

e : Excentricité

ep : Epaisseur.

he : Hauteur libre d'étage.

I_x, I_y : Moment d'inertie.

i_x, i_y : Rayon de giration.

M_0 : Moment isostatique.

M_t : Moment en travée.

M_a : Moment en appuis.

M_u : Moment fléchissant à l'état limite ultime.

M_s : Moment fléchissant à l'état limite service.

T : Effort tranchant, Période.

V : Effort tranchant à la base.

ELU : Etat limite ultime.

ELS : Etat limite de service.

N_u : Effort normal aux ELU.

N_s : Effort normal aux ELS.

μ : Moment ultime réduit.

α : Position relative de la fibre neutre.

z : Bras de levier.

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

d' : Distance entre les armatures et la fibre neutre.

Br : Section réduite.

C. V : Condition vérifié.

C.N. V : Condition non vérifié.

C.N. F : Condition de non fragilité.

A : Coefficient d'accélération de zone

D : Facteur d'amplification dynamique

$\xi\%$: Le pourcentage d'amortissement.

R : Coefficient de comportement global de la structure.

Q : Facteur de qualité.

W_T : Poids total de la structure.

W_i : Poids sismique au niveau « i ».

C_t : Coefficient de période.

β : Coefficient de pondération.

η : Facteur de correction d'amortissement.

L_f : Longueur de flambement.

L_r : Longueur de recouvrement.

L : Longueur ou portée.

ϕ_l : Diamètre d'une barre d'acier longitudinal.

Φ_t : Diamètre d'une barre d'acier transversale.

St : Espacement.

λg : L'élancement géométrique.

Δ_k : Déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1.

σ_{sol} : Contrainte du sol.

σ_{moy} : Contrainte moyenne.

h_d : Epaisseur de la dalle.

h_N : Epaisseur de la nervure.

Introduction générale

L'Algérie, en raison de sa position géographique, est l'un des pays exposés aux risques sismiques en raison de la présence de plusieurs failles actives dans son territoire. Au fil de son histoire, le pays a été témoin de plusieurs séismes dévastateurs qui ont causé d'importants dégâts matériels et des pertes en vies humaines.

Ces événements tragiques ont incité les autorités algériennes à prendre des mesures pour renforcer la résilience du pays face aux séismes. Les ingénieurs en génie civil jouent un rôle crucial dans la conception de structures capables de résister aux effets sismiques tout en répondant à un ensemble complexe de critères. Leur objectif est de garantir à la fois la sécurité des occupants, la durabilité de l'ouvrage et son intégration harmonieuse dans l'environnement bâti.

L'objectif de notre travail est de faire une étude détaillée d'une structure en béton armé constitué d'un RDC+9 étages à usage d'habitation avec une terrasse inaccessible. Cette étude est réalisée en tenant compte des réglementations et des recommandations en vigueur, telles que le RPA99 version 2003, BAEL et le D.T.R. BC 2.2.

Notre défi principal est d'assurer la résistance de notre construction. Pour ce faire, nous avons divisé notre travail en six chapitres, précédés d'une introduction générale, comprenant :

- ✓ Présentation de projet et les caractéristiques des matériaux a été utilisée ;
- ✓ Pré dimensionnement et descente des charges ;
- ✓ Etude des éléments secondaires (escalier, acrotère, dalle pleine...) ;
- ✓ Etude dynamique ;
- ✓ Etude des éléments principaux (voiles, poutres, poteaux...) ;
- ✓ Etude de l'infrastructure.

En dernier lieu, nous finaliserons notre étude en énonçant une conclusion générale.

Chapitre I :

Présentation du projet et caractéristique des matériaux

I.1 Introduction :

Dans le domaine du génie civil, l'analyse d'un édifice en béton armé repose sur des connaissances fondamentales que l'ingénieur utilise comme référence pour répondre aux exigences cruciales liées à son exploitation. Cela vise à assurer la sécurité, la durabilité et à prendre en considération le facteur économique. Le calcul des composants d'une structure s'appuie sur des règlements et des méthodes bien établis, tels que le BAEL91 et le RPA99 modifié en 2003. Ces normes reposent sur la compréhension des matériaux (béton et acier), ainsi que sur le dimensionnement et le ferrailage des éléments résistants de la structure. Ce chapitre est consacré à fournir des rappels et une description du projet à étudier.

I.1.1 Présentation du projet :

I.1.2.1 Présentation de l'ouvrage :

Notre travail consiste à étudier un bâtiment (bloc barre) composé de deux parties (RDC + 9 et RDC + 8) étages à usage d'habitation, en béton armé de type mur-porteur, choisi parmi les blocs d'un projet de 201 logements, situé à Ouled Kada, commune d'El-Henaya, wilaya de Tlemcen, zone de faible sismicité (zone I) selon les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003). Étant donné que sa hauteur totale ne dépasse pas 48 mètres, le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (groupe d'usage 2).

I.2.2 Description géométrique de l'ouvrage :

Tableau I.1 : Caractéristiques géométriques du bâtiment

Largeur du bâtiment	17.35 m
Longueur du bâtiment	31.95 m
Hauteur totale	30.60 m
Hauteur du RDC	3,06 m
Hauteur d'étages courants	3,06 m

I.2.3 Caractéristiques géotechniques du sol :

Le laboratoire recommande de considérer une contrainte admissible de 1.80 bars à une profondeur d'ancrage supérieure à 2.20 m par rapport au terrain naturel, En conséquence, Selon le RPA 99 version 2003, le site est considéré comme ferme (S2).

I.2.4 Conception de l'ouvrage :

a. Ossature :

C'est une structure auto-stable réalisé en système des voiles porteurs Pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales. [1]

b. Plancher :

Dans notre projet, on va utiliser deux types de plancher :

- Plancher à corps creux : pour le rez-de-chaussée et les étages courants, le plancher terrasse inaccessible. [2]

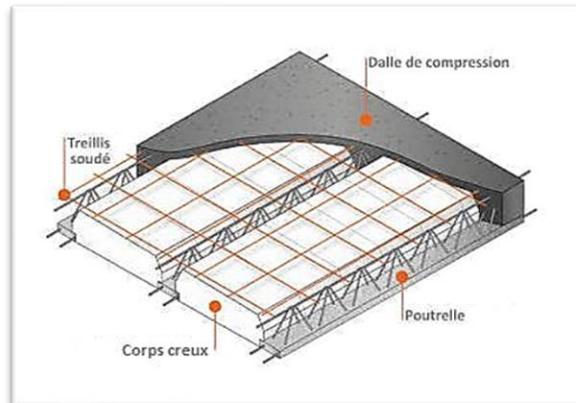


Figure I.1 : Plancher à corps creux. [1]

- dalle pleine : pour les balcons.

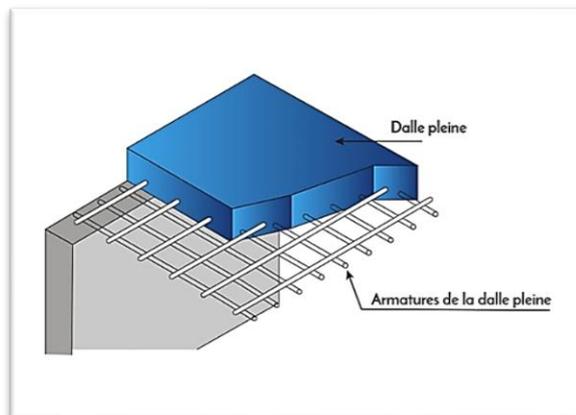


Figure I.2 : Dalle pleine

c. Escaliers :

Les escaliers sont des éléments de la structure qui permettent de franchir les niveaux. Ils sont composés des éléments suivants : paillasse, volée, palier, marche (giron), contre marche. [2]

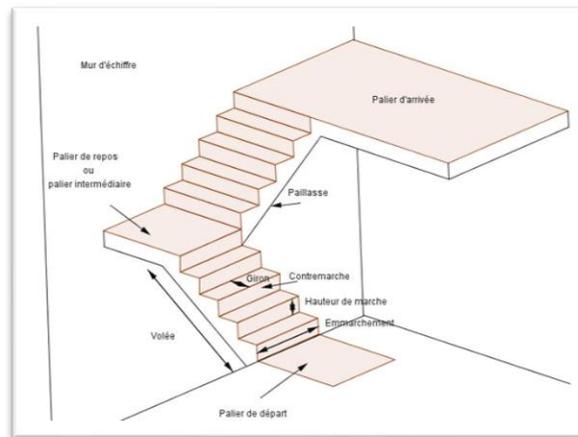


Figure I.3 : Schéma d'un escalier

d. Revêtement :

Le revêtement est constitué de :

- Enduit en ciment pour les faces extérieures des murs de façade ;
- Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds ;
- Carrelage pour les planchers et les escaliers ;
- Etanchéité multicouche imperméable pour plancher terrasse inaccessible. [2]

e. Isolation :

L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher. Au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois et l'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse. [2]

f. Les voiles :

Les murs en béton armé sont fabriqués dans le but de servir de contreventement et de résister aux charges sismiques. Ces murs, communément appelés "voiles", peuvent être simples ou composés.

g. Maçonnerie :

- Les murs extérieurs : Ils sont réalisés en doubles parois à briques creuses de 15 cm et 10 cm séparées par un vide de 5 cm. [1]
- Les murs intérieurs : Sont en simples parois réalisés en briques creuse d'épaisseur de 10 cm. [1]

h. Acrotère :

Les deux terrasses étant inaccessibles, sont entouré d'un acrotère en béton armé d'une haute de 60cm et de 10cm d'épaisseur.

i. Ascenseur :

Un ascenseur est un dispositif de transport vertical utilisé pour déplacer des personnes ou des objets entre les différents niveaux d'un bâtiment. Les ascenseurs facilitent la mobilité verticale dans les immeubles à plusieurs étages, offrant un moyen efficace et sécurisé de se déplacer entre les étages.

j. Fondations :

Les fondations sont des éléments cruciaux dans la construction, assurant la transmission stable des charges de la structure au sol, elles peuvent être de différents types en fonction des caractéristiques du sol et des exigences de la structure.

I.3 Caractéristique mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003. [1]

I.3.1 Béton :

Le béton est un mélange des matériaux inertes (granulat) avec un liant hydraulique (ciment) et de l'eau et des adjuvants, il est destiné essentiellement à équilibrer les efforts de compression.

I.3.1.1 Résistance du béton :

- **Résistance du béton à la Compression : [Art A.2.1.1.1]**

Dans le cas courant, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression à vingt-huit (28) jours d'âge ; cette résistance est mesurée sur des cylindres droits de révolution de 200 cm² de section et ayant une hauteur double de leur diamètre (H = 32cm). Pour des bétons d'un âge « J » inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes : (REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN BETON ARME,1993) :

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

Si: $j < 28$ jours

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.86j} f_{c28}$$

Si : $j > 28$ jours

$$f_{cj} = 1.1f_{c28}$$

- Pour : $f_{c28} \geq 40$ MPa :

Si: $j < 28$ jours

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28}$$

Si : $j > 28$ jours

$$f_{cj} = f_{c_{28}} - f_{cj}$$

Pour le présent projet on adoptera : $f_{c_{28}} = 25 \text{ MPa}$

- **Résistance du béton à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours, notée, est conventionnellement définie par les relations (Art 2-1-12 BAEL 91)

$$F_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{si} \quad f_{c_{28}} \leq 60$$

Pour $f_{c_{28}} = 25 \text{ MPa}$ donc : $F_{t_{28}} = 2.1 \text{ MPa}$

I.3.1.2 Module de déformation longitudinale du béton :

- **Module instantané :**

$E_i = 1100 \sqrt[3]{f_{cj}}$ Pour le calcul sous charges de courte durée (<24h).

- **Module différé :**

$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$ Pour le calcul sous charges de longue durée (>24h).

I.3.1.3 Coefficient de poisson :

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

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

I.3.1.4 Contrainte admissible de cisaillement :

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) \text{ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

La contrainte ultime de cisaillement dans une section en béton est définie par rapport à l'effort tranchant ultime T_u .

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

Avec :

b : Largeur de la section.

d : Hauteur utile ($d=0.9h$)

I.3.1.5 Etats limites :

- **Etat limite ultime de résistance « ELU » :**

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance, on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit parabole-rectangle, et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire. [1]

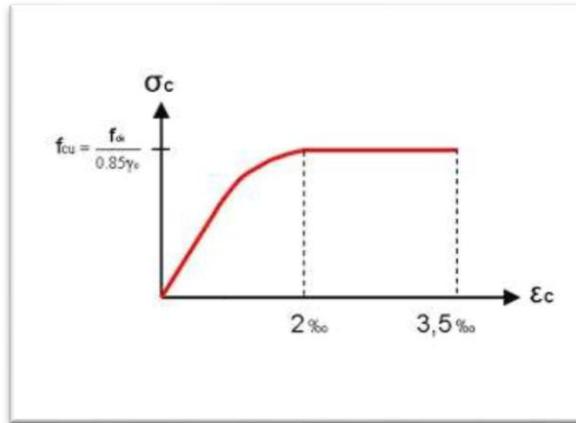


Figure I.4 : Diagramme contrainte de compression Déformation de béton à l'ELU. [2]

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

Avec :

f_{bc} : Contrainte de calcul pour $2 \text{ ‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5 \text{ ‰}$

ϵ_{bc} : Déformation du béton à la compression.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours.

γ_b : Coefficient de sécurité $\begin{cases} 1.15 \text{ cas accidentel} \\ 1.5 \text{ cas général} \end{cases}$

θ : Facteur de durée d'application des charges $\begin{cases} 1 \text{ durée} > 24h \\ 0.9 \text{ durée} < 24h \\ 0.85 \text{ durée} < 1h \end{cases}$

• **Etat limite service de résistance « ELS » :**

Il correspond à l'équilibre entre les sollicitations d'action réelles (non majorées) et les sollicitations calculées sans dépassement des contraintes limites, en supposant que le matériau se déforme dans le domaine élastique.

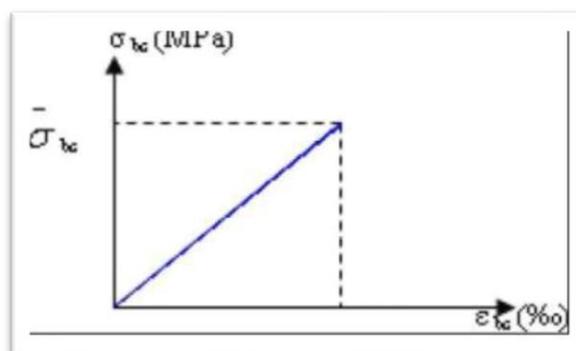


Figure I.5 : Diagramme de calcul à l'état limite de service. [2]

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

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

I.3.2 Armatures (Aciers) :

Un acier est un alliage métallique constitué principalement de fer et de carbone (dans des proportions comprises entre 0,02 % et 2 % en masse pour le carbone). Dans les techniques du bâtiment, l'acier est livré sous forme d'éléments prêts à être utilisés en association, souvent, avec d'autres matériaux. Sa modularité et sa flexibilité en font un acteur incontournable de la construction moderne.

I.3.2.1 Types d'aciers :

Dans la pratique on utilise les nuances d'acier suivantes :

- Les ronds lisses (R.L) :

- FeE 215 MPa
- FeE 235 MPa

- Les hautes adhérences (H.A) :

- FeE 400 MPa
- FeE 500 MPa

- 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.3.2.2 Contraintes limites :

✓ **Etat limite ultime « ELU » :**

Pour le calcul, on utilise le diagramme contrainte-déformation, tels que représenté sur la figure I.6

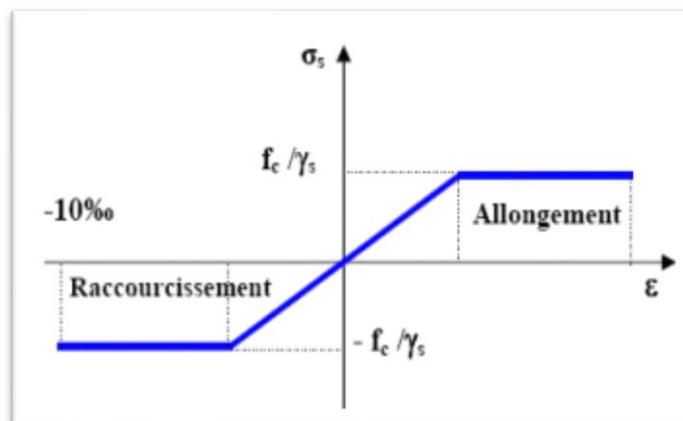


Figure I.6 : Diagramme contrainte-déformation d'acier. [2]

Avec :

γ_s : Coefficient de sécurité :

$$\begin{cases} \gamma_s = 1 \text{ cas de situation accidentelle} \\ \gamma_s = 1,15 \text{ cas de situation général} \end{cases}$$

✓ **Etat limite de service « ELS » :**

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible → σ_{st} pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable → $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(\frac{2}{3} fe ; 110 \eta \sqrt{f_{tj}})$
- Fissuration très préjudiciable → $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(\frac{1}{2} fe ; 90 \eta \sqrt{f_{tj}})$. [2]

$$\eta : \text{Coefficient de fissuration} : \begin{cases} \eta = 1 \text{ pour les ronds lisses (RL)} \\ \eta = 1.6 \text{ pour les armatures à haute adhérence (HA)} \end{cases}$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{fe}{\gamma_s}$$

I.3.2.3 Module d'élasticité longitudinal :

Il est pris égal à 2.10^5 MPa

I.4 Hypothèses de calcul :

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

I.4.1 Béton :

La résistance du béton à la compression à 28 jours : $fc28 = 25$ MPa

La résistance du béton à la traction à 28 jours : $ft28 = 0,6 + 0,06 \times fc28 = 2,1$ MPa

Le module d'élasticité instantané de béton à 28 jours : $Ei = 32164,20$ MPa

Le module d'élasticité différé de béton : $Ev28 = 10818,87$ MPa.

I.4.2 Acier :

Armatures longitudinales : FeE400 HA

Armatures transversales : FeE235 RL

Treillis soudés (pour la dalle de compression) 150×150 mm² avec $\Phi = 6$ mm

I.5 Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :

I.5.1 Etat limite ultime :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

1.35G+1.5 Q

D'où :

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

I.5.2 Etat limite de service :

La combinaison d'action est la suivante : $G + Q$

I.5.3 Cas sismique :

- $G+Q\pm E$
- $G+Q\pm 1,2E$
- $0,8G\pm E$

Avec :

- G : charge permanente ;
- Q : charge d'exploitation ;
- E : effort de séisme.

I.6 Règlements et normes utilisés :

Notre étude est élaborée et établie suivant les règles de calcul et de conception qui sont mise en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- Le CBA93.
- Le RPA 99 révisée 2003.
- Le BAEL 91.
- DTR BC.2.2. [1]

I.7 Conclusion :

Ce chapitre est dédié à la présentation générale de notre projet, comprenant les réglementations pertinentes, les spécifications des matériaux à utiliser, ainsi que les conditions géotechniques à prendre en compte.

Chapitre II :

***Descente des charges et
Pré dimensionnement
des éléments***

II.1 Pré dimensionnement des éléments :

II.1.1 Introduction :

Ce chapitre se concentre sur le processus de dimensionnement, qui consiste à établir les dimensions des divers éléments de la structure. Ces dimensions sont déterminées en conformité avec les directives du RPA99V2003 et du BAEL91 modifié en 1999. Les résultats initiaux du dimensionnement ne sont pas finaux et peuvent être ajustés après des vérifications ultérieures dans la phase de conception.

II.1.2 Plancher :

Les planchers délimitent les différents niveaux d'un bâtiment et jouent un rôle crucial dans la transmission des forces horizontales aux éléments de contreventement, ainsi que dans la répartition des charges sur les éléments porteurs. En plus de contribuer à la stabilité de la structure, ils fournissent également une isolation thermique et acoustique entre les étages.

II.1.2.1 Détermination de l'épaisseur du plancher :

- Corps creux :

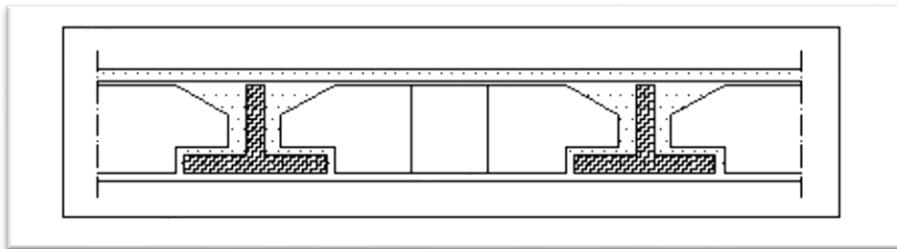


Figure II.1: Coupe transversale du plancher. [4]

Pour l'épaisseur du plancher h_T on utilise la condition de flèche admissible du BAEL91 :

$$\frac{L}{25} \leq h_T \leq \frac{L}{20}$$

L : La plus grande portée entre axe des poutres secondaires (chaînages).

h_T : Hauteur total du plancher.

$$\frac{480}{25} \leq h_T \leq \frac{480}{20} \quad \rightarrow \quad 19,2 \leq h_T \leq 24$$

On prend la hauteur de plancher : $h_T = 21\text{cm} (16 + 5)$

Ainsi, l'épaisseur du corps creux est de 16 cm tandis que celle de la dalle de compression est de 5 cm.

- **Dalle pleine :**

Ces planchers sont entièrement réalisés en béton armé coulé sur place et reposent sur des supports formés par des poutres en béton armé.

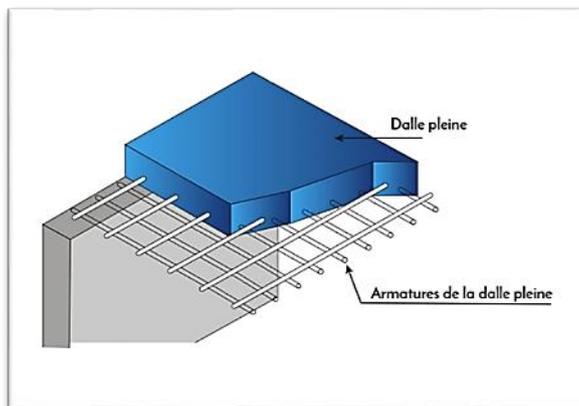


Figure II.2 : Dalle pleine

D’après les règles de "B.A.E. L 91 modifier 99" :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_x}{L_y} < 0,4 \dots\dots\dots \text{dalle porte dans un seul sens} \\ 0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1 \dots\dots\dots \text{dalle porte dans les deux sens} \end{array} \right.$$

Avec :

Ly : Grand côté du panneau de la dalle.

Lx : Petit côté du panneau de la dalle.

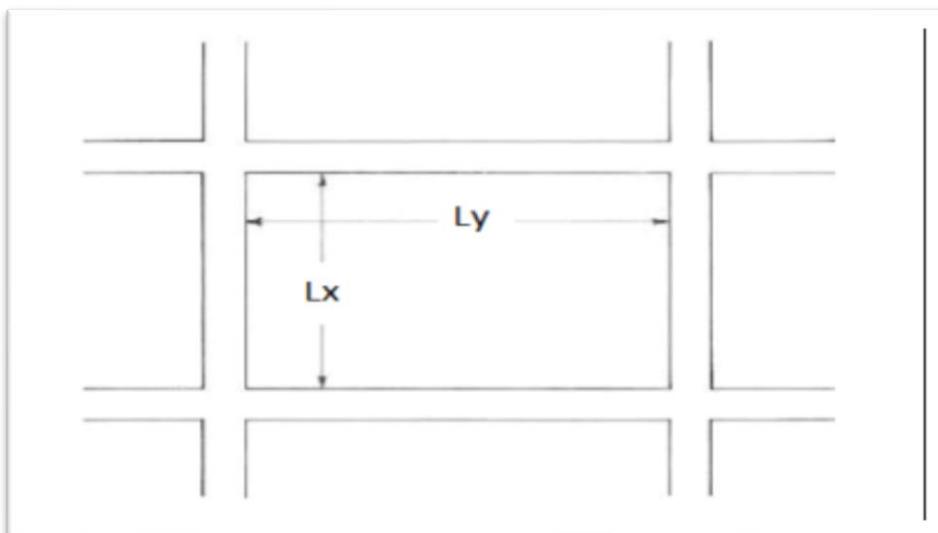


Figure II.3 : Dimension du plus grand panneau (LX× LY). [1]

L'épaisseur donner aux dalles résulte des conditions suivantes :

- **Condition de la flèche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} h > \frac{L_x}{30} \dots\dots\dots \text{ dalle porte dans un seul sens} \\ h > \frac{L_x}{40} \dots\dots\dots \text{ dalle porte dans les deux sens} \end{array} \right.$$

- **Type 1 :**

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{0,7}{4,75} = 0,14 < 0,4 \dots\dots\dots \text{ dalle porte dans un seul sens}$$

- **Ainsi :**

$$h > \frac{70}{30} = 2,33 \text{ cm}$$

- Donc on adopte : h = 15 cm.

- **Type 2 :**

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{1,6}{3,4} = 0,47 > 0,4 \dots\dots\dots \text{ dalle porte dans les deux sens}$$

- **Ainsi :**

$$h > \frac{160}{40} = 4 \text{ cm}$$

- Donc on adopte : h = 20 cm.

II.1.3 Poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux en béton armé qui transmettent les charges aux poteaux en fonction de leur position dans la construction. Nous distinguons deux types de poutres :

II.1.3.1 Les poutres principales :

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

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \text{et} \quad 0,3h \leq b \leq 0,4h$$

L : Distance entre les axes des poteaux et on choisit la plus grande portée ;

h : Hauteur de la poutre ;

b : Largeur de la poutre.

$$L = 5,1m$$

$$\frac{510}{15} \leq h \leq \frac{510}{10} \quad \rightarrow \quad 34 \leq h \leq 51 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{On prend: } h = 45 \text{ cm}$$

$$0,3 \times 45 \leq b \leq 0,4 \times 45 \quad \rightarrow \quad 13,5 \leq b \leq 18 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{On prend: } b = 30 \text{ cm}$$

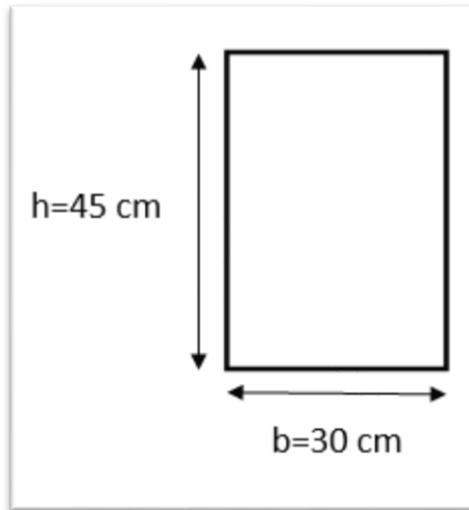


Figure II.4: Poutre principale

D'après le **R.P.A 99** version **2003**, on doit vérifier les conditions suivantes :

- ✓ $b \geq 20cm \rightarrow 30cm > 20cm$ (C.V)
- ✓ $h \geq 30cm \rightarrow 45cm > 30cm$ (C.V)
- ✓ $\frac{h}{b} \leq 4cm \rightarrow 1,5cm < 4cm$ (C.V)

II.1.3.2 Les poutres secondaires :

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

$$L = 4,8m$$

$$\frac{480}{15} \leq h \leq \frac{480}{10} \quad \rightarrow \quad 32 \leq h \leq 48 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{On prend: } h = 40 \text{ cm}$$

$$0,3 \times 40 \leq b \leq 0,4 \times 40 \quad \rightarrow \quad 12 \leq b \leq 16 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{On prend: } b = 30 \text{ cm}$$

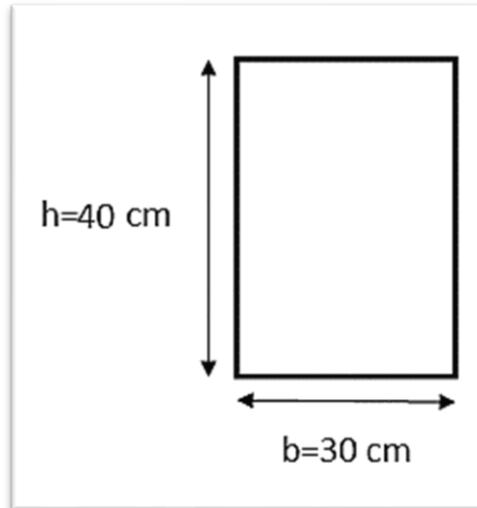


Figure II.5: Poutre secondaires

D'après le **R.P.A 99** versions **2003**, on doit vérifier les conditions suivantes :

- ✓ $b \geq 20\text{cm} \rightarrow 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots \dots \dots$ (C. V)
- ✓ $h \geq 30\text{cm} \rightarrow 40\text{cm} > 30\text{cm} \dots \dots \dots$ (C. V)
- ✓ $\frac{h}{b} \leq 4\text{cm} \rightarrow 1,33\text{cm} < 4\text{cm} \dots \dots \dots$ (C. V)

-Au niveau de RDC on a observé une grande portée d'une poutre secondaire ($l=6,95\text{ m}$), donc on a changé sa dimension :

$$\frac{695}{15} \leq h \leq \frac{695}{10} \quad \rightarrow \quad 46,33 \leq h \leq 69,5\text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{On prend: } h = 55\text{ cm}$$

$$0,3 \times 55 \leq b \leq 0,4 \times 55 \quad \rightarrow \quad 16,5 \leq b \leq 22\text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{On prend: } b = 30\text{ cm}$$

D'après le **R.P.A 99** version **2003**, on doit vérifier les conditions suivantes :

- ✓ $b \geq 20\text{cm} \rightarrow 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots \dots \dots$ (C. V)
- ✓ $h \geq 30\text{cm} \rightarrow 55\text{cm} > 30\text{cm} \dots \dots \dots$ (C. V)
- ✓ $\frac{h}{b} \leq 4\text{cm} \rightarrow 1,83\text{cm} < 4\text{cm} \dots \dots \dots$ (C. V)

II.1.3.3 La poutre palière :

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

$$L = 4,75\text{m}$$

$$\frac{475}{15} \leq h \leq \frac{475}{10} \quad \rightarrow \quad 31,66 \leq h \leq 47,5\text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{On prend: } h = 40\text{ cm}$$

$$0,3 \times 40 \leq b \leq 0,4 \times 40 \quad \rightarrow \quad 12 \leq b \leq 16\text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{On prend: } b = 30\text{ cm}$$

D'après le R.P.A 99 versions 2003, on doit vérifier les conditions suivantes :

- ✓ $b \geq 20cm \rightarrow 30cm > 20cm \dots \dots \dots (C.V)$
- ✓ $h \geq 30cm \rightarrow 40cm > 30cm \dots \dots \dots (C.V)$
- ✓ $\frac{h}{b} \leq 4cm \rightarrow 1,33cm < 4cm \dots \dots \dots (C.V)$

II.1.4 Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui supportent l'ensemble des charges et surcharges des différents niveaux, et les transmettent aux fondations. Les sections transversales des poteaux doivent être conformes aux exigences du RPA99/V2003 : [2]

- $Min (a, b) \geq 25 cm$ zone 1.
- $Min (a, b) \geq h_e / 20$.
- $1/4 < a/b < 4$.

Avec :

b : Largeur du poteau.

h : Hauteur du poteau.

h_e : Hauteur libre d'étage.

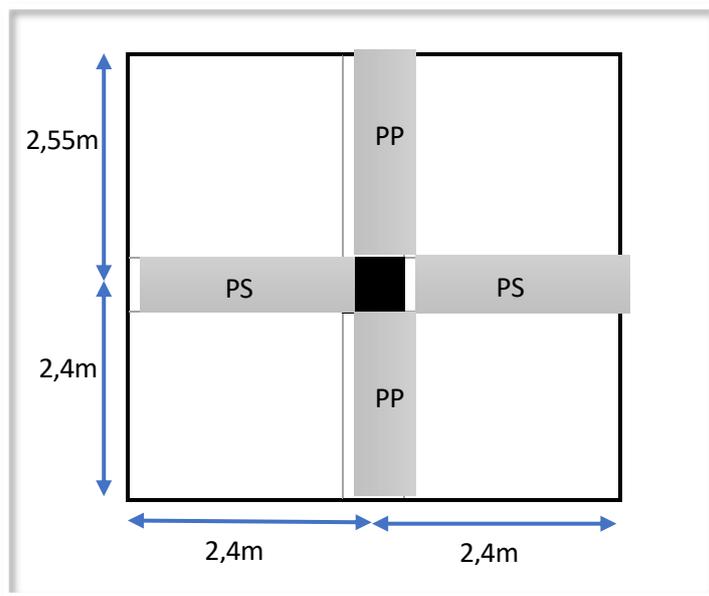


Figure II.6: Section du Poteau plus le sollicité

Avec :

$$N_u = P_u \times S \times n$$

P_u : Charge du plancher ;

n : Nombre d'étage ($n = 10$).

- On suppose une charge moyenne de $(1t/m^2)$ par étage.

$$P_u = 1t/m^2$$

S: Surface supportée par le poteau le plus sollicité.

$$S = (2,4 + 2,4) \times (2,4 \times 2,55) \quad \rightarrow \quad S = 23,76m^2$$

$$N_u = 1 \times 23,76 \times 10 \quad \rightarrow \quad N_u = 237,6t \quad \rightarrow \quad N_u = 2,376MN$$

• **Section réduite :**

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\frac{f_{bc}}{0,9} + \frac{0,85 \times f_e}{100 \times \gamma_s}}$$

β : Coefficient de correction dépendant de l'élanement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\beta = 1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \quad \text{Pour } \lambda \leq 50$$

$$\beta = (0,85 \times \lambda)^2 \times 1500 \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

Pour notre projet $\lambda=35$ donc :

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

$$\gamma_s = 1,15(\text{cas générale})$$

$$F_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

$$\gamma_b = 1,5$$

$$\theta = 1(\text{charge} > 24\text{h})$$

$$f_{c28} = 25MP_a$$

$$f_e = 400MP_a$$

$$F_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad \rightarrow \quad F_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} \quad \rightarrow \quad F_{bc} = 14,17MP_a$$

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\frac{f_{bc}}{0,9} + \frac{0,85 \times f_e}{100 \times \gamma_s}} \quad \rightarrow \quad B_r \geq \frac{1,2 \times 2,376}{\frac{14,17}{0,9} + \frac{0,85 \times 400}{100 \times 1,15}} \quad \rightarrow \quad B_r \geq 0,152m^2$$

On a :

$$B_r \geq (a - 0,02)^2$$

$$a \geq \sqrt{B_r} + 0,02$$

$$a \geq \sqrt{0,152} + 0,02$$

$$a \geq 0,409m$$

• On prend $a = 45cm$ (section carrée) $\rightarrow a = b = 45 cm$

❖ **Vérification des conditions de R.P. A99 V2003 :**

➤ **Première condition :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(a, b) \geq 25\text{cm} \rightarrow \text{Min}(45,45) \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots (\text{C. V}) \\ \text{Min}(a, b) \geq \frac{he}{20} \rightarrow \text{Min}(45,45) \geq \frac{306}{20} \rightarrow 45 > 15,3\text{cm} \dots\dots\dots (\text{C. V}) \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \rightarrow \frac{1}{4} < 1 < 4 \dots\dots\dots (\text{C. V}) \end{array} \right.$$

➤ **Deuxième condition :**

$$\frac{N_u}{B \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Alors :

$$\frac{2,376}{0,45 \times 0,45 \times 25} \leq 0,3 \rightarrow 0,469 > 0,3 \dots\dots\dots (\text{C. N. V})$$

Donc on augmente la section :

- On prend: $a = b = 60 \text{ cm}$

$$\frac{2,376}{0,6 \times 0,6 \times 25} \leq 0,3 \rightarrow 0,264 < 0,3 \dots\dots\dots (\text{C. V})$$

❖ **Vérification du poteau au flambement :**

➤ **Calcul de moment d'inertie :**

$$I_x = I_y = \frac{a^4}{12}$$

$$I_x = I_y = \frac{60^4}{12} \rightarrow I_x = I_y = 1080000\text{cm}^4$$

➤ **Calcul le rayon de giration I_x, I_y :**

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{a^2}}$$

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{1080000}{60^2}} \rightarrow i_x = i_y = 17,32\text{cm}$$

➤ **Calcul de l'élanement :**

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{L_f}{i}$$

Avec :

$$L_f = 0,7 \times L_0 \text{ (cas générale)}$$

$$L_0 = 3,06 \text{ cm}$$

$$L_f = 0,7 \times 3,06 \quad \rightarrow \quad L_f = 2,14 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{214}{17,32} \quad \rightarrow \quad \lambda_x = \lambda_y = 12,35 \text{ cm} < 50 \dots \dots \dots \text{ (C.V)}$$

Tableau II.1: Récapitulation de pré dimensionnement des poteaux

Poteau	n	Nu (MN)	Br (m ²)	a(m)	$\frac{N_u}{B \times f_{c28}}$	≤ 0.3	L ₀	L _f	λ _x = λ _y	<50
RDC	10	2.376	0.152	0.60	0.264	C.V	3.06	2.14	12.355	C.V
Etage 1	9	2.138	0.137	0.60	0.238	C.V	3.06	2.14	12.355	C.V
Etage 2	8	1.900	0.122	0.55	0.251	C.V	3.06	2.14	13.478	CV
Etage 3	7	1.663	0.107	0.55	0.219	C.V	3.06	2.14	13.478	C.V
Etage 4	6	1.425	0.091	0.50	0.228	C.V	3.06	2.14	14.827	C.V
Etage 5	5	1.188	0.076	0.50	0.190	C.V	3.06	2.14	14.827	C.V
Etage6	4	0.950	0.061	0.45	0.187	C.V	3.06	2.14	16.474	C.V
Etage7	3	0.712	0.046	0.45	0.141	C.V	3.06	2.14	16.474	C.V
Etage 8	2	0.475	0.030	0.40	0.119	C.V	3.06	2.14	18.532	C.V
Etage 9	1	0.237	0.015	0.40	0.059	C.V	3.06	2.14	18.532	C.V

II.1.5 Les voiles :

Les voiles constituent une catégorie de contreventements spécifiquement conçus pour résister aux charges horizontales, telles que celles générées par le vent ou les séismes. Ils jouent un rôle crucial dans la stabilité des structures en béton armé, offrant une résistance efficace aux forces externes qui agissent latéralement sur le bâtiment.

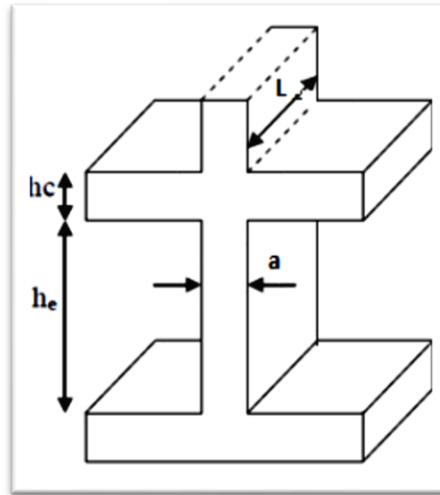


Figure II.7: Coupe de voile en élévation. [4]

Zone I $\left\{ \begin{array}{l} \text{Nombre d'étage} \geq 5 \\ \text{Hauteur} \geq 17 \text{ m} \end{array} \right.$

Le "RPA 99 – version 2003" considère comme voiles de contreventement les voiles satisfaisant les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} L \geq 4a \\ a \geq \max \left(\frac{h_e}{20} ; 15 \text{ cm} \right) \end{array} \right.$$

Avec :

L : Longueur du voile

a : Epaisseur du voile

h_e : Hauteur libre d'étage

$$h_e = h - e$$

e : L'épaisseur de la dalle

$$h_e = 3.06 - 0.45 \quad \rightarrow \quad h_e = 2.61 \text{ cm}$$

$$a \geq \max \left(\frac{2.61}{20} ; 15 \text{ cm} \right) \quad \rightarrow \quad a \geq \max(13.05 ; 15 \text{ cm}) \quad \rightarrow \quad a \geq 15 \text{ cm}$$

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

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

II.2 Descente des charges :

II.2.1 Introduction :

La descente de charges vise à analyser le transfert des charges à l'intérieur de la structure et à déterminer comment elles sont réparties sur tous les éléments porteurs, depuis la partie supérieure jusqu'aux fondations qui transmettent ces charges au sol. Les données obtenues sont

essentielles pour dimensionner correctement tous les composants porteurs de la structure, garantissant ainsi sa stabilité et sa résistance aux charges externes.

Les différents charges et surcharges existantes à D.T.R- B.C 22 sont :

- Les charges permanentes (G).
- Les surcharges d'exploitation (Q).
- Les surcharges climatiques.
- Les actions accidentelles.

II.2.2 Plancher terrasse inaccessible :

II.2.2.1 Corps creux :

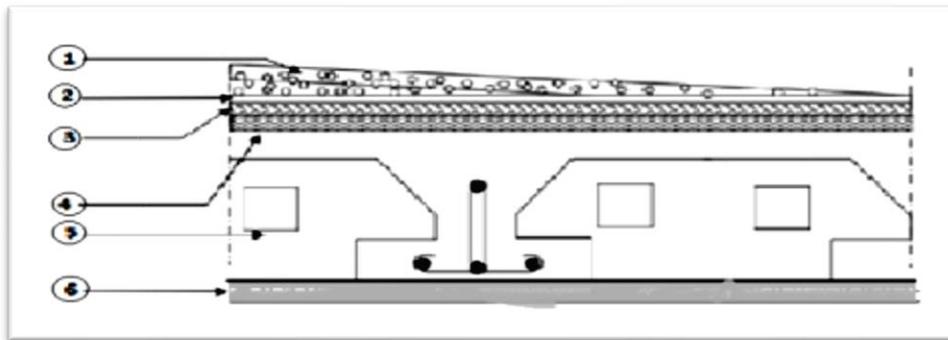


Figure II.8 : Plancher terrasse inaccessible. [4]

Tableau II.2 : Descente de charge pour terrasse inaccessible

N	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Protection gravillon	0.05	20	1
2	Etanchéité multiple	0.02	6	0.12
3	Forme de pente	0.10	22	2.2
4	Isolation thermique	0.04	4	0.16
5	Plancher (16+5)	0.21	14.76	3.1
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente				G=6.62
Charge d'exploitation				Q=1

II.2.2.2 Dalle pleine de 20 cm :

Tableau II.3: Descente de charge pour dalle pleine de 20 cm

N	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m ³)	Poids (KN /m ²)
1	Protection gravillon	0.05	20	1
2	Etanchéité multiple	0.02	6	0.12
3	Forme de pente	0.10	22	2.2
4	Isolation thermique	0.04	1	0.04
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
6	Plancher en dalle pleine	0.2	25	5
Charge permanente				G=8.72
Charge d'exploitation				Q=3.5

II.2.2.3 Dalle pleine de 15 cm :

Tableau II.4 : Descente de charge pour dalle pleine de 15 cm

N	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m ³)	Poids (KN /m ²)
1	Protection gravillon	0.05	20	1
2	Etanchéité multiple	0.02	6	0.12
3	Forme de pente	0.10	22	2.2
4	Isolation thermique	0.04	1	0.04
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
6	Plancher en dalle pleine	0.15	25	3.75
Charge permanente				G=7.47
Charge d'exploitation				Q=3.5

II.2.3 Plancher étage courant :

II.2.3.1 Corps creux :

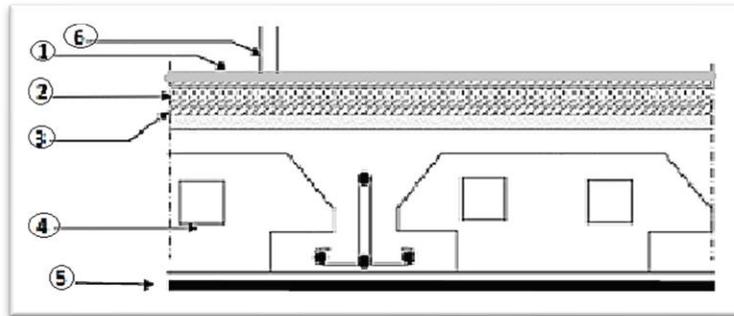


Figure II.9 : Plancher étage courant. [4]

Tableau II.5 : Descente de charge pour étage courant

N	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m ³)	Poids (KN /m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de ciment	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher (16+5)	0,21	14.76	3.1
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
6	Closions de separation	0.1	10	1
Charge permanente				G= 5.5
Charge d'exploitation				Q=1.5

II.2.3.2 Dalle pleine de 20 cm :

Tableau II.6 : Descente de charge pour dalle pleine de 20 cm

N	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m ³)	Poids (KN /m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0,4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle en béton armé	0.20	25	5
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente				G=6.56
Charge d'exploitation				Q=3.5

II.2.3.3 Dalle pleine de 15 cm :

Tableau II.7 : Descente de charge pour dalle pleine de 15cm

N	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m ³)	Poids (KN /m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0,4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle en béton armé	0.15	25	3,75
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente				G=5.31
Charge d'exploitation				Q=3.5

II.2.4 Murs :

II.2.4.1 Murs extérieures :

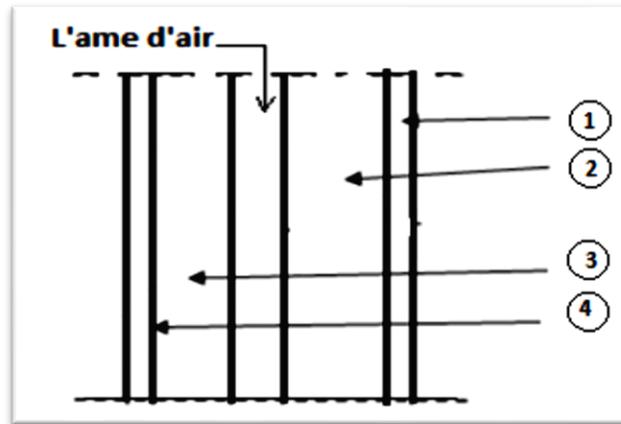


Figure II.10 : Murs extérieures. [4]

Tableau II.8 : Charge permanente des murs extérieurs

N	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m ³)	Poids (KN /m ²)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique de 15 cm	0.15	9	1.35
3	Brique de 10 cm	0.1	9	0.9
4	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente				G=2.81

II.2.4.2 Murs intérieurs :

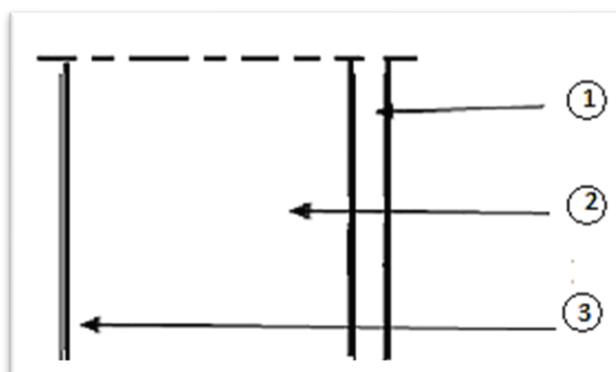


Figure II.11 : Murs intérieurs. [4]

Tableau II.9: Charge permanent des murs intérieurs

N	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m ³)	Poids (KN /m ²)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique de 10 cm	0.1	9	0.9
3	Enduite en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente				G=1.62

II.2.5 Escalier :

II.2.5.1 Palier :

Tableau II.10 : Descende de charge pour palier

Désignation	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN /m ²)
Poids propre de palier	0.15	25	3.75
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente			G=5.31
Charge d'exploitation			Q=2.5

II.2.5.2 Paillasse :

Tableau II.11: Descende de charge pour paillasse

Désignation	Epaisseur (m)	Densité (KN/m³)	Poids (KN /m²)
Carrelage horizontal	0.02	22	0.44
Mortier de pose horizontal	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Carrelage vertical	0.02	12,46	0.25
Mortier de pose vertical	0.02	11,33	0.23
Poids propre de paillasse / cosa	0.15	25	4.44
Garde de corps	/	/	0.1
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Poids propre de marche	17/2	25	2.125
Charge permanente			G=8.705
Charge d'exploitation			Q=2.5

II.3. Conclusion :

Cette étape est essentielle car elle constitue le point de départ pour garantir que notre construction soit solide, stable et durable. En analysant les charges et en dimensionnant correctement les éléments structuraux, nous évitons d'utiliser trop d'acier et de béton, ce qui rend notre ouvrage à la fois efficace et économique.

Chapitre III :

Etude des éléments secondaires

III.1 Introduction :

Les éléments secondaires, sont des composants de la structure qui n'ont pas de rôle majeur dans la résistance ou la stabilité globale de l'ouvrage.

Ce chapitre est dédié à l'étude des éléments suivants :

- Poutrelle ;
- Escalier ;
- Acrotère ;
- Ascenseur.

III.2 Les poutrelles :

III.2.1 Dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles fonctionnent comme des sections en T et sont orientées perpendiculairement aux poutres principales. Le plancher à corps creux est considéré comme un élément travaillant dans une seule direction.

La section transversale des nervures est assimilée à une section en T, caractérisée par les propriétés géométriques suivantes :

h_t : Hauteur totale de la poutrelle est égale à la hauteur du plancher ;

$$h_t = 16 + 5 = 21 \text{ cm}$$

h_0 : Hauteur de la table de la section en T c'est la hauteur de la dalle de compression ;

$$h_0 = 5 \text{ cm}$$

b_0 : Largeur de l'âme de la poutrelle. Elle se calcule par la relation :

$$b_0 \geq (0,3 h_t ; 0,4 h_t)$$

$b_0 \geq (6,3 ; 8,4) \rightarrow$ On prend : $b_0 = 12 \text{ cm}$

b : Largeur de la table de compression, Selon les règles B.A.E. L91 la largeur de la dalle de Compression 'b' est déterminé comme suit :

$$b = b_0 + 2b_1$$

Avec :

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{b - b_0}{2} \\ \frac{L_{min}}{10} \end{array} \right.$$

Où :

$L_{min} = 4 \text{ m}$; Distance minimum entre axe des poutres secondaires.

$b = 65 \text{ cm}$; Dimension de l'hourdis.

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{65 - 12}{2} \\ \frac{400}{10} \end{array} \right. \quad \rightarrow \quad b_1 = \min(26,5 ; 40) \quad \rightarrow \quad b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

Le minimum de b_1 doit vérifier les conditions de RPA version 2003 suivantes :

- $b_1 \leq b - \frac{b_0}{2} \quad \rightarrow \quad 26,5 \leq 65 - \frac{12}{2} \quad \rightarrow \quad 26,5 \leq 59 \text{ cm} \dots (\text{C. V})$
- $b_1 \leq \frac{L_{min}}{10} \quad \rightarrow \quad 26,5 \leq \frac{400}{10} \quad \rightarrow \quad 26,5 \leq 40 \text{ cm} \dots (\text{C. V})$
- $b_1 \leq \min(6h_0 ; 8h_0) \quad \rightarrow \quad 26,5 \leq \min(6 \times 5 ; 8 \times 5) \quad \rightarrow \quad 26,5 \leq 30 \text{ cm} \dots (\text{C. V})$

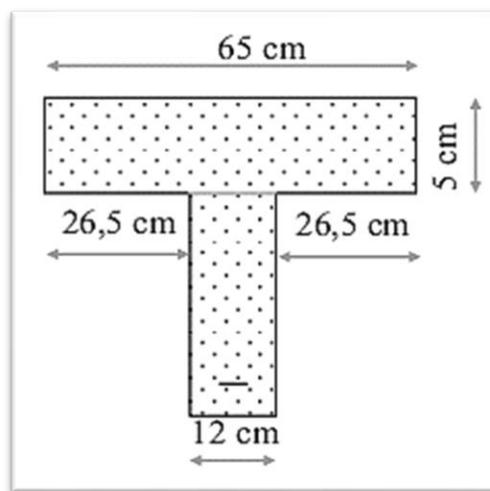


Figure III. 1 : Dimension de la section d'une poutrelle. [2]

III .2.2 Choix de la méthode de calcul :

Il existe différentes méthodes pour étudier les poutrelles. Selon le B.A.E.L. 91, pour déterminer les efforts tranchants et les moments fléchissant, on peut utiliser l'une des trois méthodes suivantes :

- La méthode forfaitaire ;
- La méthode de Caquot ;
- La méthode des trois moments.

On adopte pour le calcul la méthode des trois moments ainsi que logiciel SAP2000, pour évaluer les moments et les efforts tranchants.

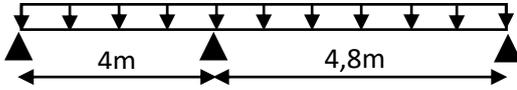
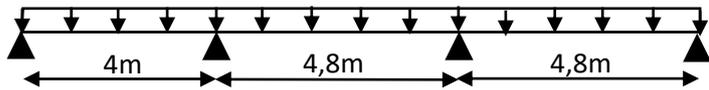
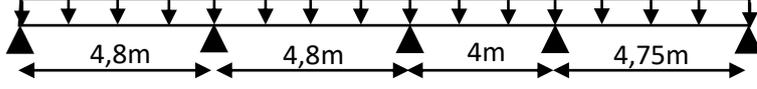
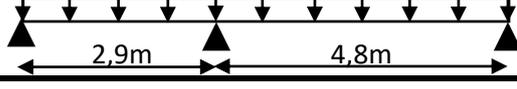
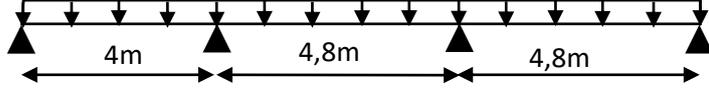
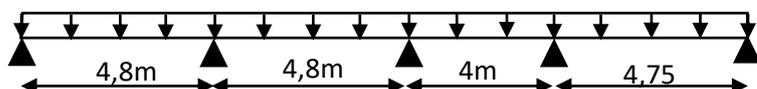
Les charges que les poutrelles supportent sont indiquées dans le tableau III.1.

Tableau III. 1 : Charges supportées par les poutrelles

Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	b (m)	Combinaison d'action	
				ELU (KN/ml) $qu = 1,35(G) + 1,5(Q)$	ELS (KN/ml) $qs = (G) + (Q)$
RDC + Etage courant	5,5	1,5	0,65	6,29	4,55
Terrasse inaccessible	6,62	1	0,65	6,78	4,953

III .2.3 Les types des poutrelles :

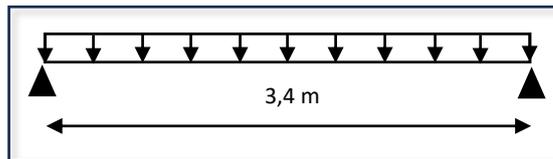
Tableau III. 2 : Types des poutrelles

Types	Schéma statique
RDC + Etage courant	Type 1 
	Type 2 
	Type 3 
	Type 4 
Terrasse inaccessible	Type 1 
	Type 2 
	Type 3 

❖ **Note :**

Au rez-de-chaussée, nous avons ajusté l'orientation de la poutre secondaire en raison de sa grande portée (6,95 mètres), étant donné l'absence de poteaux pour fournir un support (Lorsque la portée est importante, l'épaisseur du plancher doit dépasser les 21 centimètres).

Type 5 :



III.2.4 Détermination des efforts internes :

Nous allons utiliser la méthode des trois moments pour déterminer les efforts internes de l'étage de type 1. Pour les autres étages, nous utiliserons le logiciel SAP2000 pour effectuer les calculs directement.

L'équation des trois moments s'écrit :

$$M_{i-1} \times l_i + 2(l_i + l_{i+1})M_i + M_{i+1} \times l_{i+1} + 6\theta_{i0} = 0$$

Avec :

$$\theta_i = \theta_{ig} + \theta_{id}$$

Degré d'hyperstaticité = le nombre d'appuis intermédiaires.

D.H = 1

$Q_u = 6,29 \text{ KN/ml}$

$Q_s = 4,55 \text{ KN/ml}$

❖ **ELU (RDC + étage courant) :**

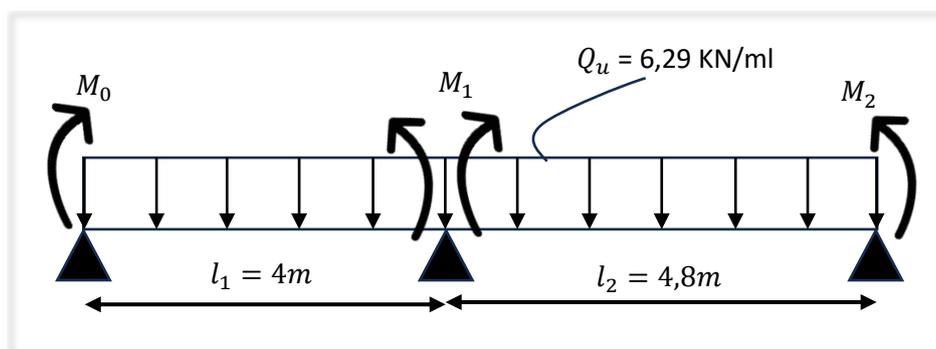
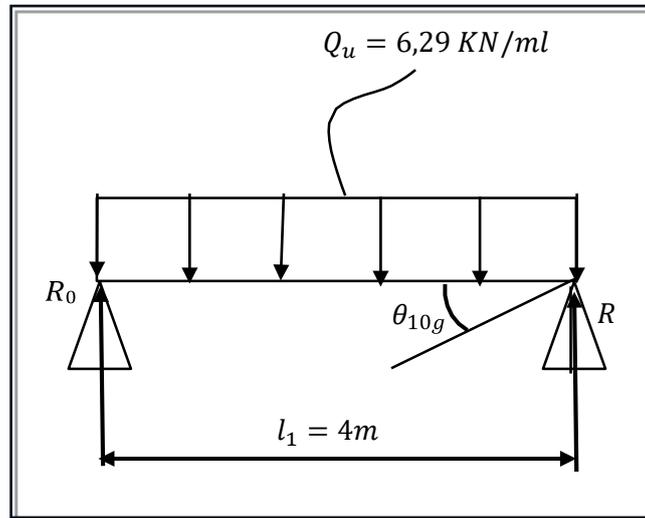


Figure III.2 : Schéma statique de la poutrelle de type 01 (ELU).

Travée 0 - 1 :

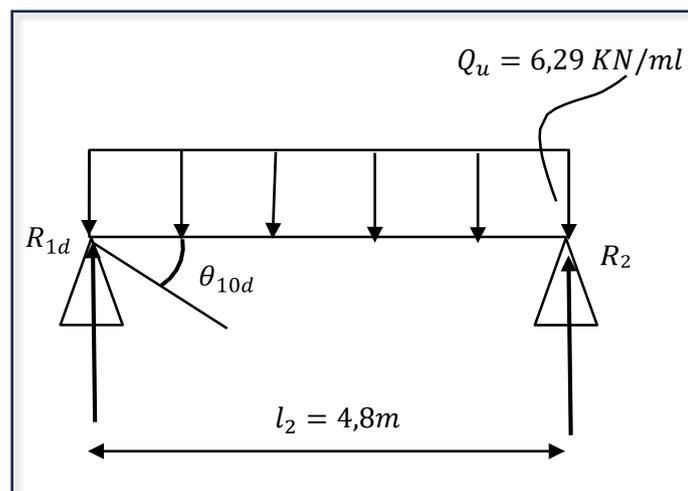


$$\theta_{10} = \theta_{10g} + \theta_{10d}$$

$$\theta_{10} = \frac{1}{EI} \int (M \cdot m) dx$$

$$\theta_{10g} = \frac{1}{EI} \left(\frac{q \times l_1^2}{8} \times 1 \times \frac{l_1}{3} \right) \rightarrow \theta_{10g} = \frac{1}{EI} \left(\frac{6,29 \times 4^2}{8} \times 1 \times \frac{4}{3} \right) \rightarrow \theta_{10g} = \frac{16,77}{EI}$$

Travée 1 - 2 :



$$\theta_{10d} = \frac{1}{EI} \left(\frac{q \times l_2^2}{8} \times 1 \times \frac{l_2}{3} \right) \rightarrow \theta_{10d} = \frac{1}{EI} \left(\frac{6,29 \times 4,8^2}{8} \times 1 \times \frac{4,8}{3} \right) \rightarrow \theta_{10d} = \frac{28,98}{EI}$$

$$\theta_{10} = \theta_{10g} + \theta_{10d} \rightarrow \theta_{10} = \frac{16,77 + 28,98}{EI} \rightarrow \theta_{10} = \frac{45,75}{EI}$$

$i = 1 :$

$$M_0 \times l_1 + 2(l_1 + l_2)M_1 + M_2 \times l_2 + 6\theta_{10} = 0$$

$$2(4 + 4,8) M_1 + 6 \times 45,75 = 0 \rightarrow M_1 = -15,59 \text{ KN.m}$$

❖ $0 \leq x \leq 4 :$

$$\sum F_{/y} = 0 \rightarrow R_0 + R_{1g} = Q_u \times l_1$$

$$R_0 + R_{1g} = 25,16$$

$$\sum M_{/0} = 0 \rightarrow M_1 + Q_u \times \frac{l_1^2}{2} + R_{1g} \times l_1 = 0$$

$$R_{1g} = \frac{6,29 \times \frac{4^2}{2} + 15,59}{4} \rightarrow R_{1g} = 16,47 \text{ KN}$$

$$\sum M_{/1} = 0 \rightarrow M_1 + Q_u \times \frac{l_1^2}{2} + R_0 \times l_1 = 0$$

$$R_0 = \frac{M_1 + Q_u \times \frac{l_1^2}{2}}{l_1} \rightarrow R_0 = \frac{-15,59 + 6,29 \times \frac{4^2}{2}}{4} \rightarrow R_0 = 8,68 \text{ KN}$$

❖ **Vérification :**

$$R_0 + R_{1g} = 16,47 + 8,68 = 25,16 \text{ (C.V)}$$

$$M(x) = R_0 \times x - Q_u \times \frac{x^2}{2}$$

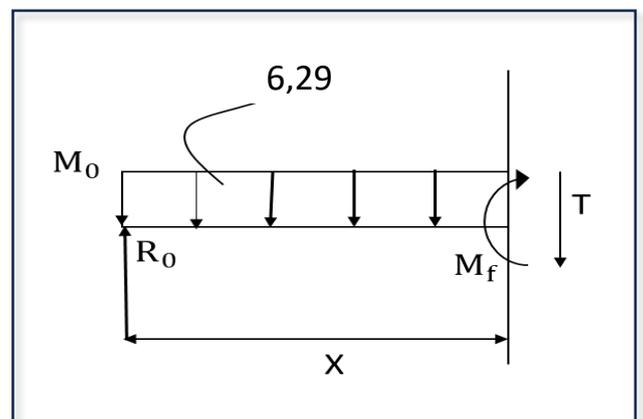
$$M(x) = 8,68 \times x - 6,29 \times \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0 \quad ; \quad M(4) = -15,6 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = Q_u \times x - R_0$$

$$T(x) = 6,29 \times x - 8,68$$

$$T(0) = -8,68 \text{ KN} \quad ; \quad T(4) = 16,48 \text{ KN}$$



$$T(x) = 0 \rightarrow x = \frac{R_0}{Q_u} \rightarrow x = \frac{8,68}{6,29} \rightarrow x = 1,379m$$

$$M(1,379) = 5,98 \text{ KN.m}$$

$$\diamond 0 \leq x \leq 4,8 :$$

$$\sum F_{/y} = 0 \rightarrow R_2 + R_{1d} = Q_u \times l_2$$

$$R_2 + R_{1d} = 30,19 \text{ KN}$$

$$\sum M_{/2} = 0 \rightarrow -M_1 + Q_u \times \frac{l_2^2}{2} - R_{1d} \times l_2 = 0$$

$$R_{1d} = \frac{-M_1 + Q_u \times \frac{l_2^2}{2}}{l_2}$$

$$R_{1d} = \frac{15,59 + 6,29 \times \frac{4,8^2}{2}}{4,8} \rightarrow R_{1d} = 18,34 \text{ KN}$$

$$\sum M_{/1} = 0 \rightarrow -M_1 - Q_u \times \frac{l_2^2}{2} + R_2 \times l_2 = 0$$

$$R_2 = \frac{M_1 + Q_u \times \frac{l_2^2}{2}}{l_2} \rightarrow R_2 = \frac{-15,59 + 6,29 \times \frac{4,8^2}{2}}{4,8} \rightarrow R_2 = 11,85 \text{ KN}$$

❖ Vérification :

$$R_2 + R_{1d} = 11,85 + 18,34 = 30,19 \text{ KN (C.V)}$$

$$M(x) = R_{1d} \times x + M_1 - Q_u \times \frac{x^2}{2}$$

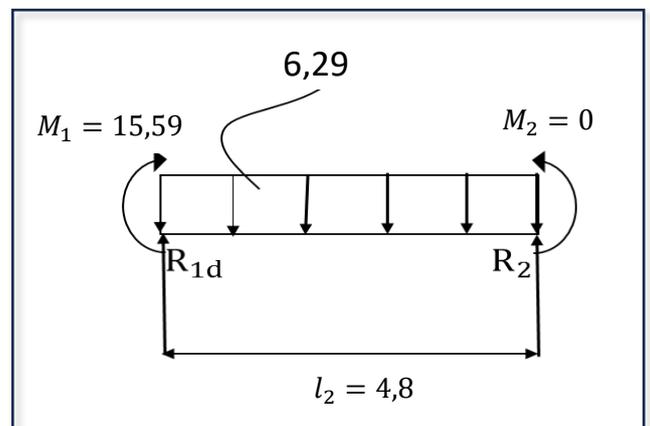
$$M(x) = 18,34 \times x - 15,59 - 6,29 \times \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = -15,59 \text{ KN.m} \quad ; \quad M(4,8) = 0$$

$$T(x) = Q_u \times x - R_{1d}$$

$$T(x) = 6,29 \times x - 18,34$$

$$T(0) = -18,34 \text{ KN} \quad ; \quad T(4,8) = 11,85 \text{ KN}$$



$$T(x) = 0 \rightarrow x = \frac{R_{1d}}{Q_u} \rightarrow x = \frac{18,34}{6,29} \rightarrow x = 2,916 \text{ m}$$

$$M(2,916) = 11,15 \text{ KN.m}$$

- Vérification avec SAP2000 :

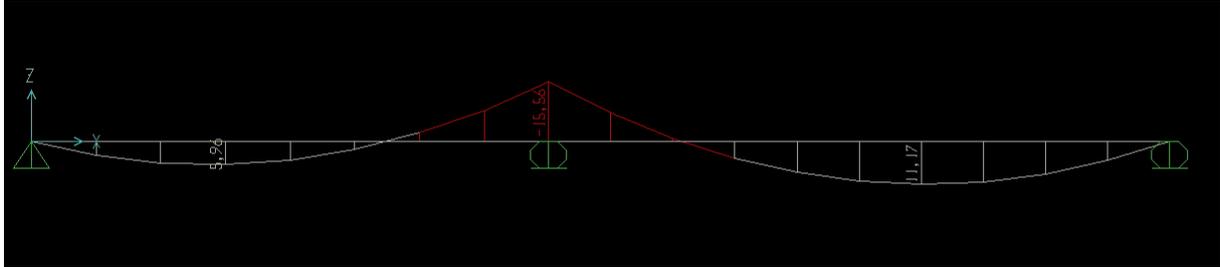


Figure III.3 : Diagramme du moment fléchissant à ELU

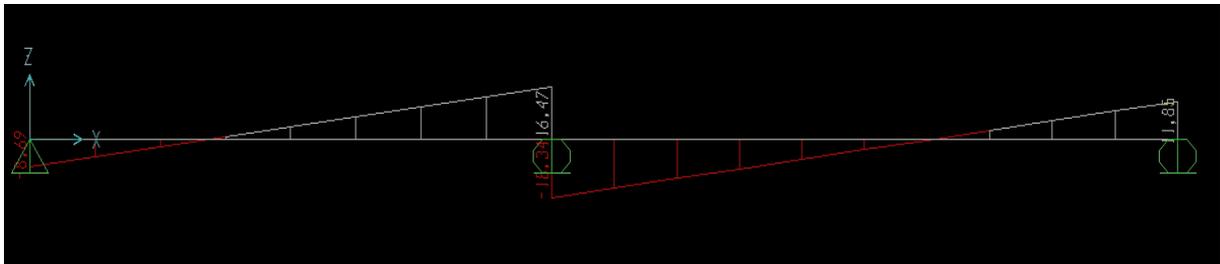


Figure III.4 : Diagramme des efforts tranchants à ELU

- ❖ ELS (RDC + étage courant) :

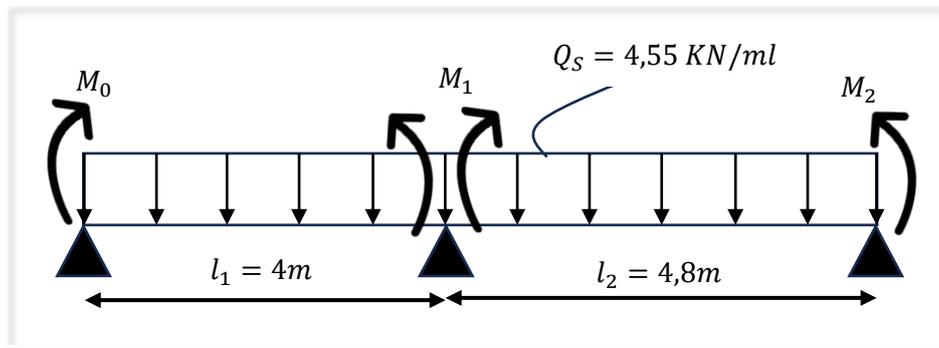
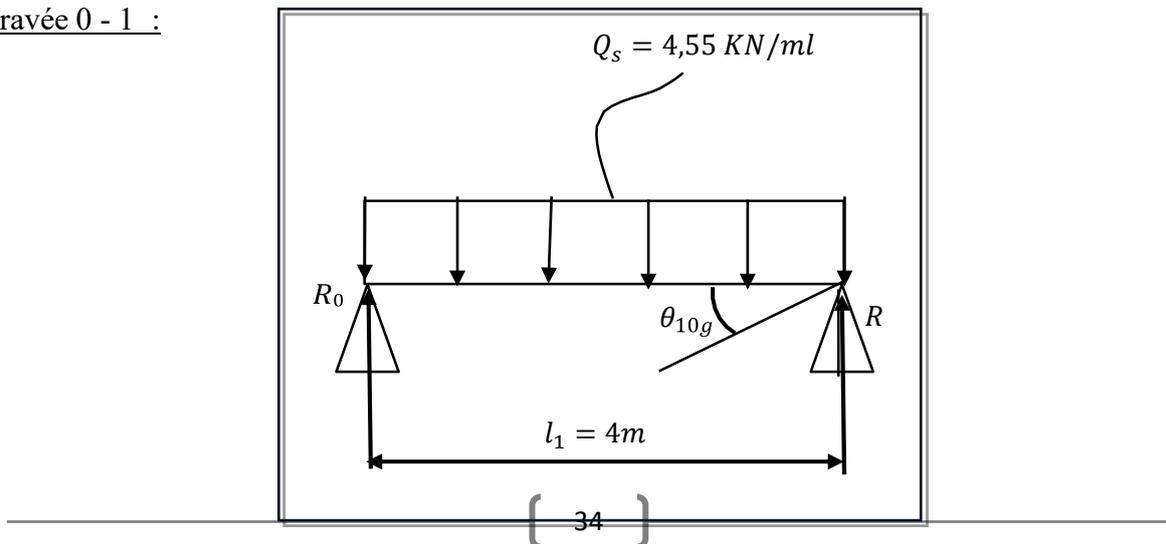


Figure III.5 : Schéma statique de la poutrelle de type 01 (ELS).

Travée 0 - 1 :

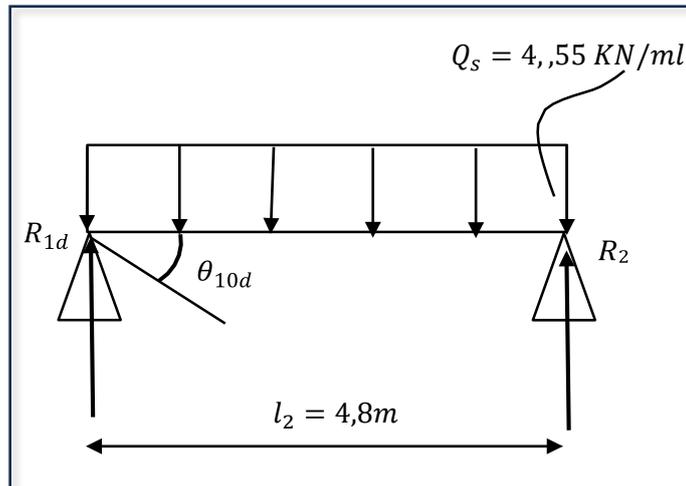


$$\theta_{10} = R_{10g} + R_{10d}$$

$$\theta_{10} = \frac{1}{EI} \int (M.m) dx$$

$$\theta_{10g} = \frac{1}{EI} \left(\frac{q \times l_1^2}{8} \times 1 \times \frac{l_1}{3} \right) \rightarrow \theta_{10g} = \frac{1}{EI} \left(\frac{4,55 \times 4^2}{8} \times 1 \times \frac{4}{3} \right) \rightarrow \theta_{10g} = \frac{12,13}{EI}$$

Travée 1 - 2 :



$$\theta_{10d} = \frac{1}{EI} \left(\frac{q \times l_2^2}{8} \times 1 \times \frac{l_2}{3} \right) \rightarrow \theta_{10d} = \frac{1}{EI} \left(\frac{4,55 \times 4,8^2}{8} \times 1 \times \frac{4,8}{3} \right) \rightarrow \theta_{10d} = \frac{20,96}{EI}$$

$$\theta_{10} = \theta_{10g} + \theta_{10d} \rightarrow \theta_{10} = \frac{12,13 + 20,96}{EI} \rightarrow \theta_{10} = \frac{33,09}{EI}$$

$i = 1$:

$$17,6 M_1 + 198,54 = 0 \rightarrow M_1 = -11,28 \text{ KN.m}$$

❖ $0 \leq x \leq 4$:

$$\sum F_{/y} = 0 \rightarrow R_0 + R_{1g} = Q_s \times l_1$$

$$R_0 + R_{1g} = 18,2 \text{ KN}$$

$$\sum M_{/0} = 0 \rightarrow M_1 + Q_s \times \frac{l_1^2}{2} + R_{1g} \times l_1 = 0$$

$$R_{1g} = \frac{4,55 \times \frac{4^2}{2} + 11,28}{4} \rightarrow R_{1g} = 11,92 \text{ KN}$$

$$\sum M_{/1} = 0 \rightarrow M_1 + Q_s \times \frac{l_1^2}{2} + R_0 \times l_1 = 0$$

$$R_0 = \frac{M_1 + Q_s \times \frac{l_1^2}{2}}{l_1} \rightarrow R_0 = \frac{-11,28 + 4,55 \times \frac{4^2}{2}}{4} \rightarrow R_0 = 6,28 \text{ KN}$$

❖ Vérification :

$$R_0 + R_{1g} = 6,28 + 11,92 = 18,2 \text{ KN} \dots\dots (\text{C.V})$$

$$M(x) = R_0 \times x - Q_s \times \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 6,28 \times x - 4,55 \times \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0 \quad ; \quad M(4) = -11,28 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = Q_u \times x - R_0$$

$$T(x) = 4,55 \times x - 6,28$$

$$T(0) = -6,28 \text{ KN} \quad ; \quad T(4) = 11,92 \text{ KN}$$

$$T(x) = 0 \rightarrow x = \frac{R_0}{Q_s} \rightarrow x = \frac{6,28}{4,55} \rightarrow x = 1,38 \text{ m}$$

$$M(1,38) = 4,33 \text{ KN.m}$$

❖ $0 \leq x \leq 4,8$:

$$\sum F_{/y} = 0 \rightarrow R_2 + R_{1d} = Q_s \times l_2$$

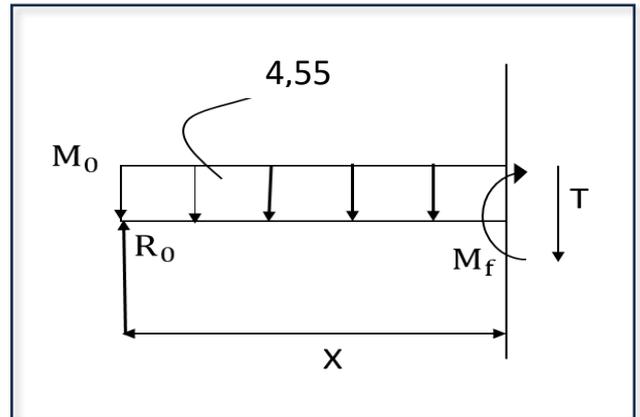
$$R_2 + R_{1d} = 21,84 \text{ KN}$$

$$\sum M_{/2} = 0 \rightarrow -M_1 + Q_s \times \frac{l_2^2}{2} - R_{1d} \times l_2 = 0$$

$$R_{1d} = \frac{-M_1 + Q_s \times \frac{l_2^2}{2}}{l_2}$$

$$R_{1d} = \frac{11,28 + 4,55 \times \frac{4,8^2}{2}}{4,8} \rightarrow R_{1d} = 13,27 \text{ KN}$$

$$\sum M_{/1} = 0 \rightarrow -M_1 - Q_s \times \frac{l_2^2}{2} + R_2 \times l_2 = 0$$



$$R_2 = \frac{M_1 + Q_s \times \frac{l_2^2}{2}}{l_2} \rightarrow R_2 = \frac{-11,28 + 4,55 \times \frac{4,8^2}{2}}{4,8} \rightarrow R_2 = 8,57 \text{ KN}$$

❖ **Vérification :**

$$R_2 + R_{1d} = 8,57 + 13,27 = 21,84 \text{ KN} \dots\dots (\text{C.V})$$

$$M(x) = R_{1d} \times x + M_1 - Q_s \times \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 13,27 \times x - 11,28 - 4,55 \times \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = -11,28 \text{ KN.m} \quad ; \quad M(4,8) = 0$$

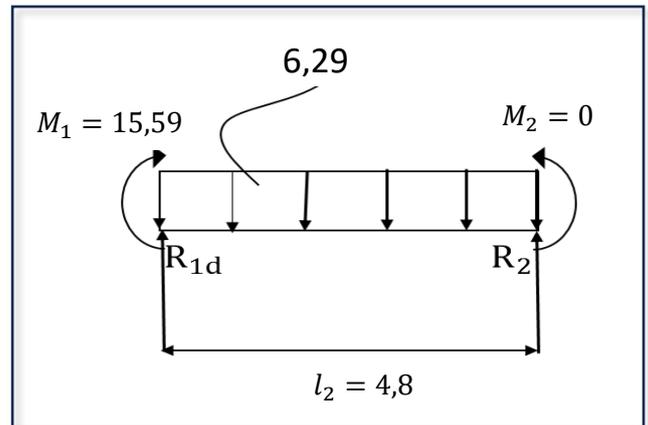
$$T(x) = Q_s \times x - R_{1d}$$

$$T(x) = 4,55 \times x - 13,27$$

$$T(0) = -13,27 \text{ KN} \quad ; \quad T(4,8) = 8,57 \text{ KN}$$

$$T(x) = 0 \rightarrow x = \frac{R_{1d}}{Q_s} \rightarrow x = \frac{13,27}{4,55} \rightarrow x = 2,916 \text{ m}$$

$$M(2,916) = 8,07 \text{ KN.m}$$



• **Vérification avec SAP2000**

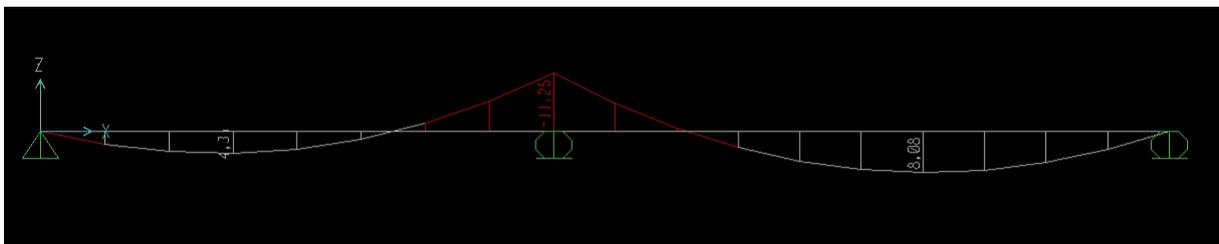


Figure III.6 : Diagramme du moment fléchissant à ELS

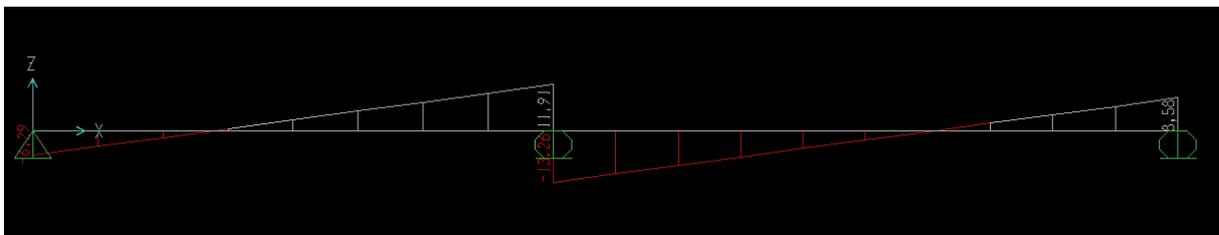


Figure III.7 : Diagramme des efforts tranchants à ELS

III.2.5 Résultats des efforts et moments des poutrelles :

Pour les autres poutrelles des différents étages nous avons utilisé le logiciel SAP 2000 ; Les résultats obtenus sont représentés dans les tableaux ci-après :

Tableau III.3 : Récapitulatif des sollicitations des poutrelles.

Type des poutrelles		ELU			ELS		
		Mmax Ap (KN.m)	Mmax Tr (KN.m)	Tmax (KN.m)	Mmax Ap (KN.m)	Mmax Tr (KN.m)	Tmax (KN.m)
RDC + étage courant	Type 1	15,56	11,17	16,47	11,25	8,08	13,26
	Type 2	15,24	11,3	18,27	11,02	8,17	13,22
	Type 3	16,04	11,64	18,44	11,61	8,42	13,34
	Type 4	15,87	11,04	18,40	11,48	7,99	13,31
	Type 5	0	8,9	10,69	0	6,44	7,74
Terrasse inaccessible	Type 1	14,8	12,82	19,36	10,81	9,37	14,14
	Type 2	16,42	12,18	19,69	12,0	8,90	14,39
	Type 3	17,29	12,54	19,88	12,63	9,19	14,52

III.2.6 Ferrailage des poutrelles :

Le calcul sera effectué pour une section en T soumise à la flexion simple. Pour ce projet, plusieurs types de poutrelles sont utilisés, donc nous utiliserons la poutrelle type (1) du rez-de-chaussée comme modèle de calcul.

III.2.6.1 Armatures longitudinales :

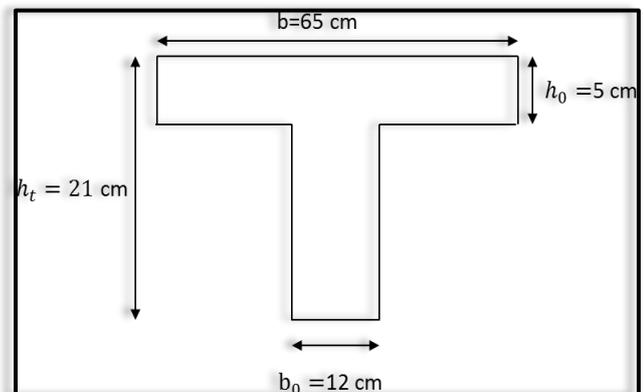
- ELU :

✓ En travée :

D'après le tableau (III.3) :

$$M_{uTmax} = 11,17 \text{ KN.m} \rightarrow M_{uTmax} = 0,01117 \text{ MN}$$

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



Avec :

$$b = 0,65 \text{ m} ; h_0 = 0,05 \text{ m} ; h = 0,21 \text{ m} ; \gamma_b = 1,15 ;$$

$$d = 0,9h = 0,189 \text{ m} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ;$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_b} \rightarrow \sigma_{st} = \frac{400}{1,15} \rightarrow \sigma_{st} = 347,82 \text{ Mpa}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow f_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,15} \rightarrow f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$$

Donc :

$$M_t = 0,65 \times 0,05 \times 14,17 \left(0,189 - \frac{0,05}{2} \right) \rightarrow M_t = 0,0755 \text{ MN}$$

Lorsque $(M_{uAmax} = 0,01117 < M_t = 0,0755)$, cela indique que la table n'est pas entièrement comprimée, ce qui signifie que l'axe neutre se trouve dans la table. Pour les calculs des armatures, nous considérons notre section (Section Te) comme une section rectangulaire de hauteur (h) et de largeur (b).

$$\mu_u = \frac{M_{uTmax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} \rightarrow \mu_u = \frac{0,01117}{0,65 \times 0,035 \times 14,17} \rightarrow \mu_u = 0,034$$

$$\mu_u = 0,034 < \mu_R = 0,392 \rightarrow \text{Une section à simple armature } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) \rightarrow \alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,034} \right) \rightarrow \alpha = 0,043$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) \rightarrow z = 0,189 \times (1 - 0,4 \times 0,043) \rightarrow z = 0,185 \text{ m}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_{uTmax}}{z \times \sigma_{st}} \rightarrow A_{st} = \frac{0,01117}{0,185 \times 347,82} \rightarrow A_{st} = 1,73 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \rightarrow A_{st} = 1,73 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } A_{st} = 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

D'après le R.P.A :

$$A_{st \min} = 0,5\% \times [(b \times h_0) + (b_0 \times (h - h_0))]$$

$$A_{st \min} = 0,005 \times [(65 \times 5) + (12 \times (21 - 5))] \rightarrow A_{st \min} = 2,585 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \max} = 4\% \times [(b \times h_0) + (b_0 \times (h - h_0))]$$

$$A_{st \max} = 0,04 \times [(65 \times 5) + (12 \times (21 - 5))] \rightarrow A_{st \max} = 20,68 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a : } A_{st \min} > A_{st}$$

$$\text{Donc on augmente : } A_{st} = 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq A_{\min}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} \rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 0,65 \times 0,189 \times 2,1}{400} \rightarrow A_{min} = 1,483 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \rightarrow A_{min} = 1,483 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} < A_{st} \dots \dots \dots (C.V)$$

✓ En Appui :

D'après le tableau (III.3) :

$$M_{uAmax} = 15,56 \text{ KN.m} \rightarrow M_{uAmax} = 0,01556 \text{ MN}$$

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

Lorsque ; $(M_{uAmax} = 0,01556 < M_t = 0,0755)$, cela indique que la table n'est pas entièrement comprimée, ce qui signifie que l'axe neutre se trouve dans la table. Pour les calculs des armatures, nous considérons notre section (Section Te) comme une section rectangulaire de hauteur (h) et de largeur (b).

$$\mu_u = \frac{M_{uTmax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} \rightarrow \mu_u = \frac{0,01556}{0,65 \times 0,035 \times 14,17} \rightarrow \mu_u = 0,048$$

$$\mu_u = 0,048 < \mu_R = 0,392 \rightarrow \text{Une section à simple armature } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left((1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \right) \rightarrow \alpha = 1,25 \left((1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,048}) \right) \rightarrow \alpha = 0,061$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) \rightarrow z = 0,189 \times (1 - 0,4 \times 0,061) \rightarrow z = 0,184 \text{ m}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_{uTmax}}{z \times \sigma_{st}} \rightarrow A_{st} = \frac{0,01556}{0,184 \times 347,82} \rightarrow A_{st} = 2,43 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \rightarrow A_{st} = 2,43 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } A_{st} = 3T12 = 2,798 \text{ cm}^2$$

D'après le R.P.A :

$$A_{st \min} = 0,5\% \times [(b \times h_0) + (b_0 \times (h - h_0))]$$

$$A_{st \min} = 0,005 \times [(65 \times 5) + (12 \times (21 - 5))] \rightarrow A_{st \min} = 2,585 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \max} = 4\% \times [(b \times h_0) + (b_0 \times (h - h_0))]$$

$$A_{st \max} = 0,04 \times [(65 \times 5) + (12 \times (21 - 5))] \rightarrow A_{st \max} = 20,68 \text{ cm}^2$$

On a : $A_{st\ min} < A_{st} < A_{st\ max}$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq A_{min}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} \rightarrow f_{t28} = 2,1\ MPa$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 0,65 \times 0,189 \times 2,1}{400} \rightarrow A_{min} = 1,483 \times 10^{-4}\ m^2 \rightarrow A_{min} = 1,483\ cm^2$$

$$A_{min} < A_{st} \dots \dots \dots (C.V)$$

• **ELS :**

✓ En travée :

Simple armature ➔ $A_{sc} = 0$

$$X = n \times \frac{A_{st} + A_{sc}}{b} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times d \times A_{st} + d' \times A_{sc}}{n \times (A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$X = 15 \times \frac{3,39 \times 10^{-4}}{0,65} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 0,65 \times 0,189 \times 3,39 \times 10^{-4}}{15 \times (3,39 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right) \rightarrow X = 0,04711\ m \rightarrow X = 4,711\ cm$$

$X = 4,711\ cm < h_0 = 5\ cm \rightarrow$ L'axe Neutre dans la table

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

$$I = 0,65 \times \frac{0,04711^3}{3} + 15 \times 3,39 \times 10^{-4} \times (0,189 - 0,04711)^2 \rightarrow I = 1,25 \times 10^{-4}\ m^4$$

❖ **Vérification des contraintes :**

• **Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I} \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{8,08 \times 10^{-3} \times 0,04711}{1,25 \times 10^{-4}} \rightarrow \sigma_{bc} = 3,045\ MPa$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15\ MPa$$

• **Acier :**

Pour des fissurations préjudiciables :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right)$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110\sqrt{1,6 \times 2,1}\right) \rightarrow \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s \times (d - X)}{I}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 8,08 \times 10^{-3} \times (0,189 - 0,04711)}{1,250 \times 10^{-4}} \rightarrow \sigma_{st} = 137,57 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 3,58 \leq 15 \dots \dots \dots (C.V) \\ 137,57 \leq 201,63 \dots \dots \dots (C.V) \end{cases}$$

✓ En Appui :

Simple armature $\rightarrow A_{sc} = 0$

$$X = n \times \frac{A_{st} + A_{sc}}{b} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times d \times A_{st} + d' \times A_{sc}}{n \times (A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$X = 15 \times \frac{2,798 \times 10^{-4}}{0,65} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 0,65 \times 0,189 \times 2,798 \times 10^{-4}}{15 \times (2,798 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right) \rightarrow X = 0,04336 \text{ m} \rightarrow X = 4,336 \text{ cm}$$

$X = 4,336 \text{ cm} < h_0 = 5 \text{ cm} \rightarrow$ L'axe N dans la table

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

$$I = 0,65 \times \frac{0,04336^3}{3} + 15 \times 2,798 \times 10^{-4} \times (0,189 - 0,04336)^2 \rightarrow I = 1,06 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

❖ **Vérification des contraintes :**

• **Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I} \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{11,25 \times 10^{-3} \times 0,04336}{1,06 \times 10^{-4}} \rightarrow \sigma_{bc} = 4,6 \text{ MPa}$$

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

• **Acier :**

Pour des fissurations préjudiciables :

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

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s \times (d - X)}{I}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 11,25 \times 10^{-3} \times (0,189 - 0,04336)}{1,06 \times 10^{-4}} \rightarrow \sigma_{st} = 231,85 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 4,6 \leq 15 \dots \dots \dots (C.V) \\ 231,85 \geq 201,63 \dots \dots \dots (C.N.V) \end{cases}$$

On doit augmenter les armatures tendues ;

$$A_{st} \rightarrow 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

$X = 3,888 \text{ cm} < h_0 = 5 \text{ cm} \rightarrow$ l'axe Neutre dans la table

$$I = 1,27 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

❖ **Vérification des contraintes :**

• **Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I} \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{11,25 \times 10^{-3} \times 0,03888}{1,27 \times 10^{-4}} \rightarrow \sigma_{bc} = 3,44 \text{ MPa}$$

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

• **Acier :**

Pour des fissurations préjudiciables :

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

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s \times (d - X)}{I}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 11,25 \times 10^{-3} \times (0,189 - 0,03888)}{1,27 \times 10^{-4}} \rightarrow \sigma_{st} = 199,47 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 3,44 \leq 15 \dots\dots\dots (C.V) \\ 199,47 \leq 201,63 \dots\dots\dots (C.V) \end{cases}$$

❖ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b_0 \times d} \rightarrow \tau_u = \frac{16,47 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,189} \rightarrow \tau_u = 0,726 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \rightarrow \tau_u = \min \left(\frac{0,2 \times 25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,726 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots (C.V)$$

❖ **Vérification au glissement :**

$$T_{u\max} - \frac{M_{u\max}}{0,9 \times d} \leq 0 ; \text{(BAEL 91 page 83)}$$

Avec :

$$M_{u\max} = 15,56 \text{ KN.m} ;$$

$$T_{u\max} = 16,47 \text{ KN.}$$

$$16,47 - \frac{15,56}{0,9 \times 0,189} \leq 0 \rightarrow -0,07 < 0 \dots\dots\dots (C.V)$$

❖ Vérification de la flèche :

Selon les règles du BAEL91 : $f \leq f_{adm}$

$$f_{adm} = \frac{L}{500} \rightarrow f_{adm} = \frac{480}{500} \rightarrow f_{adm} = 0,96 \text{ cm}$$

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

Avec :

$$d' = h - d \rightarrow d' = 0,21 - 0,189 \rightarrow d' = 0,021$$

$$I_0 = \frac{0,65 \times 0,21^3}{12} + 15 \times 3,39 \times 10^{-4} \times \left(\frac{0,21}{2} - 0,021\right)^2 \rightarrow I_0 = 5,375 \times 10^{-4} m^4$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\varphi \times \left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right)}$$

Avec :

$$\varphi = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} \rightarrow \varphi = \frac{3,39 \times 10^{-4}}{0,12 \times 0,189} \rightarrow \varphi = 0,0149$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{0,0149 \times \left(2 + 3 \times \frac{0,12}{0,65}\right)} \rightarrow \lambda_i = 2,759$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \varphi \times \sigma_{st} + f_{t28}} \rightarrow \mu = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0149 \times 347,82 + 2,1} \rightarrow \mu = 0,839$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} \rightarrow I_{fi} = \frac{1,1 \times 5,375 \times 10^{-4}}{1 + 2,759 \times 0,839} \rightarrow I_{fi} = 1,783 \times 10^{-4} m^4$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \rightarrow E_i = 11000 \sqrt[3]{25} \rightarrow E_i = 32164,195 \text{ MPa}$$

$$f = \frac{M_s \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} \rightarrow f = \frac{11,25 \times 10^{-3} \times 4,80^2}{10 \times 32164,195 \times 1,783 \times 10^{-4}} \rightarrow f = 0,0045 \text{ m}$$

$$0,0045 \text{ m} \leq 0,0096 \text{ m} \dots \dots \dots (C.V)$$

III.2.6.2 Armatures Transversales :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} \right) \rightarrow \text{min} \left(1,2 ; \frac{21}{35} ; \frac{12}{10} \right) \rightarrow \phi_t \leq \text{Min} (1,2 ; 0,6 ; 1,2)$$

$$\phi_t \leq 0,6 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } \phi_t = 6 \text{ mm}$$

$$A_t = 2 \times \frac{\pi \times \phi_t^2}{4} \rightarrow A_t = 2 \times \frac{\pi \times 0,6^2}{4} \rightarrow A_t = 0,56 \text{ cm}^2$$

❖ L'espace des barres :

D'après le RPA 99 :

• Zone Nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_l; 30 \text{ cm} \right) \rightarrow S_t \leq \min \left(\frac{21}{4}; 12 \times 1,2; 30 \text{ cm} \right) \rightarrow S_t \leq \min (5,25; 14,4; 30 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 5,25 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } S_t = 5 \text{ cm (min RPA)}$$

• Zone courante :

$$S_t' \leq \frac{h}{2} \rightarrow S_t' \leq \frac{21}{2} \rightarrow S_t' \leq 10,5 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } S_t' = 10 \text{ cm}$$

❖ L'encrage des barres :

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

Avec :

$$T_s = 0,6 \times (\psi)^2 \times f_{t28} ; (\psi = 1,5 \text{ acier HA})$$

$$T_s = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 \rightarrow T_s = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} \rightarrow L_s = 42,32 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } L_s = 45 \text{ cm}$$

-On adopte un crochet à : $\theta = 90^\circ \rightarrow \alpha = 1,87 ; \beta = 2,19$
 $r = 5,5 \times \phi$ (acier H.A)

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

-D'après la Règle CBA :

$$L_1 = 10 \times \phi \rightarrow L_1 = 10 \times 1,2 \rightarrow L_1 = 12 \text{ cm}$$

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

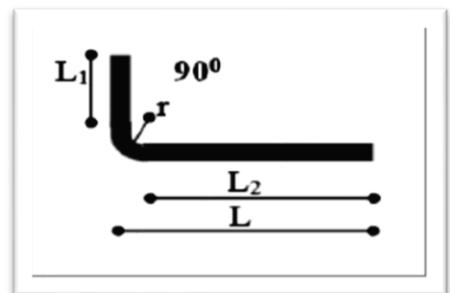


Figure III.8: Ancrage. [5]

$$L_2 = 45 - (1,87 \times 12) - (2,19 \times 6,6) \rightarrow L_2 = 8,106 \text{ cm}$$

$$L = L_2 + r + \frac{\phi}{2} \rightarrow L = 8,106 + 6,6 + \frac{1,2}{2} \rightarrow L = 15,306 \text{ cm}$$

On prend : $L = 16 \text{ cm}$

III.2.7 Schéma de ferrailage des poutrelles :

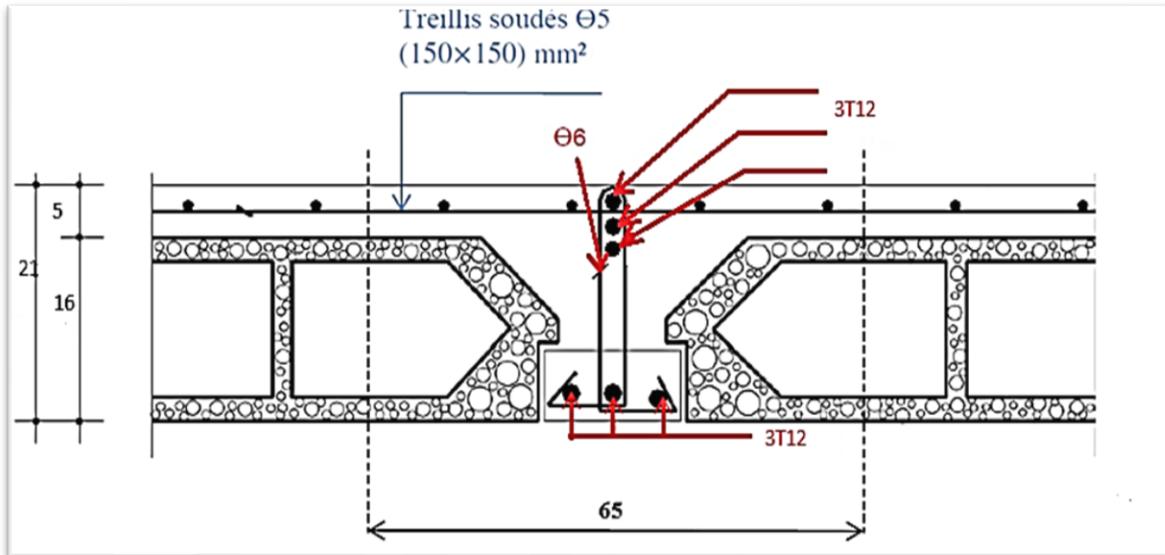


Figure III.9: Ferrailage de poutrelle en appui

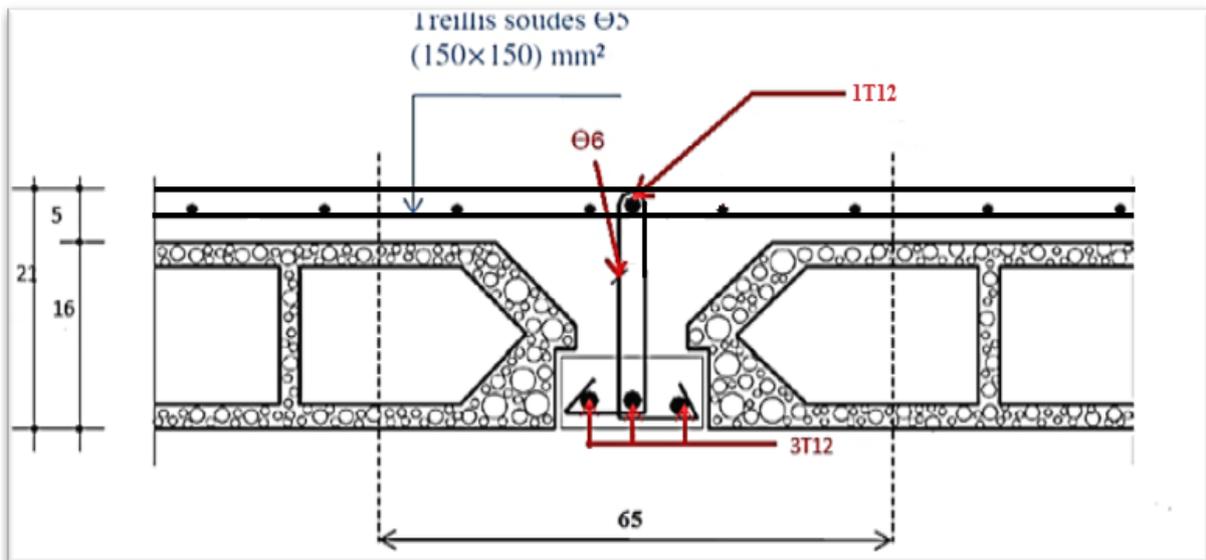


Figure III.10: Ferrailage de poutrelle en travée

III.2.8 Résumé du ferrailage des poutrelles :

Tableau III.4 : Récapitulation du ferrailage des poutrelles

Type de poutrelles		Ferrailage calculé (cm ²)		Ferrailage choisi (cm ²)	
		Travée	Appui	Travée	Appui
RDC + étages courant	Type 1	1,73	2,18	2T12 = 2,26	1T14+1T12= 2,67
	Type 2	2,59	3,42	2T14= 3,08	2T16 = 4,02
	Type 3	2,59	3,80	2T14= 3,08	2T16 = 4,02
	Type 4	2,59	3,85	2T14= 3,08	2T16 = 4,02
	Type 5	1,68	0,83	2T12 = 2,26	2T10= 1,57
Terrasse inaccessib le	Type 1	2,8	3,47	2T14= 3,08	2T16 = 4,02
	Type 2	2,8	3,97	2T14= 3,08	2T16 = 4,02
	Type 3	2,74	3,39	2T14= 3,08	2T16 = 4,02

III .3 Les escaliers :

III .3.1 Prédimensionnement des escaliers :

Un escalier est une structure composée d'une série régulière de plans horizontaux (marches et paliers), permettant de passer d'un étage à un autre dans un bâtiment. Il est également considéré comme un élément de circulation verticale. Cette section se concentre sur le dimensionnement et la détermination du ferrailage des escaliers destinés à être installés à l'intérieur des bâtiments.

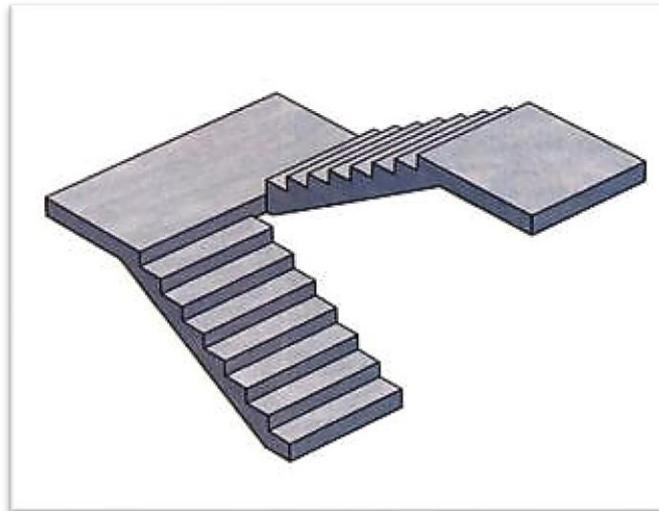


Figure III.11 : Schéma d'escalier. [2]

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de **BLONDEL** :

$$59 \leq 2h + g \leq 66$$

Pour les types d'escaliers en générale on prend : $h = 17 \text{ cm}$

$$59 - 2 \times 17 \leq g \leq 66 - 2 \times 17 \rightarrow 25 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } g = 30 \text{ cm}$$

Avec :

h : Hauteur de contre marche ;

g : Largeur de la marche.

❖ **Vérification :**

$$59 \leq 2 \times 17 + 30 \leq 66 \rightarrow 59 \leq 64 \leq 66 \text{ cm} \dots \dots \dots (C.V)$$

- **Nombre de contre marche (n):**

$$n = \frac{H_e}{h}$$

Avec :

H_e : Hauteur de niveau ;

h : Hauteur de contre marche.

$$n = \frac{3,06}{0,17} \rightarrow n = 18$$

- **Nombre des marches par volée (n'):**

$$n' = n - 1$$

n : Nombre de contre marche par volée

$$n' = 18 - 1 \rightarrow n' = 17$$

• **Longueur de la ligne de foulée $\langle L \rangle$:**

La ligne de foulée représente le chemin suivi sur les marches d'un escalier par les pieds d'une personne qui monte librement cet escalier ;

$$L = g \times n'$$

Avec :

g : Giron ;

n' : Nombre des marches par volée.

$$L = 0,3 \times 8 \rightarrow L = 2,4 \text{ m}$$

❖ **Hauteur de volée (h_0):**

$$h_0 = n \times h$$

Avec :

n : Nombre de contre marche par volée ;

h : Hauteur de contre marche.

$$h_0 = 9 \times 0,17 \rightarrow h_0 = 1,53 \text{ cm}$$

❖ **Angle d'inclinaison (α):**

$$\alpha = \text{arctg} \left(\frac{h_0}{L} \right)$$

Avec :

h_0 : Hauteur de volée ;

L : Longueur de la ligne de foulée.

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

❖ **Epaisseur de la paille (e_p):**

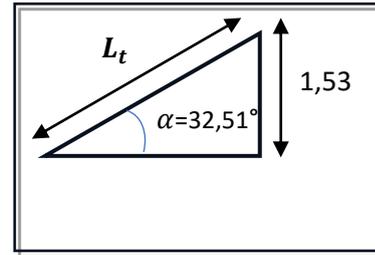
$$\frac{L_t}{30 \cos \alpha} \leq e_p \leq \frac{L_t}{20 \cos \alpha}$$

Avec :

L_t : Longueur réelle de la volée.

$$\frac{L_t}{30 \cos \alpha} \leq e_p \leq \frac{L_t}{20 \cos \alpha}$$

$$L_t = \frac{1,53}{\sin 32,51} \rightarrow L_t = 2,84 \text{ m}$$



$$\frac{2,84}{30 \cos(32,51)} \leq e_p \leq \frac{2,84}{20 \cos(32,51)} \rightarrow 0,11 \leq e_p \leq 0,16 \rightarrow \text{On prend : } e_p = 0,15\text{m}$$

❖ **Epaisseur de palier (e):**

$$\frac{L}{20} \leq e \leq \frac{L}{15}$$

Avec :

L : Ligne de foulée totale ;

g : Giron ;

n : Nombre de contre marche de l'étage.

$$\frac{2,4}{20} \leq e \leq \frac{2,4}{15} \rightarrow 0,12 \leq e \leq 0,16 \rightarrow \text{On prend : } e = 15\text{cm}$$

Notre projet présente un seule type d'escalier, escalier à deux volées avec un palier intermédiaire

III .3.2 Etude des escaliers :

III .3.2.1 Détermination des moments et des réactions :

$$\text{Paillasse} \begin{cases} G = 8,705 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} ; \quad \text{Palier} \begin{cases} G = 5,31 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

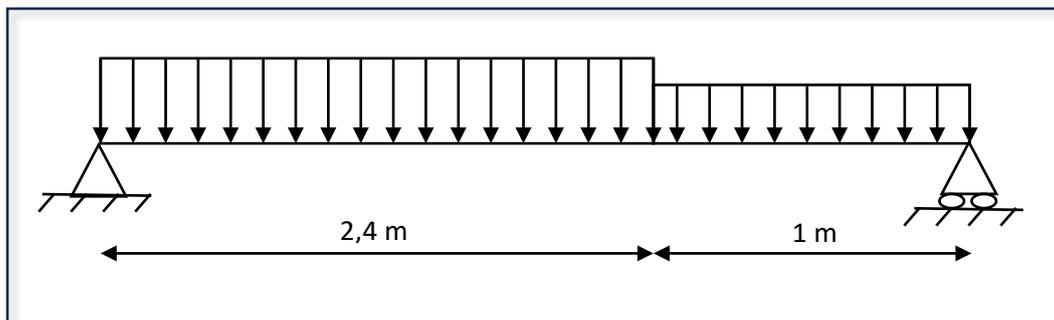


Figure III.12 : Schéma statique d'escalier

➤ **Palier :**

❖ ELU :

$$Q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q$$

$$Q_u = 1,35 \times 5,31 + 1,5 \times 2,5 \rightarrow Q_u = 10,92 \text{ KN/ml}$$

❖ ELS :

$$Q_s = G + Q$$

$$Q_s = 5,31 + 2,5 \rightarrow Q_s = 7,81 \text{ KN/ml}$$

➤ **Paillasse :**

❖ ELU :

$$Q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q$$

$$Q_u = 1,35 \times 8,705 + 1,5 \times 2,5 \rightarrow Q_u = 15,50 \text{ KN/ml}$$

❖ ELS :

$$Q_s = G + Q$$

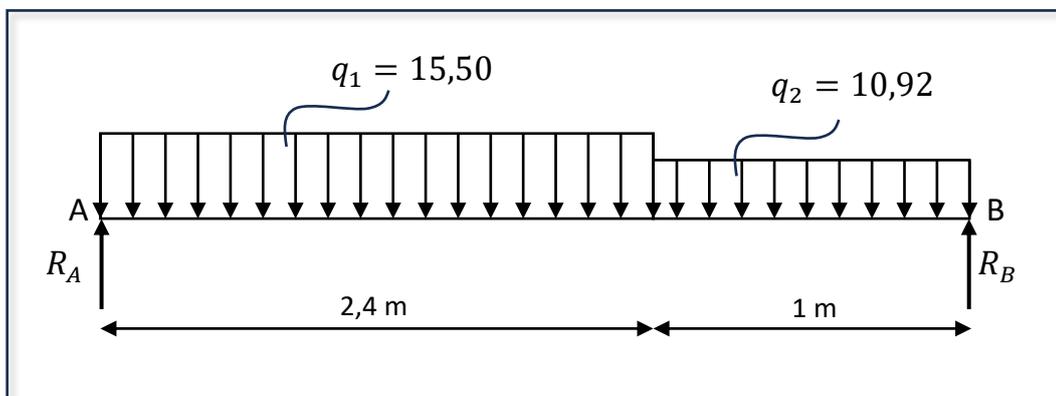
$$Q_s = 8,705 + 2,5 \rightarrow Q_s = 11,20 \text{ KN/ml}$$

Tableau III.5: Combinaisons d'action

Combinaisons d'action	Palier (kN/m^2)	Paillasse (kN/m^2)
ELU	10,92	15,50
ELS	7,81	11,20

• **Volée :**

❖ ELU :



$$\sum F_{/y} = 0 \rightarrow R_A + R_B = q_1 \times 2,40 + q_2 \times 1 \rightarrow R_A + R_B = 48,12 \text{ KN}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \rightarrow R_B \times 3,4 - q_1 \times 2,4 \times \left(\frac{2,4}{2}\right) - q_2 \times 1 \times \left(\frac{1}{2} + 2,4\right) = 0$$

$$R_B = \frac{q_1 \times 2,4 \times \left(\frac{2,4}{2}\right) + q_2 \times 1 \times \left(\frac{1}{2} + 2,4\right)}{3,4}$$

$$R_B = \frac{15,50 \times 2,4 \times \left(\frac{2,4}{2}\right) + 10,92 \times 1 \times \left(\frac{1}{2} + 2,4\right)}{3,4} \rightarrow R_B = 22,44 \text{ KN}$$

$$\sum M_{/B} = 0 \rightarrow -R_A \times 3,4 + q_1 \times 2,4 \times \left(\frac{2,4}{2} + 1\right) + q_2 \times 1 \times \left(\frac{1}{2}\right) = 0$$

$$R_A = \frac{-q_1 \times 2,4 \times \left(\frac{2,4}{2} + 1\right) - q_2 \times 1 \times \left(\frac{1}{2}\right)}{3,4}$$

$$R_A = \frac{15,50 \times 2,4 \times \left(\frac{2,4}{2} + 1\right) + 10,92 \times 1 \times \left(\frac{1}{2}\right)}{3,4} \rightarrow R_A = 25,67 \text{ KN}$$

❖ **Vérification :**

$$R_A + R_B = 25,67 + 22,44 = 48,11 \text{ KN} \dots\dots \text{(C.V)}$$

Section 1-1: ($0 \leq x \leq 2,40$):

$$M(x) = R_A \times x - q_1 \times \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 25,67 \times x - 15,50 \times \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0 \quad ; \quad M(2,4) = 16,97 \text{ KN.m}$$

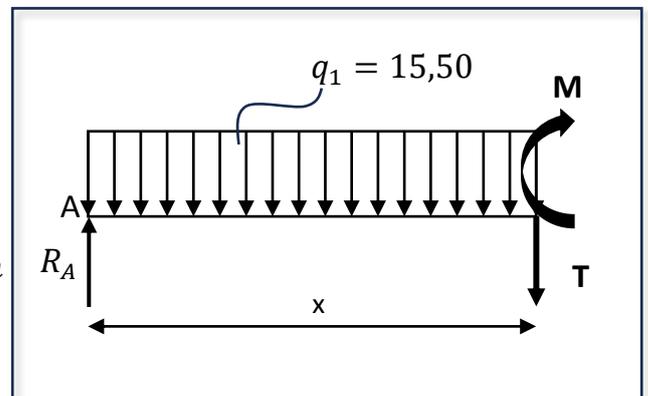
$$T(x) = q_1 \times x - R_A$$

$$T(x) = 15,50 \times x - 25,67$$

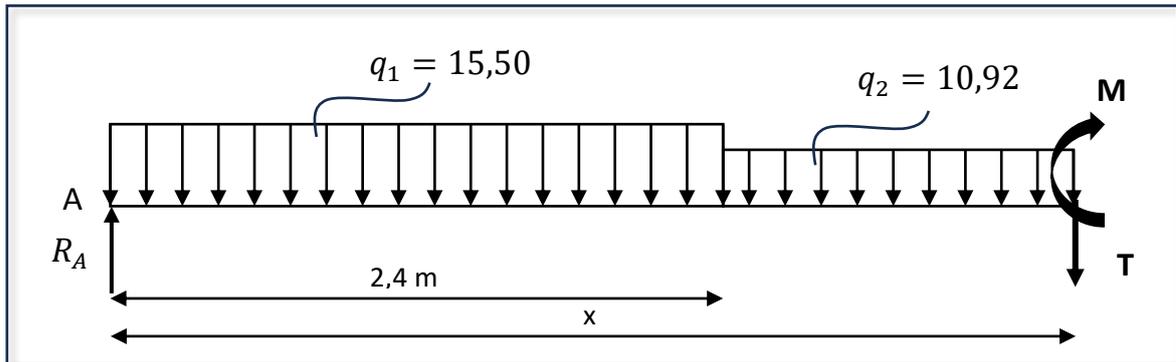
$$T(0) = -25,67 \quad ; \quad T(2,4) = 11,53 \text{ KN}$$

$$T(x) = 0 \rightarrow 15,50 \times x - 25,67 = 0 \rightarrow x = \frac{25,67}{15,50} = 1,656 \text{ m}$$

$$M(1,656) = 21,25 \text{ KN.m}$$



Section 2-2: ($2,4 \leq x \leq 3,8$):



$$M(x) = R_A \times x - q_1 \times 2,4 \times (x - 1,2) - q_2 \times (x - 2,4) \times \left(\frac{x - 2,4}{2}\right)$$

$$M(x) = 25,67 \times x - 15,50 \times 2,4 \times (x - 1,2) - 10,92 \times (x - 2,4) \times \left(\frac{x - 2,4}{2}\right)$$

$$M(x) = 25,67 \times x - 37,2 \times x + 44,64 - 10,92 \times \frac{(x - 2,4)^2}{2}$$

$$M(x) = -11,53 \times x + 44,64 - 5,46 \times (x^2 - 4,8x + 5,76)$$

$$M(x) = -5,46x^2 + 14,68 \times x + 13,20$$

$$M(2,4) = 16,98 \text{ KN.m} \quad ; \quad M(3,8) = 0$$

$$T(x) = -R_A + q_1 \times 2,4 + q_2 \times (x - 2,4)$$

$$T(x) = -25,67 + 15,50 \times 2,4 + 10,92 \times (x - 2,4)$$

$$T(x) = 10,92 \times x - 14,68$$

$$T(2,4) = 11,53 \text{ KN} \quad ; \quad T(3,8) = -26,82 \text{ KN}$$

$$T(x) = 0 \quad \rightarrow \quad 10,92 \times x - 14,67 = 0 \quad \rightarrow \quad x = \frac{14,68}{10,92} \quad \rightarrow \quad x = 1,344 \text{ m}$$

$$M(1,344) = 23,06 \text{ KN.m}$$

- Vérification avec SAP2000 :

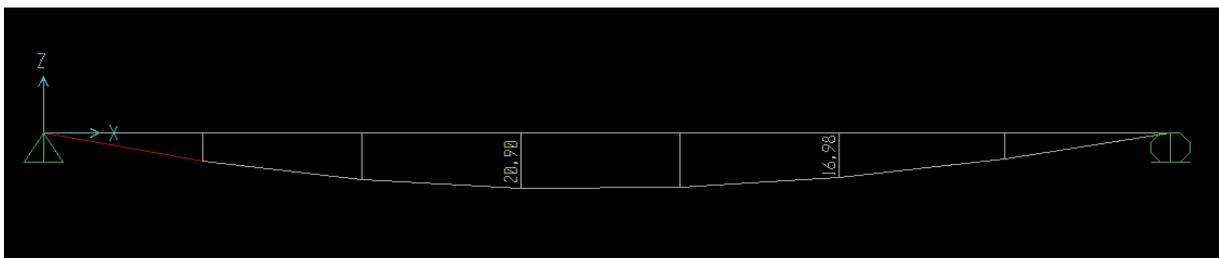


Figure III.13 : Diagramme du moment fléchissant à ELU

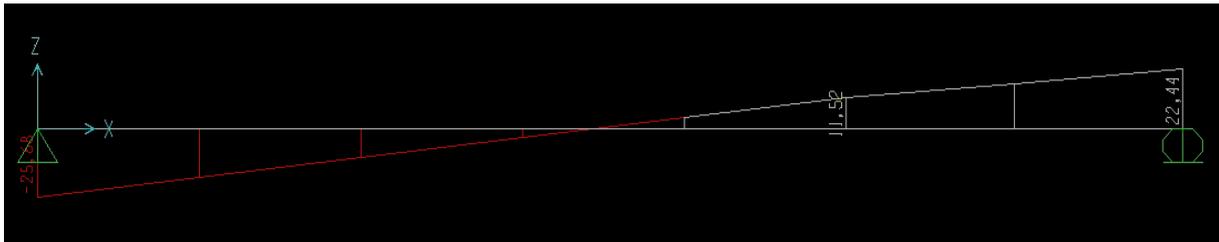
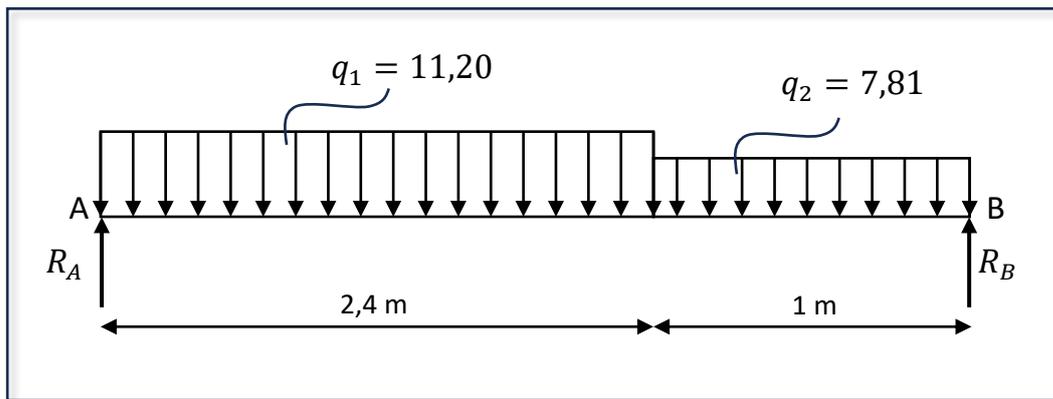


Figure III.14 : Diagramme d'effort tranchant à ELU

❖ ELS :



$$\sum F_{/y} = 0 \quad \rightarrow \quad R_A + R_B = q_1 \times 2,40 + q_2 \times 1 \quad \rightarrow \quad R_A + R_B = 34,69 \text{ KN}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \quad \rightarrow \quad R_B \times 3,4 - q_1 \times 2,4 \times \left(\frac{2,4}{2}\right) - q_2 \times 1 \times \left(\frac{1}{2} + 2,4\right) = 0$$

$$R_B = \frac{q_1 \times 2,4 \times \left(\frac{2,4}{2}\right) + q_2 \times 1 \times \left(\frac{1}{2} + 2,4\right)}{3,4}$$

$$R_B = \frac{11,20 \times 2,4 \times \left(\frac{2,4}{2}\right) + 7,81 \times 1 \times \left(\frac{1}{2} + 2,4\right)}{3,4} \quad \rightarrow \quad R_B = 16,14 \text{ KN}$$

$$\sum M_{/B} = 0 \quad \rightarrow \quad -R_A \times 3,4 + q_1 \times 2,4 \times \left(\frac{2,4}{2} + 1\right) + q_2 \times 1 \times \left(\frac{1}{2}\right) = 0$$

$$R_B = \frac{-q_1 \times 2,4 \times \left(\frac{2,4}{2} + 1\right) - q_2 \times 1 \times \left(\frac{1}{2}\right)}{3,4}$$

$$R_B = \frac{11,20 \times 2,4 \times \left(\frac{2,4}{2} + 1\right) + 7,81 \times 1 \times \left(\frac{1}{2}\right)}{3,4} \quad \rightarrow \quad R_A = 18,54 \text{ KN}$$

❖ Vérification :

$$R_A + R_B = 18,54 + 16,14 = 34,68 \text{ KN} \dots\dots (\text{C.V})$$

Section 1-1: ($0 \leq x \leq 2,40$):

$$M(x) = R_A \times x - q_1 \times \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 18,54 \times x - 11,20 \times \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0 \quad ; \quad M(2,4) = 12,24 \text{ KN.m}$$

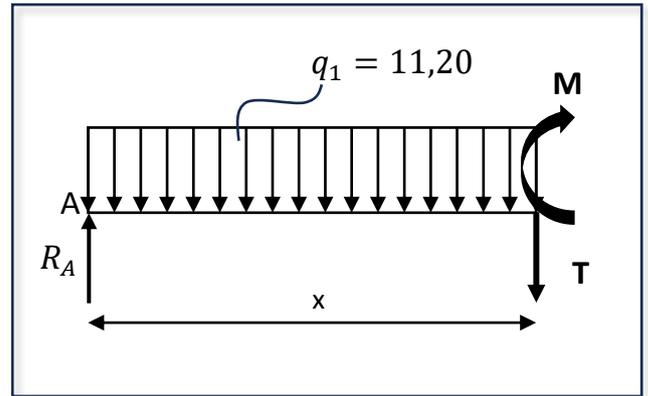
$$T(x) = q_1 \times x - R_A$$

$$T(x) = 11,20 \times x - 18,54$$

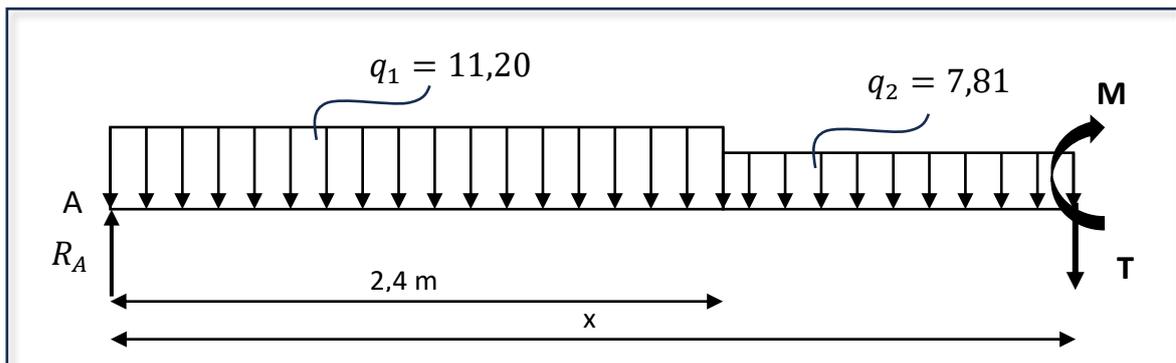
$$T(0) = -18,54 \text{ KN} \quad ; \quad T(2,4) = 8,34 \text{ KN}$$

$$T(x) = 0 \rightarrow 11,20 \times x - 18,54 = 0 \rightarrow x = \frac{18,54}{11,20} = 1,655 \text{ m}$$

$$M(1,656) = 15,34 \text{ KN.m}$$



Section 2-2: ($2,4 \leq x \leq 3,8$):



$$M(x) = R_A \times x - q_1 \times 2,4 \times (x - 1,2) - q_2 \times (x - 2,4) \times \left(\frac{x - 2,4}{2}\right)$$

$$M(x) = 18,54 \times x - 11,20 \times 2,4 \times (x - 1,2) - 7,81 \times (x - 2,4) \times \left(\frac{x - 2,4}{2}\right)$$

$$M(x) = 18,54 \times x - 26,88 \times x + 32,26 - 7,81 \times \frac{(x - 2,4)^2}{2}$$

$$M(x) = -8,34 \times x + 32,26 - 3,905 \times (x^2 - 4,8x + 5,76)$$

$$M(x) = -3,905x^2 + 10,41 \times x + 9,76$$

$$M(2,4) = 12,25 \text{ KN.m} \quad ; \quad M(3,8) = 0$$

$$T(x) = -R_A + q_1 \times 2,4 + q_2 \times (x - 2,4)$$

$$T(x) = -18,54 + 11,20 \times 2,4 + 7,81 \times (x - 2,4)$$

$$T(x) = 7,81 \times x - 10,41$$

$$T(2,4) = 8,33 \text{ KN} \quad ; \quad T(3,8) = 19,26 \text{ KN}$$

$$T(x) = 0 \quad \rightarrow \quad 7,81 \times x - 10,41 = 0 \quad \rightarrow \quad x = \frac{10,41}{7,81} \quad \rightarrow \quad x = 1,332 \text{ m}$$

$$M(1,332) = 16,69 \text{ KN.m}$$

- Vérification avec SAP2000 :

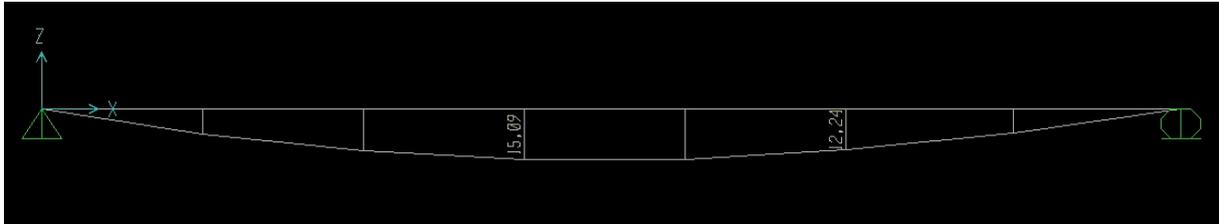


Figure III.15 : Diagramme du moment fléchissant à ELS

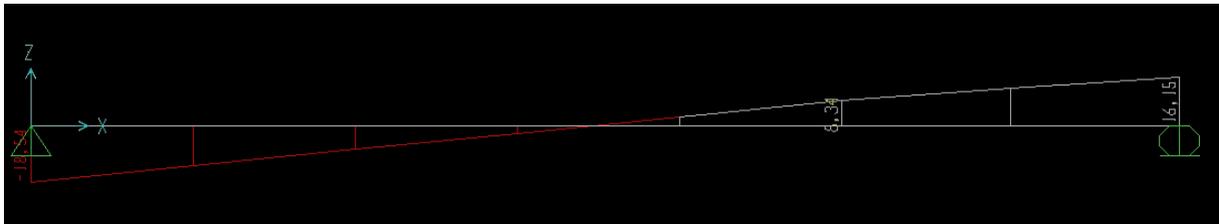


Figure III.16 : Diagramme d'effort tranchant à ELS

III .3.2.2 Calcul de ferrailage :

- ELU :

$$\begin{cases} M_t = 0,85 \times M_{tmax} = 0,85 \times 20,9 = 17,765 \text{ KN.m} \\ M_A = 0,5 \times M_{tmax} = 0,5 \times 20,9 = 10,45 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- ELS :

$$\begin{cases} M_t = 0,85 \times M_{tmax} = 0,85 \times 15,09 = 12,8265 \text{ KN.m} \\ M_A = 0,5 \times M_{tmax} = 0,5 \times 15,09 = 7,55 \text{ KN.m} \end{cases}$$

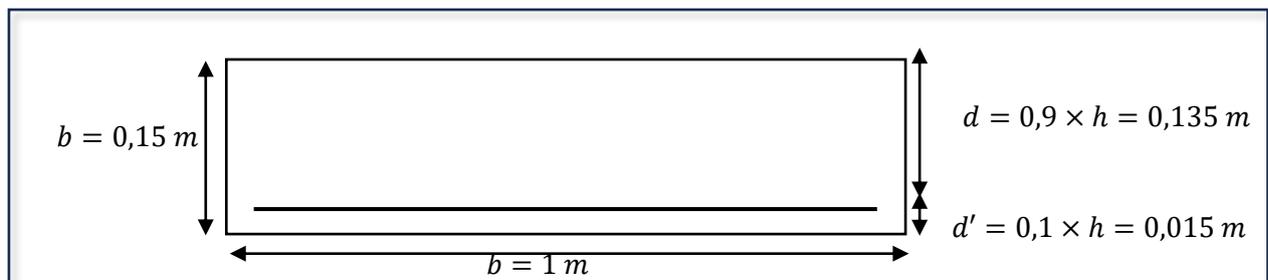


Figure III.17 : Section de calcul de ferrailage de volée. [6]

• **ELU :**

✓ En travée :

$$M_{uTmax} = 0,85 \times M_{tmax} = 0,85 \times 20,9 = 17,765 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{uTmax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} \rightarrow \mu_u = \frac{0,017765}{1 \times 0,0182 \times 14,17} \rightarrow \mu_u = 0,068$$

$$\mu_u = 0,068 < \mu_R = 0,392 \rightarrow \text{Une section à simple armature } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25((1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})) \rightarrow \alpha = 1,25((1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,068})) \rightarrow \alpha = 0,088$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) \rightarrow z = 0,135 \times (1 - 0,4 \times 0,088) \rightarrow z = 0,13 \text{ m}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_{uTmax}}{z \times \sigma_{st}} \rightarrow A_{st} = \frac{0,017765}{0,13 \times 347,82} \rightarrow A_{st} = 3,92 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \rightarrow A_{st} = 3,92 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } A_{st} = 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$$

D'après le R.P.A :

$$A_{st \text{ min}} = 0,5\% \times b \times h$$

$$A_{st \text{ min}} = 0,005 \times 1 \times 0,15 \rightarrow A_{st \text{ min}} = 7,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a : } A_{st \text{ min}} > A_{st}$$

$$\text{Donc on augmente : } A_{st} = 7T12 = 7,92 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq A_{min}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 1 \times 0,135 \times 2,1}{400} \rightarrow A_{min} = 1,63 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \rightarrow A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} < A_{st} \dots \dots \dots (C.V)$$

➤ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} \rightarrow A_r = \frac{7,79}{4} \rightarrow A_r = 1,98 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_r = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement des barres :**

D'après **B.A.E.L.91** :

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

$$S_t \leq \min(3 \times 15, 33) \text{ cm} \rightarrow S_t \leq \min(45; 33) \text{ cm} \rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm}$$

✓ En Appui :

$$M_{uAmax} = 0,5 \times M_{tmax} = 0,5 \times 20,9 = 10,45 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{uTmax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} \rightarrow \mu_u = \frac{0,01045}{1 \times 0,0182 \times 14,17} \rightarrow \mu_u = 0,040$$

$$\mu_u = 0,040 < \mu_R = 0,392 \rightarrow \text{Une section à simple armature } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25((1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})) \rightarrow \alpha = 1,25((1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,040})) \rightarrow \alpha = 0,051$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) \rightarrow z = 0,135 \times (1 - 0,4 \times 0,051) \rightarrow z = 0,13 \text{ m}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_{uTmax}}{z \times \sigma_{st}} \rightarrow A_{st} = \frac{0,01045}{0,13 \times 347,82} \rightarrow A_{st} = 2,31 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \rightarrow A_{st} = 2,31 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } A_{st} = 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

D'après le R.P.A :

$$A_{st \text{ min}} = 0,5\% \times b \times h$$

$$A_{st \text{ min}} = 0,005 \times 1 \times 0,15 \rightarrow A_{st \text{ min}} = 7,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a : } A_{st \text{ min}} > A_{st}$$

$$\text{Donc on augmente : } A_{st} = 7T12 = 7,92 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq A_{min}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 1 \times 0,135 \times 2,1}{400} \rightarrow A_{min} = 1,63 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \rightarrow A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} < A_{st} \dots \dots \dots (C.V)$$

➤ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} \rightarrow A_r = \frac{3,39}{4} \rightarrow A_r = 1,69 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_r = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement des barres :**

D'après **B.A.E.L.91** :

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

$$S_t \leq \min(3 \times 15, 33) \text{ cm} \rightarrow S_t \leq \min(45; 33) \text{ cm} \rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm}$$

• **ELS :**

✓ En travée :

Simple armature → $A_{sc} = 0$

$$X = n \times \frac{A_{st} + A_{sc}}{b} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times d \times A_{st} + d' \times A_{sc}}{n \times (A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$X = 15 \times \frac{7,79 \times 10^{-4}}{1} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 1 \times 0,135 \times 7,79 \times 10^{-4}}{15 \times (7,79 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right) \rightarrow X = 0,045 \text{ m} \rightarrow X = 4,5 \text{ cm}$$

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

$$I = 0,65 \times \frac{0,045^3}{3} + 15 \times 7,79 \times 10^{-4} \times (0,135 - 0,045)^2 \rightarrow I = 1,14 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

❖ **Vérification des contraintes :**

• **Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I} \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{12,8265 \times 10^{-3} \times 0,045}{1,14 \times 10^{-4}} \rightarrow \sigma_{bc} = 5,06 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

• **Acier :**

Pour des fissurations préjudiciables :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1}\right) \rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s \times (d - X)}{I}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 12,8265 \times 10^{-3} \times (0,135 - 0,045)}{1,14 \times 10^{-4}} \rightarrow \sigma_{st} = 151,89 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 5,06 \leq 15 \dots \dots \dots (C.V) \\ 151,89 \leq 201,63 \dots \dots \dots (C.V) \end{cases}$$

✓ En Appui :

Simple armature $\rightarrow A_{sc} = 0$

$$X = n \times \frac{A_{st} + A_{sc}}{b} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times d \times A_{st} + d' \times A_{sc}}{n \times (A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$X = 15 \times \frac{7,79 \times 10^{-4}}{1} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 1 \times 0,135 \times 7,79 \times 10^{-4}}{15 \times (7,79 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right) \rightarrow X = 0,045 \text{ m} \rightarrow X = 4,5 \text{ cm}$$

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

$$I = 0,65 \times \frac{0,045^3}{3} + 15 \times 7,79 \times 10^{-4} \times (0,135 - 0,045)^2 \rightarrow I = 1,14 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

❖ **Vérification des contraintes :**

• **Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I} \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{7,55 \times 10^{-3} \times 0,045}{1,14 \times 10^{-4}} \rightarrow \sigma_{bc} = 2,98 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

• **Acier :**

Pour des fissurations préjudiciables :

$$\overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s \times (d - X)}{I}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 7,55 \times 10^{-3} \times (0,135 - 0,045)}{1,14 \times 10^{-4}} \rightarrow \sigma_{st} = 89,40 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 2,98 \leq 15 \dots \dots \dots (C.V) \\ 89,40 \leq 201,63 \dots \dots \dots (C.V) \end{cases}$$

❖ Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{b \times d} \rightarrow \tau_u = \frac{25,68 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} \rightarrow \tau_u = 0,19 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \rightarrow \tau_u = \min \left(\frac{0,2 \times 25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,19 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots(C.V)$$

III.3.2.3 Schéma de ferrailage d'escaliers :

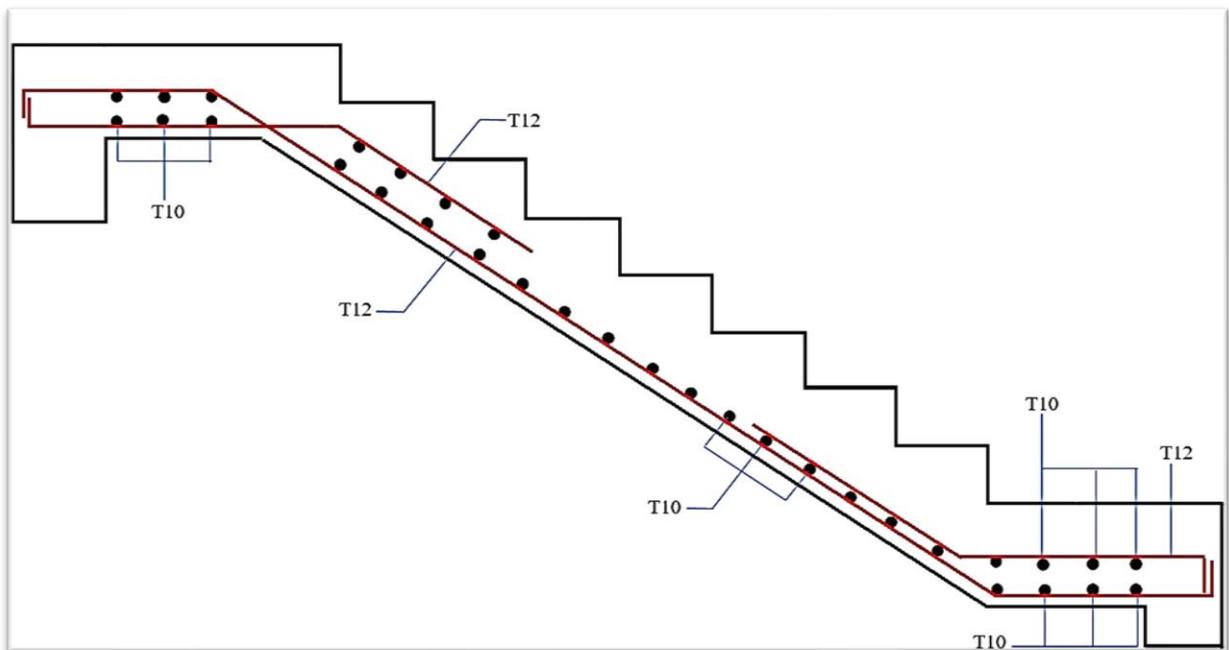


Figure III.18 : Schéma de ferrailage d'escaliers (volée)

III .4 La poutre palière :

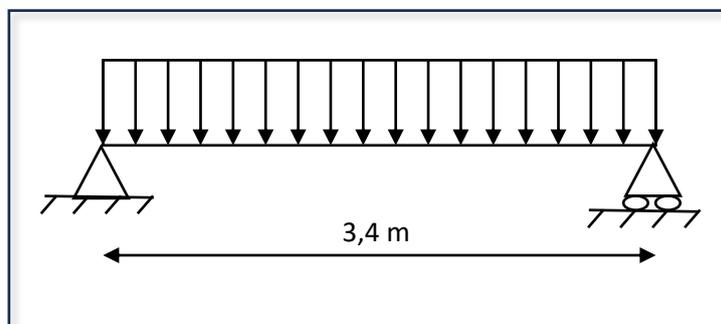


Figure III.19 : Schéma statique de la poutre

III .4.1 Descente des charges :

❖ Poids propre de la poutre :

$$G_1 = b \times h \times \gamma_b$$

$$G_1 = 0,3 \times 0,4 \times 25 \quad \rightarrow \quad G_1 = 3 \text{ KN/ml}$$

❖ Poids propre du mur double parois :

$$G_2 = G_{\text{paroi}} \times h$$

$$G_2 = 2,81 \times 1,53 \quad \rightarrow \quad G_2 = 4,3 \text{ KN/ml}$$

❖ Poids propre de la paillasse et le palier :

$$G_3 = \frac{G_{\text{paillasse}} \times l_{\text{paillasse}}}{2} + G_{\text{palier}} \times l_{\text{palier}}$$

$$G_3 = \frac{8,705 \times 2,4}{2} + 5,31 \times 1 \quad \rightarrow \quad G_3 = 15,75 \text{ KN/ml}$$

Donc :

$$G_{\text{Poutre palière}} = G_1 + G_2 + G_3$$

$$G_{\text{Poutre palière}} = 3 + 4,3 + 15,75 \quad \rightarrow \quad G_{\text{Poutre palière}} = 23,05 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{\text{Poutre palière}} = Q \times L$$

$$Q_{\text{Poutre palière}} = 2,5 \times 1 \quad \rightarrow \quad Q_{\text{Poutre palière}} = 2,5 \text{ KN/ml}$$

❖ Combinaison :

• ELU :

$$q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q$$

$$q_u = 1,35 \times 23,05 + 1,5 \times 2,5 \quad \rightarrow \quad q_u = 34,87 \text{ KN/ml}$$

• ELS :

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 23,05 + 2,5 \quad \rightarrow \quad q_s = 25,55 \text{ KN/ml}$$

III .4.2 Moment fléchissant et effort tranchant (par calcul) :

• ELU :

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} \quad \rightarrow \quad M_0 = \frac{34,87 \times 3,4^2}{8} \quad \rightarrow \quad M_0 = 50,38 \text{ KN.m}$$

$$T = \frac{q_u \times l}{2} \quad \rightarrow \quad T = \frac{34,87 \times 3,4}{2} \quad \rightarrow \quad T = 59,27 \text{ KN}$$

- ELS :

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} \quad \rightarrow \quad M_0 = \frac{25,55 \times 3,4^2}{8} \quad \rightarrow \quad M_0 = 36,91 \text{ KN.m}$$

$$T = \frac{q_s \times l}{2} \quad \rightarrow \quad M_0 = \frac{25,55 \times 3,4}{2} \quad \rightarrow \quad M_0 = 43,43 \text{ KN}$$

III .4.3 Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants :

Les résultats obtenus par le SAP2000 :

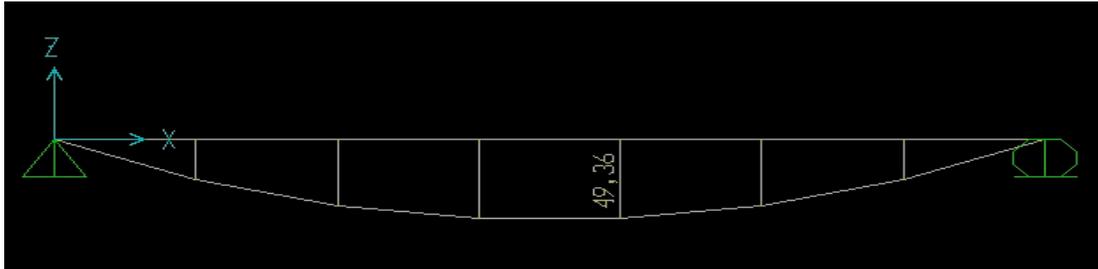


Figure III.20 : Diagramme du moment fléchissant à ELU

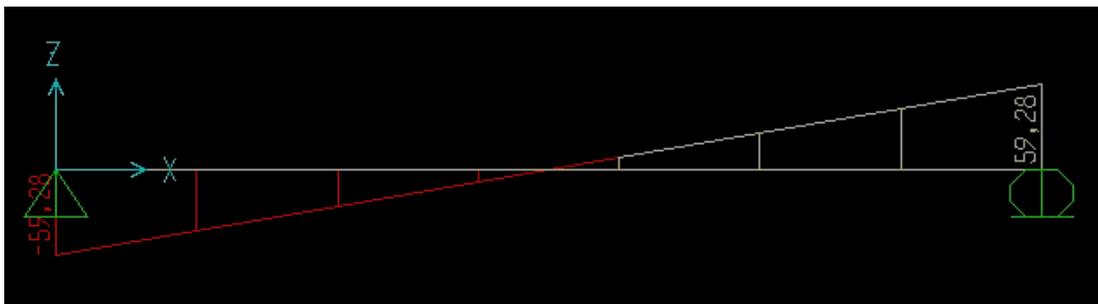


Figure III.21 : Diagramme d'effort tranchant à ELU

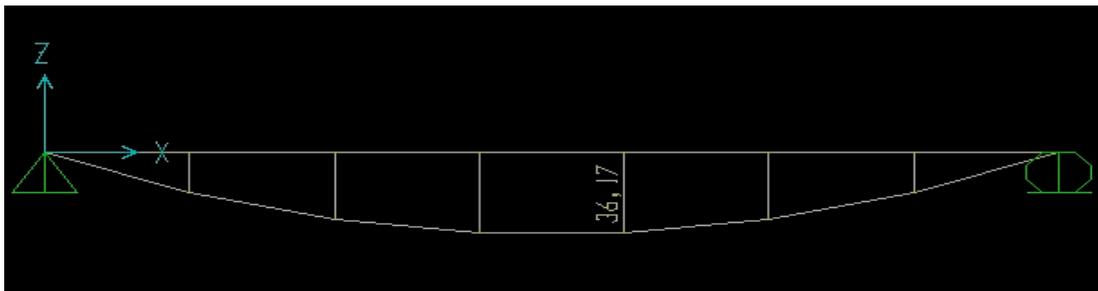


Figure III.22 : Diagramme du moment fléchissant à ELS

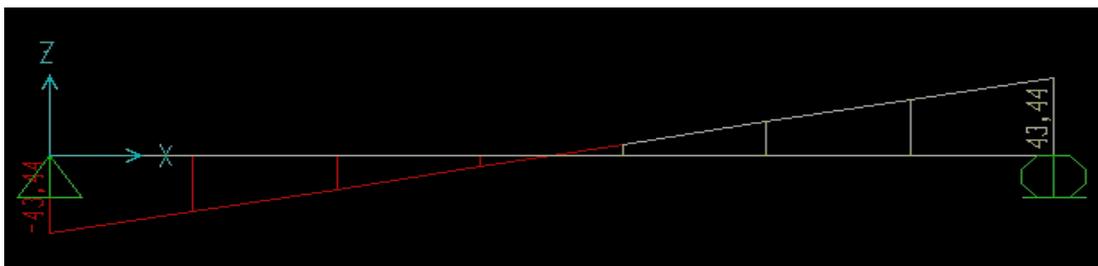


Figure III.23 : Diagramme d'effort tranchant à ELS

III .4.4 Ferrailages de la poutre palière :

III .4.4.1 Armatures longitudinales :

- ELU :

Tableau III.6 : Moment fléchissant et Effort tranchant à l'ELU

$M_0(KN.m)$	$M_t(KN.m)$	$M_a(KN.m)$	$T(KN)$
49,36	$0,85 \times M_0 = 41,956$	$0,5 \times M_0 = 24,68$	59,28

✓ En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{uTmax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} \rightarrow \mu_u = \frac{0,041956}{0,3 \times 0,1296 \times 14,17} \rightarrow \mu_u = 0,076$$

$$\mu_u = 0,076 < \mu_R = 0,392 \rightarrow \text{Une section à simple armature } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25((1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})) \rightarrow \alpha = 1,25((1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,076})) \rightarrow \alpha = 0,098$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) \rightarrow z = 0,36 \times (1 - 0,4 \times 0,098) \rightarrow z = 0,345 \text{ m}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_{uTmax}}{z \times \sigma_{st}} \rightarrow A_{st} = \frac{0,041956}{0,345 \times 347,82} \rightarrow A_{st} = 3,49 \times 10^{-4} m^2 \rightarrow A_{st} = 3,49 \text{ cm}^2$$

Choix : $A_{st} = 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$

D'après le R.P.A :

$$A_{st \text{ min}} = 0,5\% \times b \times h$$

$$A_{st \text{ min}} = 0,005 \times 0,3 \times 0,4 \rightarrow A_{st \text{ min}} = 6 \text{ cm}^2$$

On a : $A_{st \text{ min}} > A_{st}$

Donc on augmente : $A_{st} = 7T12 = 7,92 \text{ cm}^2$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq A_{min}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 1 \times 0,135 \times 2,1}{400} \rightarrow A_{min} = 1,63 \times 10^{-4} m^2 \rightarrow A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$A_{min} < A_{st} \dots \dots \dots (C.V)$

✓ En Appui :

$$\mu_u = \frac{M_{uAmax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} \rightarrow \mu_u = \frac{0,02468}{0,3 \times 0,01296 \times 14,17} \rightarrow \mu_u = 0,044$$

$$\mu_u = 0,044 < \mu_R = 0,392 \rightarrow \text{Une section à simple armature } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25((1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})) \rightarrow \alpha = 1,25((1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,044})) \rightarrow \alpha = 0,056$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) \rightarrow z = 0,36 \times (1 - 0,4 \times 0,056) \rightarrow z = 0,35 \text{ m}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_{uAmax}}{z \times \sigma_{st}} \rightarrow A_{st} = \frac{0,02468}{0,35 \times 347,82} \rightarrow A_{st} = 2,027 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \rightarrow A_{st} = 2,027 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } A_{st} = 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

D'après le R.P.A :

$$A_{st \text{ min}} = 0,5\% \times b \times h$$

$$A_{st \text{ min}} = 0,005 \times 0,3 \times 0,4 \rightarrow A_{st \text{ min}} = 6 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a : } A_{st \text{ min}} < A_{st}$$

$$\text{Donc on augmente : } A_{st} = 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq A_{min}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 0,3 \times 0,36 \times 2,1}{400} \rightarrow A_{min} = 1,30 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \rightarrow A_{min} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} < A_{st} \dots \dots \dots (C.V)$$

• **ELS :**

Tableau III.7 : Moment fléchissant et Effort tranchant à l'ELS

$M_0(KN.m)$	$M_t(KN.m)$	$M_a(KN.m)$	$T(KN)$
36,17	$0,85 \times M_0 = 30,74$	$0,5 \times M_0 = 13,085$	43,44

✓ En travée :

Simple armature → $A_{sc} = 0$

$$X = n \times \frac{A_{st} + A_{sc}}{b} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times d \times A_{st} + d' \times A_{sc}}{n \times (A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$X = 15 \times \frac{6,79 \times 10^{-4}}{0,3} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 0,3 \times 0,36 \times 6,79 \times 10^{-4}}{15 \times (6,79 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right) \rightarrow X = 0,126 \text{ m} \rightarrow X = 12,6 \text{ cm}$$

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

$$I = 0,3 \times \frac{0,126^3}{3} + 15 \times 6,79 \times 10^{-4} \times (0,36 - 0,126)^2 \rightarrow I = 7,57 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

❖ **Vérification des contraintes :**

• **Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I} \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{30,74 \times 10^{-3} \times 0,126}{7,57 \times 10^{-4}} \rightarrow \sigma_{bc} = 5,11 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 \rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

• **Acier :**

Pour des fissurations préjudiciables :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right)$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) \rightarrow \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s \times (d - X)}{I}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 30,74 \times 10^{-3} \times (0,36 - 0,126)}{7,57 \times 10^{-4}} \rightarrow \sigma_{st} = 142,53 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 5,11 \leq 15 \dots \dots \dots (C.V) \\ 142,53 \geq 201,63 \dots \dots \dots (C.V) \end{cases}$$

✓ En Appui :

Simple armature → $A_{sc} = 0$

$$X = n \times \frac{A_{st} + A_{sc}}{b} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times d \times A_{st} + d' \times A_{sc}}{n \times (A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$X = 15 \times \frac{6,79 \times 10^{-4}}{1} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 0,3 \times 0,36 \times 6,79 \times 10^{-4}}{15 \times (6,79 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right) \rightarrow X = 0,126 \text{ m} \rightarrow X = 12,6 \text{ cm}$$

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

$$I = 0,3 \times \frac{0,126^3}{3} + 15 \times 6,79 \times 10^{-4} \times (0,36 - 0,126)^2 \rightarrow I = 7,57 \times 10^{-4} m^4$$

❖ **Vérification des contraintes :**

• **Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I} \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{13,085 \times 10^{-3} \times 0,126}{7,57 \times 10^{-4}} \rightarrow \sigma_{bc} = 2,17 MPa$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 MPa$$

• **Acier :**

Pour des fissurations préjudiciables :

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

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s \times (d - X)}{I}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 13,085 \times 10^{-3} \times (0,36 - 0,126)}{7,57 \times 10^{-4}} \rightarrow \sigma_{st} = 60,67 MPa$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 2,17 \leq 15 \dots \dots \dots (C.V) \\ 60,67 \leq 201,63 \dots \dots \dots (C.V) \end{cases}$$

❖ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d} \rightarrow \tau_u = \frac{59,28 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,36} \rightarrow \tau_u = 0,54 MPa$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 MPa \right) \rightarrow \tau_u = \min \left(\frac{0,2 \times 25}{1,5} ; 5 MPa \right)$$

$$\overline{\tau}_u = 3,33 MPa$$

$$\tau_u = 0,54 MPa < \overline{\tau}_u = 3,33 MPa \dots \dots \dots (C.V)$$

❖ **Vérification de la flèche :**

$$\left\{ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0,4}{3,4} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,117 > 0,062 \dots \dots \dots (C.V) \right.$$

$$\left. \frac{h}{l} \geq \frac{M_s}{10 \times M_u} \rightarrow \frac{0,4}{3,4} \geq \frac{M_s}{10 \times M_u} \rightarrow 0,117 \geq \frac{30,74}{10 \times 36,17} \rightarrow 0,117 > 0,084 \dots \dots \dots (C.V) \right.$$

$$\left. \frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \begin{cases} \text{En travée : } \frac{6,79 \times 10^{-4}}{0,3 \times 0,36} \leq \frac{4,2}{400} \\ \text{En Appui : } \frac{6,79 \times 10^{-4}}{0,3 \times 0,36} \leq \frac{4,2}{400} \end{cases} \rightarrow 6,28 \times 10^{-3} < 1,05 \times 10^{-2} \dots \dots \dots (C.V) \right.$$

III .4.4.2 Armatures transversales :

❖ **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{tmin}\right) \rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1,2\right) \rightarrow \phi_t \leq \min(1,14; 3; 1,2)$$

$$\phi_t \leq 1,14 \text{ cm} \rightarrow \phi_t \leq 11,4 \text{ mm} \rightarrow \text{on prend: } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

❖ **Calcul d'espacement des cadres : D'après RPA99 V 2003**

• **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_{tmin}; 30\text{cm}\right) \rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1,2; 30\right) \rightarrow S_t \leq \min(10; 14,4; 30)$$

On prend: $S_t = 10 \text{ cm}$

$$L = 2 \times h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$$

• **Zone courante :**

$$S'_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow S'_t \leq \frac{40}{2} \rightarrow S'_t \leq 20 \rightarrow \text{on prend : } S'_t = 20 \text{ cm}$$

III .4.5 Schéma de ferrailage :

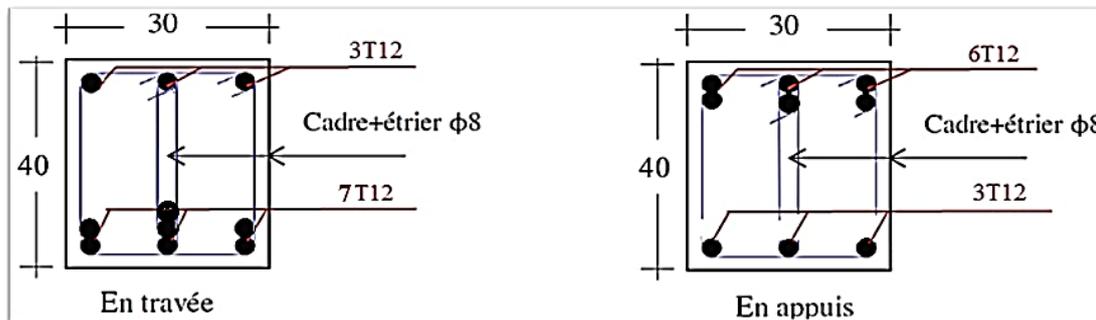


Figure III. 24 : Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.5 Etude de l'acrotère :

L'acrotère sera dimensionné comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse inaccessible, conçue pour une bande de 1 mètre de largeur, soumise à une flexion composée ; la fissuration est considérée comme préjudiciable.

Son rôle comprend :

- Empêcher l'écoulement de l'eau.
- Offrir un aspect esthétique.
- Assurer la protection des personnes.

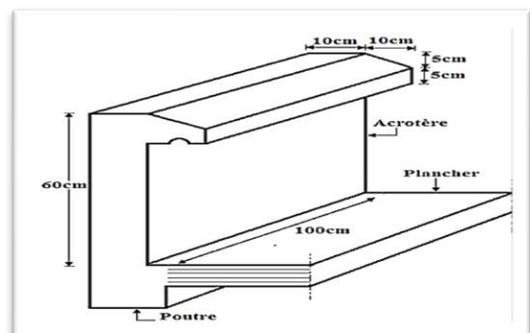


Figure III.25 : Schéma de l'acrotère. [5]

III.5.1 Evaluation des charges :

➤ **Charge permanente :**

$$G = \gamma_s \times S \times 1$$

Avec :

γ_s : Poids volumique du béton

S : Surface de l'acrotère

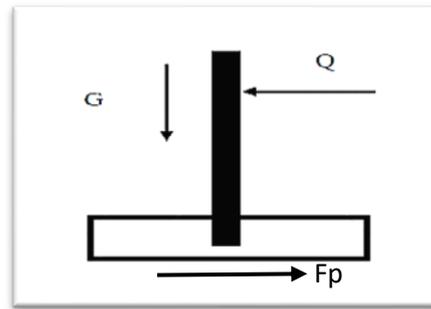


Figure III.26 : Schéma statique de l'acrotère. [5]

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

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

➤ **Charge d'exploitation :**

La charge due à la main courante de personne est supposée : $Q = 1 \text{ kN/ml}$;

➤ **Force sismique :**

D'après le R.P.A 99 V2003 :

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

Avec :

F_p : Force horizontale ;

A : Coefficient d'accélération de la zone : $A = 0,10$ (zone I) ;

C_p : Facteur de force horizontale : $C_p = 0,8$;

W_p : Poids propre de l'acrotère: G (KN) ;

$$F_p = (4 \times 0,1 \times 0,8 \times 1,6875) \rightarrow F_p = 0,54 \text{ KN/ml}$$

Tableau III.8 : Les charges de l'acrotère

Acrotère	G (KN/ml)	1,6875
	Q (KN/ml)	1
	F_p (KN/ml)	0,54

$F_p < Q \rightarrow$ On doit faire le calcul à l'ELU et l'ELS

III.5.2 Calcul des sollicitations :

- **ELU :**

$$1,35 \times G + 1,5 \times Q$$

Moment fléchissant :

$$M_u = 1,35 M_G + 1,5 M_Q \quad \rightarrow \quad M_u = 1,5 \times Q \times l$$

$$M_u = 1,5 \times 1 \times 0,6 \quad \rightarrow \quad M_u = 0,9 \text{ KN.ml}$$

Effort normal :

$$N_u = 1,35 \times G \quad \rightarrow \quad N_u = 1,35 \times 1,6875 \quad \rightarrow \quad N_u = 2,2781 \text{ KN/ml}$$

Effort tranchant :

$$V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 \quad \rightarrow \quad V_u = 1,5 \text{ KN/ml}$$

- **ELS :**

$$G + Q$$

Moment fléchissant :

$$M_s = M_G + M_Q \quad \rightarrow \quad M_s = Q \times l$$

$$M_s = 1 \times 0,6 \quad \rightarrow \quad M_s = 0,6 \text{ KN.ml}$$

Effort normal :

$$N_s = G \quad \rightarrow \quad N_s = 1,6875 \text{ KN/ml}$$

Effort tranchant :

$$V_s = Q \quad \rightarrow \quad V_s = 1 \text{ KN/ml}$$

Tableau III.9 : Calcul des sollicitations

	M (KN/ml)	N (KN.m/ml)	V (KN/ml)
ELU	0,9	2,2781	1,5
ELS	0,6	1,6875	1

III.5.3 Calcul d'excentricité :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{M_u}{N_u} \quad \rightarrow \quad e = \frac{0,9}{2,2781} \quad \rightarrow \quad e = 0,395 \text{ m} \\ \frac{h}{6} = \frac{10}{6} \quad \rightarrow \quad \frac{h}{6} = 1,6 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \rightarrow \quad 0,395 > 0,016 \text{ m}$$

Par conséquent, la section est partiellement comprimée, et le centre de pression est situé à l'extérieur du noyau central.

III.5.4 Ferrailage de l'acrotère :

- ELU :

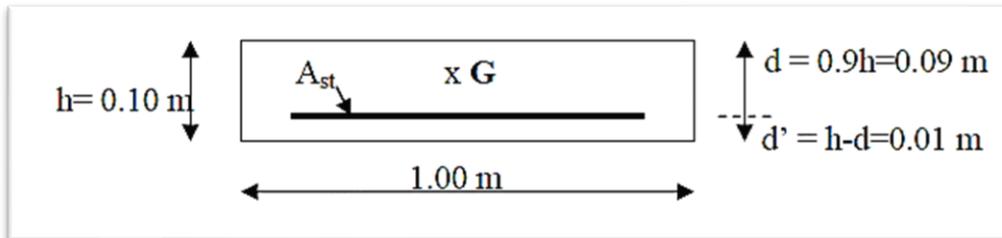


Figure III.27 : Section de calcul de ferrailage d'acrotère. [5]

d : Distance séparant la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures ;

d' : Distance entre les armatures inférieures et la fibre la plus tendue.

❖ Moment de flexion fictif (M_a) :

$$e_a = e + \left(d - \frac{h}{2}\right) \rightarrow e_a = 0,39 + \left(0,09 - \frac{0,1}{2}\right) \rightarrow e_a = 0,43 \text{ m}$$

$$M_a = N_u \times e_a \rightarrow M_a = 2,2781 \times 0,43 \rightarrow M_a = 0,979 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} \rightarrow \mu_u = \frac{0,000979}{1 \times 8,1 \times 10^{-3} \times 14,17} \rightarrow \mu_u = 0,0085$$

$$\mu_u = 0,0085 < \mu_R = 0,392 \rightarrow \text{Une section à simple armature } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0085}) \rightarrow \alpha = 0,010$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) \rightarrow z = 0,09 \times (1 - 0,4 \times 0,010) \rightarrow z = 0,089 \text{ m}$$

$$A_{st} \geq \frac{1}{\sigma_{st}} \times \left(\frac{M_a}{z} - N_u\right) \rightarrow A_{st} \geq \frac{1}{347,826} \times \left(\frac{0,000979}{0,089} - 2,2781 \times 10^{-3}\right)$$

$$A_{st} = 2,50 \times 10^{-5} \text{ m}^2 \rightarrow A_{st} = 0,25 \text{ cm}^2 \text{ (Faible section)}$$

Donc : A_{st} est pris selon la formule de non fragilité

➤ Formule de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 1 \times 0,09 \times 2,1}{400} \rightarrow A_{min} = 1,08 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \rightarrow A_{min} = 1,08 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_{st} = 3T8 = 1,51 \text{ cm}^2$

➤ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} \rightarrow A_r = \frac{1,51}{4} \rightarrow A_r = 0,37 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_r = 4T6 = 1,13 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement maximal :**

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

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

$$S_t = 30 \text{ cm}$$

• **ELS :**

$$e = \frac{M_s}{N_s} \rightarrow e = \frac{0,6}{1,6875} \rightarrow e = 0,35 \text{ m}$$

$$e \geq \frac{h}{6} \rightarrow e = \frac{0,1}{6} \rightarrow 0,35 > 0,016 \text{ m}$$

$$x = \frac{h}{2} + e_1 - e \rightarrow x = \frac{0,1}{2} + e_1 - 0,35$$

$$e_1 + p \times e_1 + q = 0$$

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

$$p = -3 \times \left(0,35 - \frac{0,1}{2}\right)^2 + \frac{6 \times 15 \times 1,51 \times 10^{-4}}{1} \times \left(0,35 - \frac{0,1}{2} + 0,09\right) \rightarrow p = -0,267 \text{ m}^2$$

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

$$q = 2 \times \left(0,35 - \frac{0,1}{2}\right)^3 - \frac{6 \times 15 \times 1,51 \times 10^{-4}}{1} \times \left(0,35 - \frac{0,1}{2} + 0,09\right)^2 \rightarrow q = 0,051 \text{ m}^2$$

❖ **Méthode des interactions successives :**

$$e_1 = \sqrt[3]{(-p \times e_1 - q)} \rightarrow \text{On prend la valeur de : } e_1 = 1 \text{ m}$$

$$e_1 = \sqrt[3]{(0,267 \times 1 - 0,051)} \rightarrow e_1 = 0,574 \text{ m}$$

e_1 choisi	e_1 trouvé
1	0,6
0,6	0,477
0,477	0,424
0,424	0,396
0,396	0,379
0,379	0,368
0,368	0,361
0,361	0,356
0,356	0,353
0,353	0,351
0,351	0,349
0,349	0,348
0,348	0,347
0,347	0,346
0,346	0,345
0,345	0,345

Donc on prend : $e_1 = 0,345 \text{ m}$

$$x = \frac{h}{2} + e_1 - e \rightarrow x = \frac{0,1}{2} + 0,345 - 0,35 \rightarrow x = 0,045 \text{ m}$$

$$S = \frac{b \times x^2}{2} - n \times A_{st} \times (d - x) \rightarrow S = \frac{1 \times 0,045^2}{2} - 15 \times 0,000151 \times (0,09 - 0,045) \rightarrow S = 9,10 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

❖ **Vérification des contraintes :**

- **Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \times X}{S} \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{1,6875 \times 10^{-3} \times 0,045}{9,10 \times 10^{-4}} \rightarrow \sigma_{bc} = 0,083 \text{ MPa}$$

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

• **Acier :**

Pour des fissurations préjudiciables :

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

$$\sigma_{st} = \frac{n \times N_s \times (d - x)}{S}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 1,6875 \times 10^{-3} \times (0,09 - 0,045)}{9,10 \times 10^{-4}} \rightarrow \sigma_{st} = 1,25 MPa$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 0,083 \leq 15 \dots \dots \dots (C.V) \\ 1,25 \leq 201,63 \dots \dots \dots (C.V) \end{cases}$$

❖ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \rightarrow \tau_u = \frac{1,5 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,09} \rightarrow \tau_u = 0,16 MPa$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 MPa \right) \rightarrow \tau_u = \min \left(\frac{0,2 \times 25}{1,5} ; 5 MPa \right)$$

$$\overline{\tau}_u = 3,33 MPa$$

$$\tau_u = 0,16 MPa < \overline{\tau}_u = 3,33 MPa \dots \dots \dots (C.V)$$

III .5.5 Schéma de ferrailage

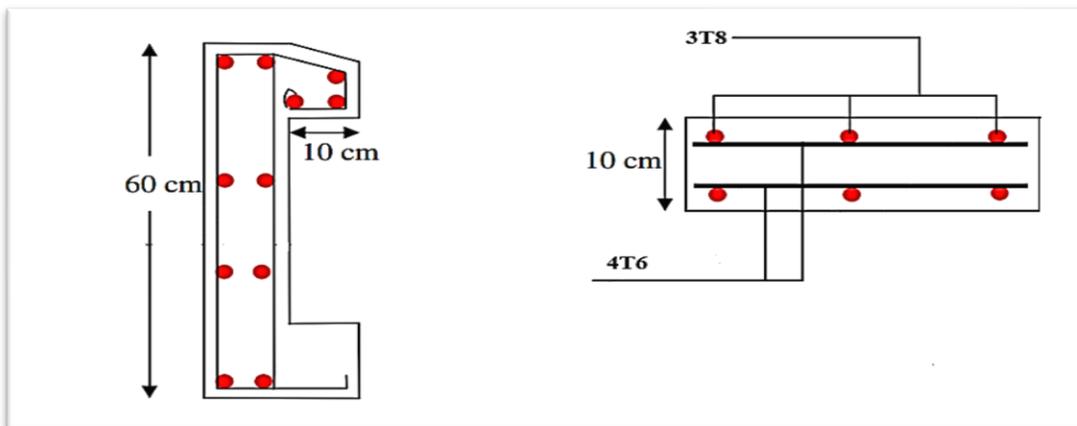


Figure III.28 : Ferrailage de l'acrotère. [7]

III.6 Etude des balcons (dalle pleine) :

Le balcon supporte deux types de charges : une charge répartie résultant de son poids propre et de charge d'exploitation, ainsi qu'une charge concentrée provenant du mur en maçonnerie.

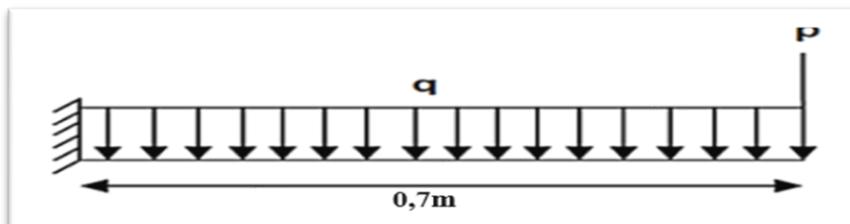


Figure III.29 : Schéma statique du balcon (Type 1)

On a :

$$L = 0,7 \text{ m} \quad \text{et} \quad e = 15 \text{ cm}$$

III.6.1 Charges et surcharges supportées par le balcon :

❖ Poids propre et charge d'exploitation :

Tableau III.10 : Charges et surcharges supportées par le balcon.

G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	qu (KN/ml) (1,35G + 1,5Q) × 1ml	qs (KN/ml) (G + Q) × 1ml
5,31	3,5	12,41	8,81

❖ Mur de simple cloison :

$$G_{mur} = 1,62 \text{ KN/m}^2$$

$$P = G_{mur} \times h_{mur} \times 1 \text{ ml}$$

$$P = 1,62 \times 1,1 \times 1 = 1,782 \text{ KN}$$

P : Charge de la maçonnerie (force ponctuelle)

- ELU :

$$P_u = 1,35 \times P \rightarrow P_u = 1,35 \times 1,782 \rightarrow P_u = 2,406 \text{ KN}$$

- ELS :

$$P_s = P \rightarrow P_s = 1,782 \text{ KN}$$

Tableau III.11 : charge de la maçonnerie.

Gmur (KN/m ²)	Hauteur (m)	Pu (KN/ml)	Ps (KN/ml)
1,62	1,1	2,406	1,782

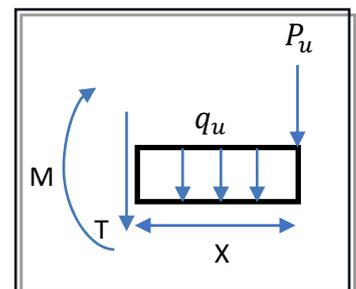
III.6.2 Moments fléchissant et efforts tranchants :

- ELU :

✓ Travée : $0 \leq x \leq 0,7 \text{ m}$

$$M_u = -P_u \times x - q_u \times \frac{x^2}{2} \rightarrow M_u = -2,406 \times x - 12,41 \times \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M_u(0) = 0 \\ M_u(0,7) = -4,72 \text{ KN.m} \end{cases}$$



$$T(x) = -P_u - q_u \times x \rightarrow T(x) = -2,406 - 12,41 \times x$$

$$\begin{cases} T(0) = -2,406 \\ T(0,7) = -11,09 \text{ KN.m} \end{cases}$$

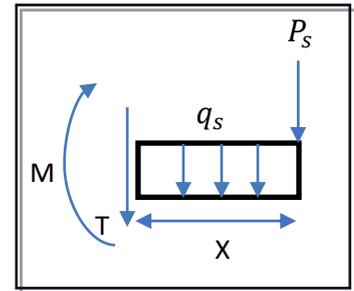
$$T(x) = 0 \rightarrow -2,406 - 12,41 \times x = 0 \rightarrow x = -\frac{2,406}{12,41} \rightarrow x = -0,19 \text{ m} \notin [0; 0,7]$$

• **ELS :**

✓ Travée : $0 \leq x \leq 0,7 \text{ m}$

$$M_s = -P_s \times x - q_s \times \frac{x^2}{2} \rightarrow M_s = -1,782 \times x - 8,81 \times \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M_s(0) = 0 \\ M_s(0,7) = -3,40 \text{ KN.m} \end{cases}$$



$$T(x) = -P_s - q_s \times x \rightarrow T(x) = -1,782 - 8,81 \times x$$

$$\begin{cases} T(0) = -1,782 \\ T(0,7) = -7,94 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = 0 \rightarrow -1,782 - 8,81 \times x = 0 \rightarrow x = -\frac{1,782}{8,81} \rightarrow x = -0,20 \text{ m} \notin [0; 0,7]$$

III.6.3 Calcul de ferrailage :

Les balcons sont soumis à une flexion simple, générant un moment fléchissant. Afin de déterminer les sections des armatures longitudinales, nous devons effectuer des calculs appropriés.

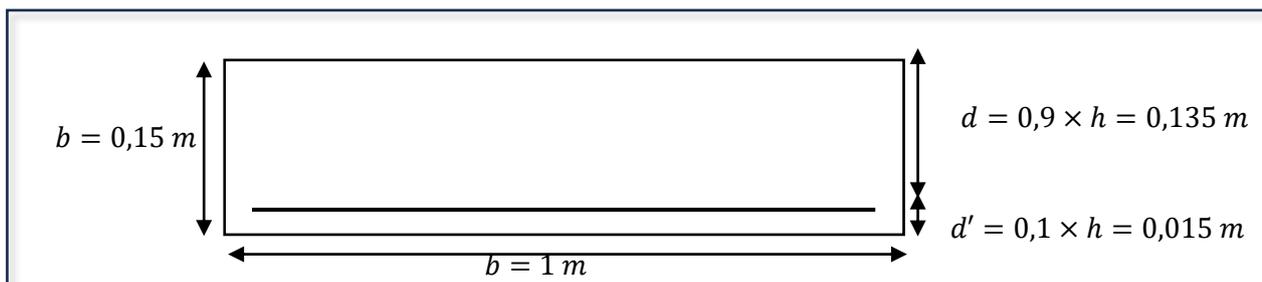


Figure III.30 : Section de calcul de ferrailage de balcon

• **ELU :**

On a :

$$M_{u \max} = 4,72 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{u \max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} \rightarrow \mu_u = \frac{4,72 \times 10^{-3}}{1 \times 0,018 \times 14,17} \rightarrow \mu_u = 0,018$$

$\mu_u = 0,018 < \mu_R = 0,392 \rightarrow$ Une section à simple armature $A_{sc} = 0$

$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,018}) \rightarrow \alpha = 0,02$

$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) \rightarrow z = 0,135 \times (1 - 0,4 \times 0,022) \rightarrow z = 0,13 \text{ m}$

$A_{st} \geq \frac{M_{u \max}}{z \times \sigma_{st}} \rightarrow A_{st} = \frac{4,72 \times 10^{-3}}{0,13 \times 347,82} \rightarrow A_{st} = 1,04 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \rightarrow A_{st} = 1,04 \text{ cm}^2$

Choix : $A_{st} = T10 = 3,14 \text{ cm}^2$

D'après le R.P.A :

$$A_{st \min} = 0,5\% \times b \times h$$

$A_{st \min} = 0,005 \times 1 \times 0,15 \rightarrow A_{st \min} = 7,5 \text{ cm}^2$

On a : $A_{st \min} > A_{st}$

Donc on augmente : $A_{st} = 7T12 = 7,92 \text{ cm}^2$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$A_{\min} = \frac{0,23 \times 1 \times 0,135 \times 2,1}{400} \rightarrow A_{\min} = 1,63 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \rightarrow A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$

$A_{st} > 1,63 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots (C.V)$

➤ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} \rightarrow A_r = \frac{7,92}{4} \rightarrow A_r = 1,98 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_r = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement maximal :**

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

$S_t \leq \min(3 \times 15, 33) \text{ cm} \rightarrow S_t \leq \min(45; 33) \text{ cm} \rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}$

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

• **ELS :**

Simple armature → $A_{sc} = 0$

$$X = n \times \frac{A_{st} + A_{sc}}{b} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times d \times A_{st} + d' \times A_{sc}}{n \times (A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$X = 15 \times \frac{7,92 \times 10^{-4}}{1} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 1 \times 0,135 \times 7,92 \times 10^{-4}}{15 \times (7,92 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right) \rightarrow X = 0,045 \text{ m} \rightarrow X = 4,5 \text{ cm}$$

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

$$I = 1 \times \frac{0,045^3}{3} + 15 \times 7,92 \times 10^{-4} \times (0,135 - 0,045)^2 \rightarrow I = 1,26 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

❖ **Vérification des contraintes :**

• **Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I} \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{3,4 \times 10^{-3} \times 0,045}{1,26 \times 10^{-4}} \rightarrow \sigma_{bc} = 1,21 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

• **Acier :**

Pour des fissurations préjudiciables :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) \rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s \times (d - X)}{I}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 3,4 \times 10^{-3} \times (0,135 - 0,045)}{1,26 \times 10^{-4}} \rightarrow \sigma_{st} = 36,42 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 1,21 \leq 15 \dots \dots \dots (C.V) \\ 36,42 \leq 201,63 \dots \dots \dots (C.V) \end{cases}$$

❖ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d} \rightarrow \tau_u = \frac{11,09 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} \rightarrow \tau_u = 0,08 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \rightarrow \tau_u = \min \left(\frac{0,2 \times 25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,08 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots (C.V)$$

❖ Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0,15}{1,6} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,093 > 0,062 \dots \dots \dots (C.V) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_s}{10 \times M_u} \rightarrow \frac{0,15}{1,6} \geq \frac{M_s}{10 \times M_u} \rightarrow 0,093 \geq \frac{3,4}{10 \times 4,72} \rightarrow 0,072 > 0,071 \dots \dots \dots (C.V) \\ \frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{7,92 \times 10^{-4}}{1 \times 0,135} \leq \frac{4,2}{400} \rightarrow 5,86 \times 10^{-3} < 1,05 \times 10^{-2} \dots \dots \dots (C.V) \end{array} \right.$$

Tableau III.12 : Récapitulation du ferrailage de balcon (dalle pleine)

Armature longitudinal (cm ² /ml)		Armature de répartition (cm ² /ml)	
Ast calculé	Ast choisi	Ar calculé	Ar choisi
1,04	7T12 = 7,92	1,98	4T10 = 3,14

III.6.4 Schéma de ferrailage de balcon :

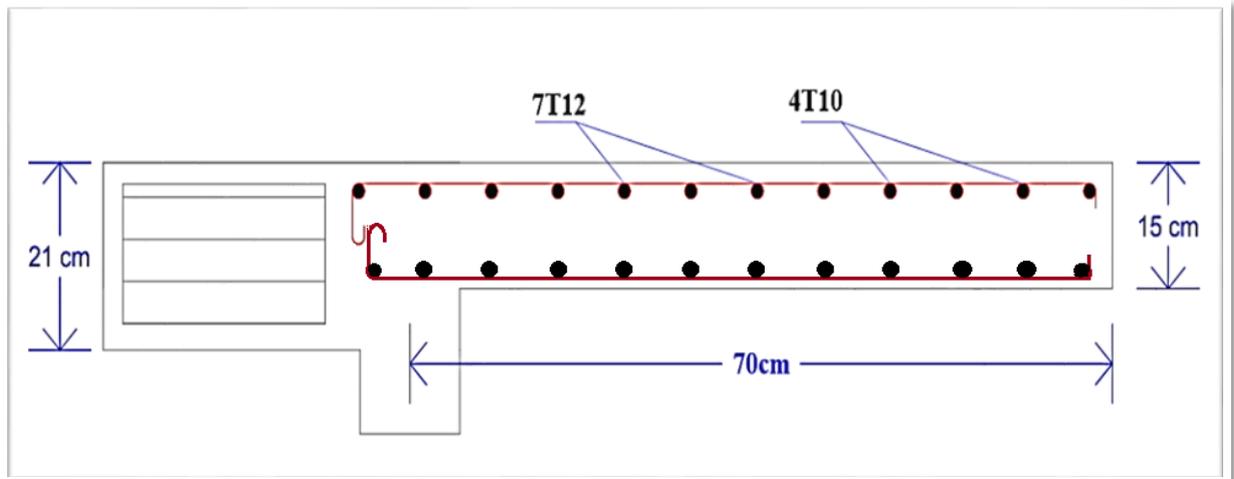


Figure III.31 : Schéma de ferrailage de balcon

III.7 Etude de l'ascenseur :

III.7.1 Définition :

Un ascenseur est un mécanisme mobile qui assure le déplacement vertical des personnes (et des objets) entre les différents niveaux d'un bâtiment. Ses dimensions, sa construction et son contrôle en temps réel garantissent un accès sécurisé aux utilisateurs. Habituellement installé dans une cage d'ascenseur, une trémie verticale fermée à l'intérieur du bâtiment, l'ascenseur est composé de trois éléments principaux : la cabine, conçue pour transporter les personnes ou les charges ; le treuil de levage avec la poulie ; et le contrepoids.

III.7.2 Etude de l'ascenseur :

Selon la norme française NF-P82-209, les ascenseurs sont répartis en cinq classes, dont la classe I regroupe les ascenseurs principalement destinés au transport des personnes, communément appelés ascenseurs. Les dimensions de la cabine sont définies dans la norme, notamment dans la constitution des ascenseurs et monte-charge (P58/59).

Ainsi, la norme NF-P82-208 propose plusieurs types de cabines en fonction de la charge à transporter. Pour un immeuble à usage d'habitation, il est recommandé d'installer un ascenseur pouvant accueillir 8 personnes.

Dont la charge maximale est d'environ 600 daN, donc; les dimensions sont :

-Largeur de la cabine :	$L_c = 1.10\text{m}$
-Profondeur de la cabine :	$P_c = 1.40\text{m}$
-Largeur de la gaine :	$L_G = 1.60\text{m}$
-Profondeur de la gaine :	$P_G = 1.95\text{m}$
-Hauteur de la cabine :	$H_c = 2.20\text{m}$
-Largeur du passage libre :	$L_p = 0.80\text{m}$
-Hauteur du passage libre :	$H_p = 2.00\text{m}$
-Epaisseur de voile :	$e = 15\text{cm}$
-Hauteur de course :	$C = 31.56\text{ m}$

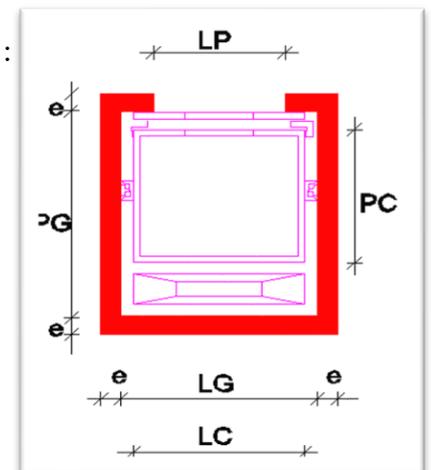


Figure III.32 : Dimensions de l'ascenseur

- **Remarque :**

Les dimensions de l'ascenseur sont déterminées en tenant compte de la protection contre le feu et le bruit. À cet effet, l'épaisseur de la dalle machine est fixée à 15 cm. De plus, la gaine d'ascenseur est conçue pour une vitesse supérieure à 1 m/s

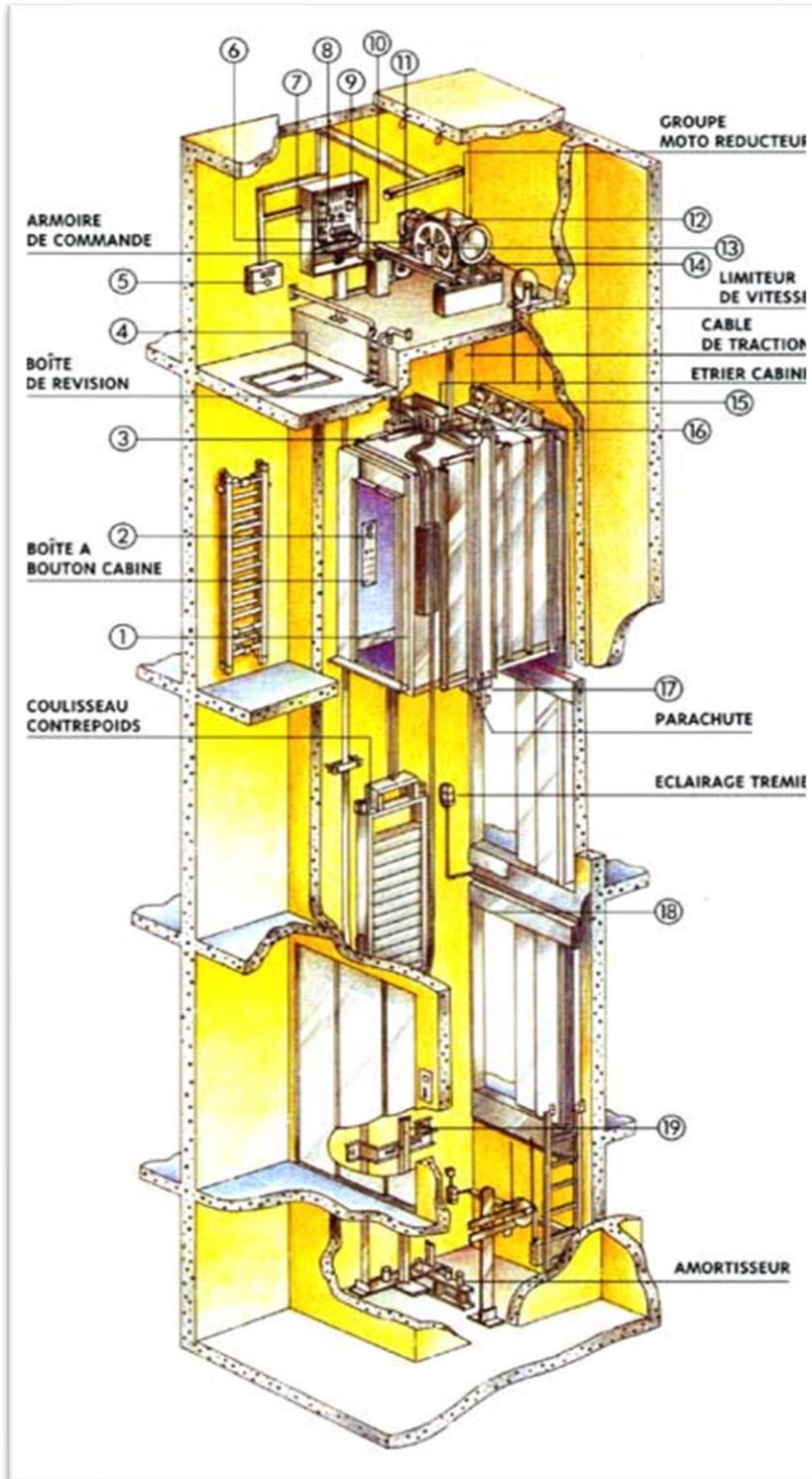


Figure III.33 : Ascenseur électrique

III.7.3 Descente de charges :

❖ Surcharge d'exploitation :

$Q = 600 \text{ daN}$ (08 personnes)

❖ **Charges permanentes :**

✓ **Masse de la cabine :** est composé de la somme des masses suivantes :

• **Masse des côtés :**

La masse de la surface des côtés, augmentée de 10% à raison de 11.5 daN/m² :

$$S_1 = (L_C + 2 \cdot P_C) \cdot H_C = (1.10 + 2 \times 1.40) \times 2.20 = 8.58 \text{ m}^2$$

$$M_1 = (11.5 + 0.1 \times 11.5) \times 8.58 = 108.54 \text{ daN}$$

• **Masse du plancher :**

La masse du plancher à raison de 70 daN/m² pour appareils de 300 à 600daN de charge :

$$S_2 = L_C \cdot P_C = 1.10 \times 1.40 = 1.54 \text{ m}^2$$

$$M_2 = 70 \times 1.54 = 107.8 \text{ daN}$$

• **Masse du toit :**

La masse du toit a raison de 20 daN/m² :

$$S_3 = L_C \cdot P_C = 1.10 \times 1.40 = 1.54 \text{ m}^2$$

$$M_3 = 20 \times 1.54 = 30.8 \text{ daN}$$

• **Masse de l'arcade :**

La masse de l'arcade à raison de partie fixe de 60 daN plus 60 daN/m de largeur de cabine de 300 daN à 600 daN de charge :

$$M_4 = 60 + (60 \times 1.10) = 126 \text{ daN}$$

• **Masse de La porte de la cabine :**

Partie fixe de 80 daN plus 25 daN/m² de surface de porte

$$M_5 = 80 + (25 \times 0.8 \times 2) = 120 \text{ daN}$$

• **Masse du parachute :**

Parachute à prise amortie $\Rightarrow M_6 = 100 \text{ daN}$

• **Masse des accessoires :**

$$M_7 = 80 \text{ daN}$$

• **Masse des poulies de mouflage :**

Deux poulies supplémentaires $\Rightarrow M_8 = 30 \times 2 = 60 \text{ daN}$

Donc le poids mort est égal à :

$$P_T = \sum M_i = 108.54 + 107.80 + 30.8 + 126 + 120 + 100 + 80 + 60 = 733.14 \text{ daN}$$

✓ **Masse du contre poids :**

$$M_p = P_T + \frac{Q}{2} = 733.14 + \frac{600}{2} = 1033.14 \text{ daN}$$

✓ **Masse du câble :**

Détermination du diamètre du câble, d'après la norme **NF 82-210** C_s doit être pour cet appareil au minimum égal à 12 et le rapport D/d au minimum égal à 40 et aussi selon abaque de détermination de suspentes.

$$\left\{ \begin{array}{l} D/d = 40 \Rightarrow d = D/40 = 500/40 \Rightarrow d = 12.5 \text{ mm.} \\ C_s = 13 \end{array} \right.$$

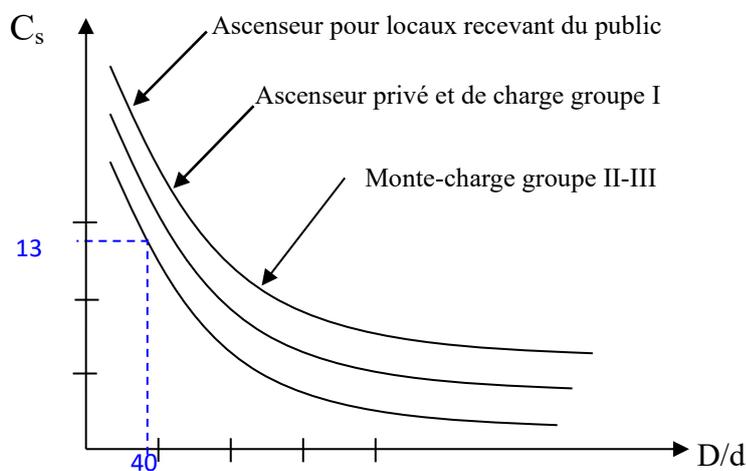


Figure III.34 : Abaque de détermination de suspentes.

D : Diamètre de la poulie de mouflage pris entre 400 et 800 mm

d : Diamètre du câble

C_s : Coefficient de sécurité (abaque de détermination des suspentes)

$$C_s = \frac{C_r}{M} \Rightarrow C_r = C_s \cdot M$$

M : Egal à la somme de la charge utile Q , poids mort P et la masse des câbles qui est considérée comme négligeable par rapport aux deux autres.

- C_r : Charge de rupture effective.

$$C_r = C_s \cdot M \Rightarrow C_r = 13 \times (600 + 733.14) \Rightarrow C_r = 17330.82 \text{ daN}$$

Pour obtenir la charge de rupture minimale nécessaire C_m , il convient de faire intervenir le coefficient de câblage qui est égal à 0.85 donc:

$$C_m = \frac{C_r}{0.85} \Rightarrow C_m = \frac{17330.82}{0.85} = 20389.20 \text{ daN}$$

C_m Égal aussi :

$$C_m = C_r(\text{cable}) \cdot n \cdot m$$

Avec :

m : Type de mouflage ;

n : Nombre de câble et

C_r (câble) : Charge de rupture par câble en fonction du diamètre.

d = 12.5 mm $\Rightarrow C_r$ (cable) = 8152 daN (voir tableau suivant) :

Tableau III.13 : caractéristiques des câbles

Diamètre des câbles [mm]	Diamètres des fils [mm]	Section [mm ²]	Masse linéaire M_L [daN/m]	Charge admissible totale C_r [daN]
7.87	0.5	21.05	0.203	3223
9.48	0.6	30.26	0.293	4650
11.00	0.7	41.27	0.396	6232
12.6	0.8	53.34	0.515	8152
14.2	0.9	67.98	0.656	10805
15.5	1.0	83.84	0.810	12830

$$n = \frac{20389.2}{2 \times 8152} \Rightarrow n = 1.25 \quad \text{On prend : } n = 2 \text{ câbles.}$$

Masse totale des câbles M_c :

$$M_c = M_L \cdot n \cdot C$$

Avec :

M_L : Masse linéaire du diamètre d'un seul câble d = 12.5mm $\xrightarrow{\text{tableau}}$ $M_L = 0.515 \text{ daN/m}_L$ et

C : Course du câble (hauteur du course) $\Rightarrow C = 31.56\text{m}$.

$$M_c = 0.515 \times 2 \times 31.56 = 32.5 \text{ daN.}$$

✓ **Masse du treuil :**

$$M_g = 1200 \text{ daN}$$

• **Résumé :**

- Poids mort = 733.14 daN
- Masse du câble = 32.5 daN
- Masse du contre poids = 1033.14 daN
- Treuil en haut + moteur = 1200 daN
- $G = 2998.78 \text{ daN}$

❖ **Combinaisons fondamentales :**

• **ELU:**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 2998.78 + 1.5 \times 600 = 4948.35 \text{ daN.}$$

• **ELS:**

$$q_{\text{ser}} = G + Q = 2998.78 + 600 = 3598.78 \text{ daN.}$$

• **Etude du plancher :**

❖ **Vérification de poinçonnement :**

Pour chacun des quatre appuis :

$$q_a^u = \frac{q_u}{4} \Rightarrow q_a^u = 1236.73 \text{ daN}$$

$$q_a^{\text{ser}} = \frac{q_{\text{ser}}}{4} \Rightarrow q_a^{\text{ser}} = 899.43 \text{ daN}$$

D'après l'article A.5.2.4 du B.A.E.L.91:

$$\text{Si : } q_a^u \leq \frac{0.045 \times U_c \times f_{c28} \times h}{\gamma_b} \Rightarrow \text{: les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$$

Avec :

q_a^u : Charge ultime pour chaque appui;

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen;

h : Epaisseur de la dalle égal à 15cm;

U, V : Représentent les côtes du rectangle ($U//L_x$ et $V//L_y$)

sur lequel la charge Q_u s'applique.

La surface impact ($a \times b$) est de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$

$$U = a + 2 \cdot \frac{h}{2} = 10 + 2 \times \frac{15}{2} \Rightarrow U = 25 \text{ cm.}$$

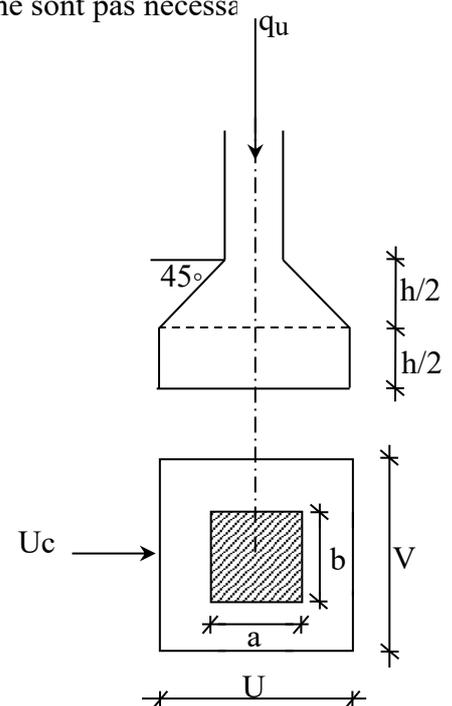


Figure III.35: Schéma de la surface d'impact

$$V = b + 2 \cdot \frac{h}{2} = 10 + 2 \times \frac{15}{2} \Rightarrow V = 25\text{cm.}$$

Donc :

$$U_c = 2 \times [U+V] \Rightarrow U_c = 100\text{cm.}$$

$$q_a^u = 12367.3\text{N} < \frac{0.045 \times 1000 \times 20 \times 150}{1.5} = 90000\text{N} \dots\dots\dots C.V$$

❖ **Calcul des sollicitations :**

L'étude des dalles soumises à des charges localisées sera fait à l'aide des abaques de **PIGEAUT** et en plaçant les charges au centre ; leur moments seront par mètre linéaire.

$$\begin{cases} M_x = q_a \times (M_1 + v.M_2) \text{ et} \\ M_y = q_a \times (M_2 + v.M_1). \end{cases}$$

Avec :

v : Coefficient de poisson.

M₁, M₂ : Sans dimensions, sont donnés à partir des rapports U/L_x et V/L_y dans les abaques

suivants : $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

• **ELU :**

$$M_x^u = q_a^u \times M_1$$

$$M_y^u = q_a^u \times M_2$$

• **ELS :**

$$M_x^{ser} = q_a^{ser} \times (M_1 + 0.2 \times M_2)$$

$$M_y^{ser} = q_a^{ser} \times (M_2 + 0.2 \times M_1)$$

La charge au m² sera :

$$\begin{cases} Q_a^u = \frac{q_a^u}{V \times U} = \frac{12367.3}{0.25^2} = 19787.68 \text{ daN/m}^2 \text{ et} \\ Q_a^{ser} = \frac{q_a^{ser}}{V \times U} = \frac{899.43}{0.25^2} = 14390.88 \text{ daN/m}^2. \end{cases}$$

❖ **Calcul des moments dus aux charges concentrées :**

Lorsque la charge n'est pas concentrique, on procède de la façon suivante :

Soit pour **Figure. III.36** une dalle de dimension ($L_x \times L_y$) soumise à une charge concentrique (A) répartie sur un rectangle ($U \times V$).

On divise la dalle en rectangles fictifs donnant les charges symétriques :

04 rectangles symétriques A ; 02 rectangles symétriques B ; 02 rectangles symétriques C et 01 rectangle au centre D.

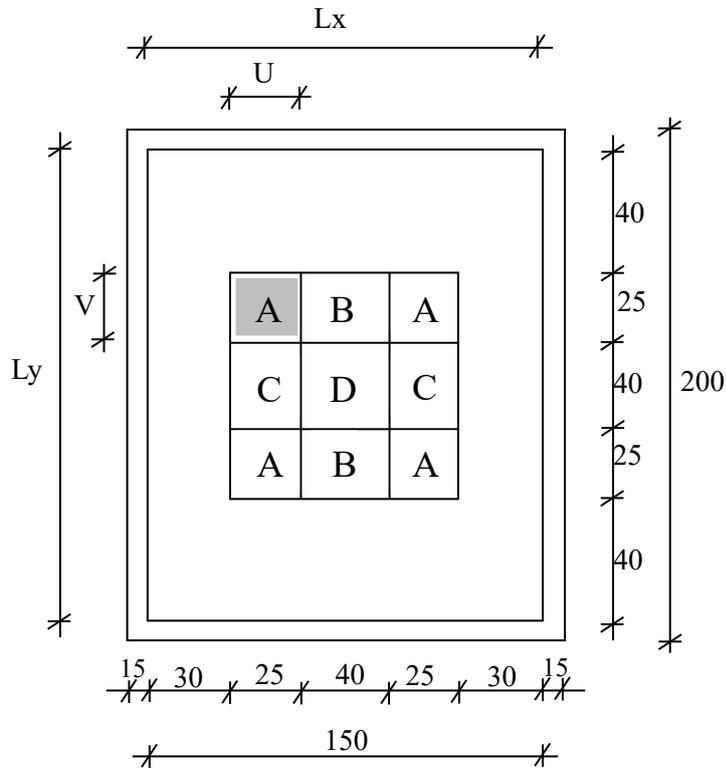
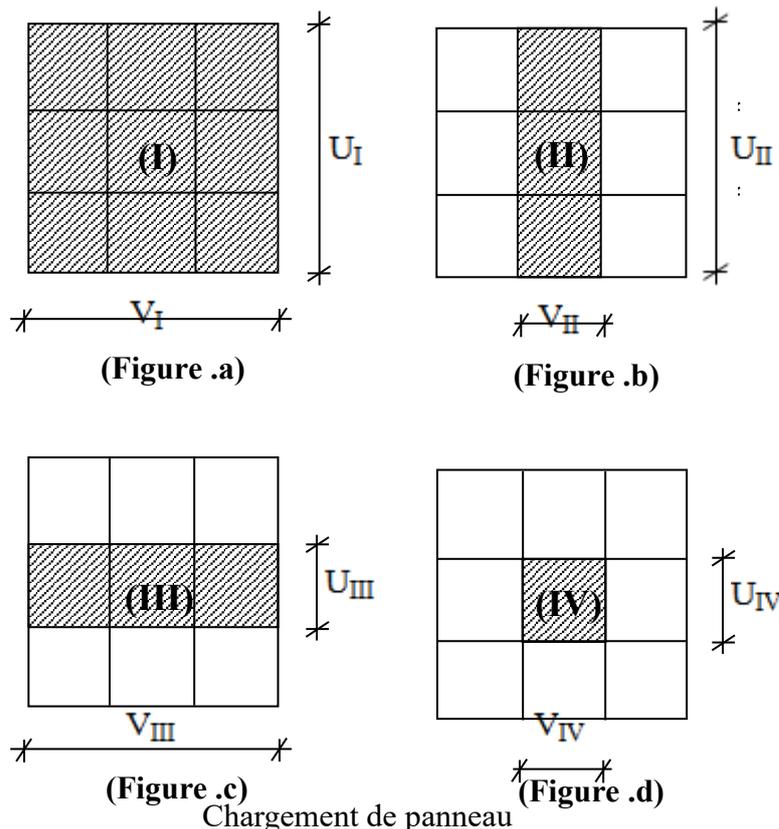


Figure III.36: Schéma de la dalle pleine d'ascenseur.

On divise la dalle en rectangle fictif donnant des charges symétriques comme suite :



Chargement de panneau

On cherche les moments produits par les rectangles :

$$I=4A+2B+2C+D \quad (\text{Figure a})$$

$$II=2B+D \quad (\text{Figure b})$$

$$III=2C+D \quad (\text{Figure c})$$

$$IV=D \quad (\text{Figure d})$$

Il est évident que les moments produits par la charge non concentrique A seront donnés par :

$$A = \frac{I - II - III + IV}{4}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.80}{2.0} = 0.90 > 0.4 \quad \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

Donc :

$$M_{x_c} = (M_{xI} - M_{xII} - M_{xIII} + M_{xIV})/4$$

$$M_{y_c} = (M_{yI} - M_{yII} - M_{yIII} + M_{yIV})/4$$

Avec :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2) \times q_u = (M_1 + \nu M_2) \times (4 \times Q_a) \Rightarrow M_x / 4 = (M_1 + \nu M_2) \times Q_a$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1) \times q_u = (M_2 + \nu M_1) \times (4 \times Q_a) \Rightarrow M_y / 4 = (M_2 + \nu M_1) \times Q_a$$

$$Q'_a = Q_a \times S$$

$$S = U \times V$$

Tableau III.14 : Tableau récapitulatif des résultats

	I	II	III	IV
U en [m]	0.90	0.9	0.40	0.40
V en [m]	0.90	0.40	0.90	0.40
S en [m ²]	0.81	0.36	0.36	0.16
U/L _x	0.60	0.60	0.27	0.27
V/L _y	0.53	0.23	0.53	0.23
M ₁	0.087	0.099	0.135	0.160
M ₂	0.071	0.096	0.100	0.140
Q _a ^u = Q _a ^u × S en [N]	160280.21	71235.65	71235.65	31660.29
Q _a ^{ser} = Q _a ^{ser} × S en [N]	116566.13	51807.17	51807.17	23025.41
M _X ^U en [N.m]	13944.38	7052.33	9616.81	5065.69
M _Y ^U en [N.m]	11379.89	6838.62	7123.56	4432.44
M _X ^{ser} en [N.m]	11796.50	6123.61	8030.11	4328.78
M _y ^{ser} en [N.m]	10304.44	5999.27	6579.51	3960.37
M _{XC} ^U en [N.m]	2340.90			
M _{YC} ^U en [N.m]	1850.15			
M _{XC} ^{ser} en [N.m]	1971.56			
M _{YC} ^{ser} en [N.m]	1686.03			

❖ **Descente des charges :**

Dalle machine : (e_p = 15cm) ⇒ G = 0.15 × 2500 = 375 daN/m²

La dalle n'est pas accessible, alors la surcharge d'exploitation Q = 100 daN/m²

• **Combinaison fondamentale :**

• **ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times 375 + 1.5 \times 100 = 656.25 \text{ daN/m}^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\bar{q}_u = q_u \times 1.00 = 656.25 \text{ daN/mL.}$$

• **ELS :**

$$q_{ser} = G + Q$$

$$q_{ser} = 375 + 100 = 475 \text{ daN/m}^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur

$$\bar{q}_s = q_s \times 1.00 = 475 \text{ daN/mL.}$$

❖ **Calcul des sollicitations :**

• **ELU :**

$$\begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times \bar{q}_u \times L_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x ; \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u & \text{Suivant la direction } L_y. \end{cases}$$

• **ELS :**

$$\begin{cases} M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times \bar{q}_{ser} \times L_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x ; \\ M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} & \text{Suivant la direction } L_y. \end{cases}$$

Avec : μ_x et $\mu_y = f(\rho, \nu)$

• Coefficient de poisson :

$$\begin{cases} \nu = 0 \Rightarrow \text{Etats limites ultimes (béton fissuré) et} \\ \nu = 0.2 \Rightarrow \text{Etats limites de service (béton non fissuré).} \end{cases}$$

❖ **Calcul des moments dus aux charges réparties :**

• **ELU :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.80}{2.00} = 0.90 \xrightarrow{\text{tableau}} \mu_x^u = 0.0456 \text{ et } \mu_y^u = 0.7834$$

$$M_x^u = \mu_x^u \times \bar{q}_u \times L_x^2 = 0.0456 \times 656.25 \times 1.80^2 = 96.96 \text{ daN.m}$$

$$M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u = 0.7834 \times 96.96 = 75.96 \text{ daN.m}$$

• **ELS :**

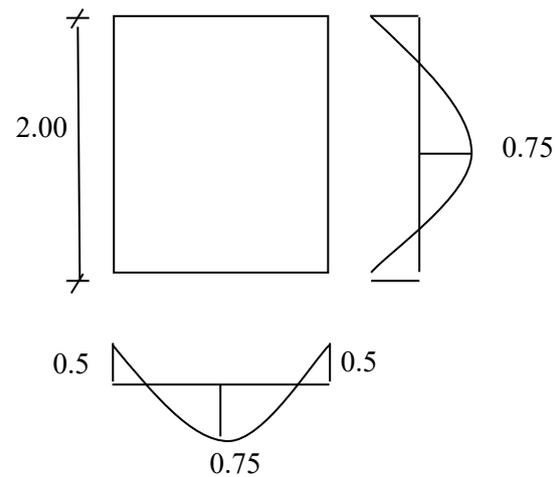


Figure. III.37: dimensions de panneau de dalle d'ascenseur

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.80}{2.00} = 0.90 \xrightarrow{\text{tableau}} \mu_x^{ser} = 0.0528 \text{ et } \mu_y^{ser} = 0.8502$$

$$M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times \bar{q}_{ser} \times L_x^2 = 0.0528 \times 475 \times 1.8^2 = 81.26 \text{ daN.m}$$

$$M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} = 81.26 \times 0.8502 = 69.09 \text{ daN.m}$$

❖ **Moments totaux sollicitant la dalle machine :**

Ce sont les moments dus aux charges concentrées et les moments dus aux charges réparties :

• **ELU :**

$$M_{xt}^u = (M_{xc}^u + M_x^u) = (2340.90 + 969.6) \Rightarrow M_{xt}^u = 3309.6 \text{ N}$$

$$M_{yt}^u = (M_{yc}^u + M_y^u) = (1850.15 + 759.6) \Rightarrow M_{yt}^u = 2609.75 \text{ N}$$

• **ELS :**

$$M_{xt}^{ser} = (M_{xc}^{ser} + M_x^{ser}) = (1971.56 + 812.6) \Rightarrow M_{xt}^{ser} = 2784.16 \text{ N}$$

$$M_{yt}^{ser} = (M_{yc}^{ser} + M_y^{ser}) = (1686.03 + 690.9) \Rightarrow M_{yt}^{ser} = 2376.93 \text{ N}$$

- Moment max en travée : $M_t = 0.75 \times M_{xt}$ et
- Moment max en appuis : $M_a = -0.5 \times M_{xt}$

Tableau III.15 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales

Moments Panneau	M_{tx}^u	M_{tx}^{ser}	M_{ax}^u	M_{ax}^{ser}	M_{ty}^u	M_{ty}^{ser}	M_{ay}^u	M_{ay}^{ser}
	[daN.m]	[daN.m]	[daN.m]	[daN.m]	[daN.m]	[daN.m]	[daN.m]	[daN.m]
(1)	248.22	208.81	-165.48	-139.2	195.73	178.27	-130.49	-118.85

III.7.4 Calcul du ferrailage de la dalle pleine :

❖ **Sens X-X :**

✓ En travées :

• **ELU :**

$$M_{tx}^u = 248.22 \text{ daN.m}$$

• **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{2482.2}{11.33 \times 100 \times (13.5)^2} = 0.012$$

$$\mu = 0.012 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas.}$$

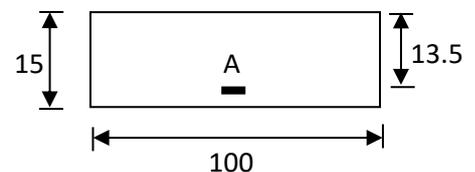


Figure. III.38 : Section de calcul en travée

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.151$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.939$$

• **Détermination des armatures :**

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{2482.2}{348 \times 0.939 \times 13.5} = 0.56 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

• **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

• Choix des armatures :

$$4\text{T}10/\text{m}_L \longrightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2.$$

$$(\text{T}10 \longrightarrow e = 25\text{cm}).$$

• **ELS :**

$$M_{tx}^{\text{ser}} = 208.81 \text{ daN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} - \text{ Flexion simple} \\ - \text{ Section rectangulaire sans } A' \\ - \text{ Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12\text{MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{\text{ser}}} = \frac{248.22}{208.81} = 1.19$$

$$\frac{1.19 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.295 > \alpha = 0.151$$

$$\left. \begin{array}{l} \checkmark \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12\text{MPa} \\ \checkmark \text{ Fissuration peu nuisible} \\ \text{(Aucune vérification pour } (\sigma_s)) \end{array} \right\} \Rightarrow \text{ les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$

✓ En appuis :

• **ELU :**

$$M_{ax}^u = -165.48 \text{ daN.m}$$

• **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{1654.8}{11.33 \times 100 \times (13.5)^2} = 0.008$$

$$\mu = 0.008 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas.}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.010$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.996$$

• **Détermination des armatures :**

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{6248.8}{348 \times 0.996 \times 13.5} = 1.36 \text{ cm}^2 / m_L$$

• **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

$$A_{min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_t; A_{min}) \Rightarrow A_t = 1.36 \text{ cm}^2 / m_L$$

• **Choix des armatures :**

$$4T10/m_l \longrightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2.$$

$$(T10 \longrightarrow e = 25 \text{ cm}).$$

• **ELS :**

$$M_{ax}^{ser} = -139.2 \text{ daN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} - \text{ Flexion simple} \\ - \text{ Section rectangulaire sans } A' \\ - \text{ Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^{ser}} = \frac{165.48}{139.2} = 1.19$$

$$\frac{1.19 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.295 > \alpha = 0.010$$

$$\left. \begin{array}{l} \checkmark \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa} \\ \checkmark \text{ Fissuration peu nuisible} \\ \text{(Aucune vérification pour } (\sigma_s)) \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.}$$

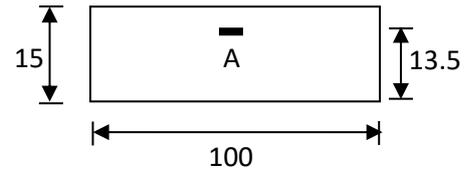


Figure. III.39 : Section de calcul en appui

❖ Sens Y-Y :

✓ En travées :

• ELU :

$$M_{ty}^u = 195.73 \text{ daN.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_y^2} = \frac{1957.3}{11.33 \times 100 \times (12.5)^2} = 0.011$$

$$\mu = 0.011 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas.}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.014$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.994$$

• Détermination des armatures :

$$A_{tx}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_y} = \frac{1957.3}{348 \times 0.994 \times 12.5} = 0.45 \text{ cm}^2 / m_L$$

• Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1.2 \text{ cm}^2 / m_L$$

• Choix des armatures :

$$4T10/m_l \longrightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2.$$

$$(T10 \longrightarrow e = 25 \text{ cm}).$$

• E.L.S :

$$M_{ty}^{\text{ser}} = 178.27 \text{ daN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{- Flexion simple} \\ \text{- Section rectangulaire sans } A' \\ \text{- Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ty}^u}{M_{ty}^{\text{ser}}} = \frac{195.73}{178.27} = 1.09$$

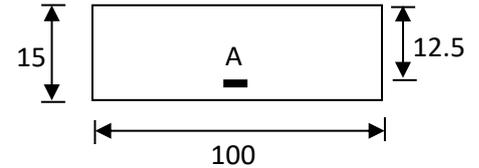


Figure. III.40 : Section de calcul en travée

$$\frac{1.09-1}{2} + \frac{20}{100} = 0,245 > \alpha = 0.014$$

$\checkmark \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12\text{MPa}$
 \checkmark Fissuration peu nuisible
 (Aucune vérification pour (σ_s)

} \Rightarrow les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.

\checkmark En appuis :

• **ELU :**

$$M_{ay}^u = -130.49 \text{ daN.m}$$

• **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_y^2} = \frac{1304.9}{11.33 \times 100 \times (12.5)^2} = 0.007$$

$$\mu = 0.007 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas.}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.009$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.996$$

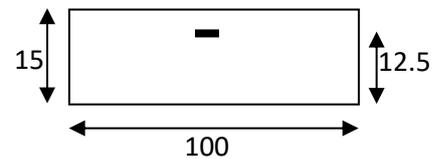


Figure. III.41 : Section de calcul en appui

• **Détermination des armatures :**

$$A_{ay}^u = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_y} = \frac{1304.9}{348 \times 0.996 \times 12.5} = 0.30\text{cm}^2 / m_L$$

• **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1.2 \text{ cm}^2 / m_L$$

• **Choix des armatures :**

$$4T10/m_l \longrightarrow A = 3.14\text{cm}^2.$$

$$(T10 \longrightarrow e = 25\text{cm}).$$

• **E.L.S :**

$$M_{ay}^{ser} = -118.85 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple

- Section rectangulaire sans A' $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12\text{MPa}$
- Acier FeE400

Avec : $\gamma = \frac{M_{ay}^u}{M_{ay}^{ser}} = \frac{130.49}{118.85} = 1.09$

$$\frac{1.09-1}{2} + \frac{20}{100} = 0,245 > \alpha = 0.009$$

- ✓ $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12\text{MPa}$
 - ✓ Fissuration peu nuisible
- (Aucune vérification pour (σ_s))
- } \Rightarrow les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.

❖ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

- Tu max :

$$T_x^u = q_a^u + q_u \times \frac{L_x}{2}$$

$$T_x^u = 1236.73 + 656.25 \times \frac{1.80}{2} = 1827.35 \text{ daN}$$

- Calcul: τ_u

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{1827.35 \times 10}{(100 \times 13.5) \times 100} = 0.13\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.00\text{MPa}$$

- $\tau_u = 0.13\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1\text{MPa}$
- Il n'y a pas de reprise de bétonnage
- } \Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

❖ **Vérification de la flèche :**

D'après : [BAEL 91 / B.7.5]

$$\frac{h_d}{L_x} > \frac{M_{tx}^{ser}}{20 M_x^{ser}}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d_x} < \frac{2}{f_e}$$

❖ Vérification si la flèche est nécessaire:

$$\frac{h_d}{L_x} \geq \frac{M_{tx}^{ser}}{20M_{xt}^{ser}} \Rightarrow \frac{h_d}{L_x} = \frac{15}{180} = 0.083 > \frac{208.81}{20 \times 303.09} = 0.035 \dots \dots (C.V)$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 13.5} = 0,0023 < \frac{2}{400} = 0.005 \dots \dots (C.V) ; f_e \text{ en (MPa)}$$

III.7.5 Schéma du ferrailage :

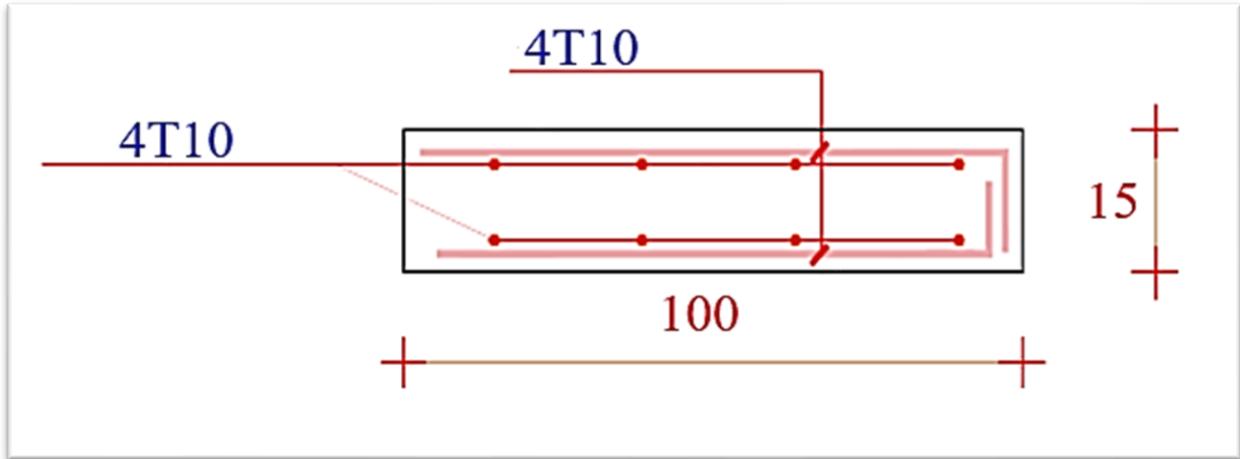


Figure. III.42 : Section de calcul en appui

III.8 Conclusion :

Pour récapituler, nous avons examiné les différentes contraintes exercées sur les éléments secondaires, en mettant de côté l'effet sismique, et avons développé une armature répondant aux exigences du RPA. Le chapitre suivant se concentrera sur la conception parasismique de l'ouvrage, en prenant en considération tous les éléments pouvant impacter sa stabilité et sa durabilité face aux séismes.

Chapitre IV :

Etude dynamique

IV.1 Introduction :

L'analyse du génie civil d'un bâtiment implique l'identification des différentes forces agissant sur la structure, et donc l'étude des efforts sismiques est essentielle pour garantir la sécurité des occupants et des biens. Cette étude repose sur trois principes fondamentaux :

- . Le respect de la réglementation parasismique.
- La conception architecturale parasismiques.
- Une mise en œuvre minutieuse des mesures de sécurité.

L'objectif du calcul parasismique est d'évaluer les valeurs les plus critiques de la réponse sismique et de dimensionner les éléments de résistance de manière à assurer un niveau de sécurité satisfaisant pour l'ensemble de la structure et le confort des occupants.

IV.2 Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif premier de l'étude dynamique d'une structure est d'identifier ses caractéristiques dynamiques propres, ce qui nous permet de comprendre son comportement face à l'excitation sismique et de calculer les efforts ainsi que les déplacements maximums lors d'un séisme.

Parmi les logiciels disponibles pour réaliser l'étude dynamique, nous avons choisi d'utiliser SAP2000 pour analyser ce bâtiment spécifique.

IV.3 Présentation de logiciel SAP2000 :

SAP2000 est un logiciel de génie civil qui permet aux ingénieurs de concevoir, analyser et dimensionner différents types de structures, comme des bâtiments et des ponts. Il aide à simuler le comportement de ces structures sous diverses contraintes, y compris les charges dynamiques comme les tremblements de terre, afin d'assurer leur sécurité et leur efficacité.

IV.4 Modélisation de la structure :

La modélisation de la structure est un processus par lequel on crée un modèle d'un système complexe pour l'étudier. Sur SAP2000, la modélisation implique les étapes suivantes :

1. Entrer la géométrie du modèle en déterminant la position des nœuds et la connectivité des éléments.
2. Spécifier les propriétés des éléments, telles que les matériaux et les dimensions, et les attribuer aux éléments correspondants.
3. Définir les cas de charges statiques et dynamiques, et attribuer ces charges aux nœuds et aux éléments du modèle.
4. Spécifier les conditions aux limites (appui diaphragmes, ...etc.).
5. Démarrer l'exécution du problème, apporter des corrections au modèle s'il y a lieu.
6. Visualiser les résultats (à l'écran, sur fichier, ...etc.). [4]

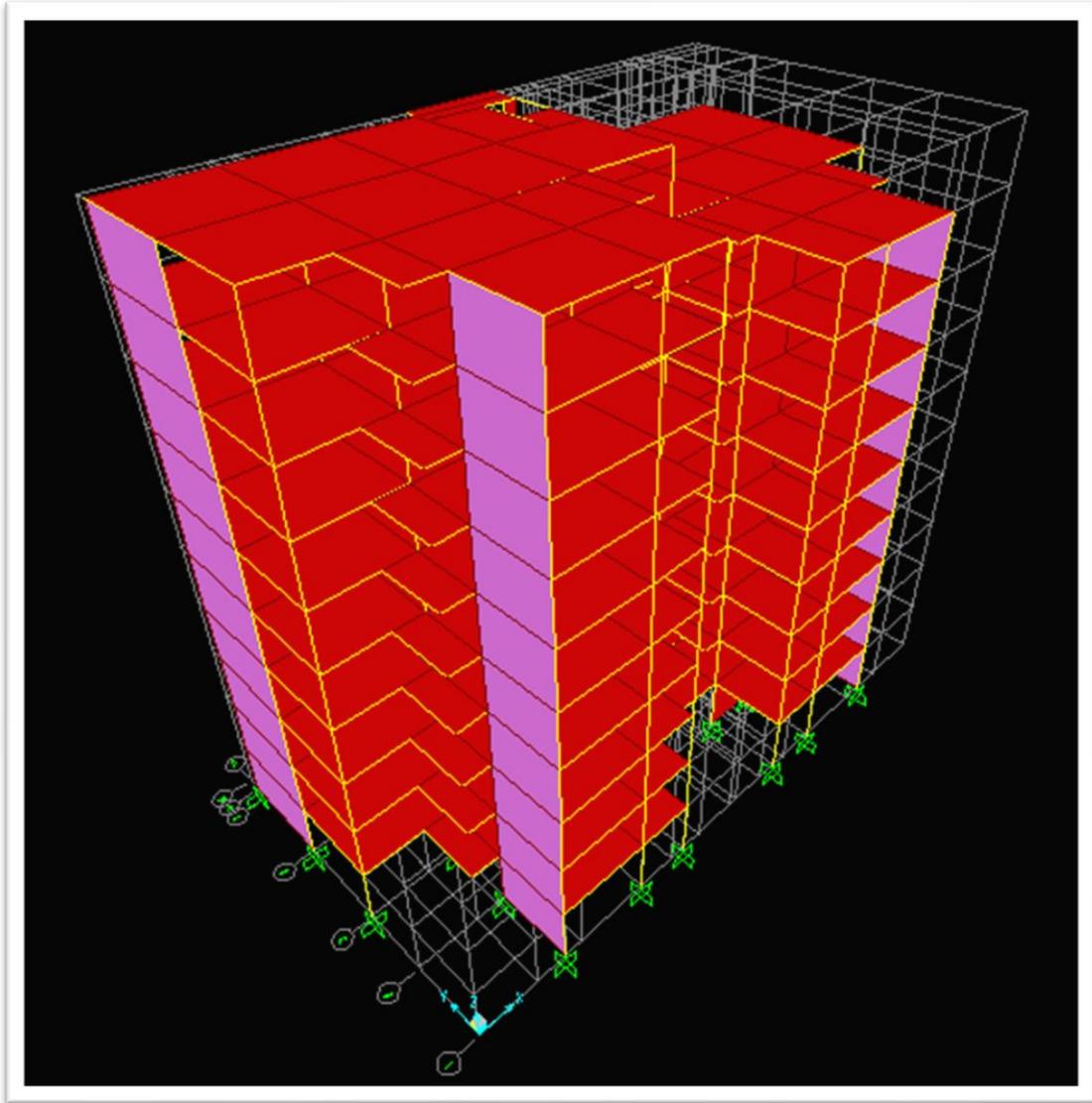


Figure IV.1 : Structure modélisée sur logiciel SAP 2000

IV.5 Méthode de calcul :

Selon les règles parasismiques algériennes "RPA 99 version 2003", le calcul des forces sismiques peut être effectué selon trois méthodes :

- La méthode statique équivalente ;
- La méthode d'analyse modale spectrale ;
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.5.1 Méthode statique équivalente :

IV.5.1.1 Principe de la méthode :

Dans cette méthode, les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à l'action sismique. [2]

Les forces sismiques équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. [5]

IV.5.1.2 Domaine d'application :

La méthode statique équivalente peut être employée dans les conditions suivantes :

- ✓ Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III ;
- ✓ Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées, les conditions complémentaires suivantes :

- **Zone I** : Tous groupes
- **Zone II** : Groupe d'usage 3
Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- **Zone III** : Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m. [6]

IV.5.2 Méthode d'analyse modale spectrale :

IV.5.2.1 Principe de la méthode :

Effectivement, la méthode modale spectrale est largement utilisée pour l'analyse sismique des structures. Dans cette approche, on évalue les effets sismiques sur la structure en considérant chaque mode de vibration séparément. Pour chaque mode, on détermine les effets maximums induits par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont ensuite combinés selon une méthode appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

IV.5.2.2 Domaine d'application :

Effectivement, la méthode d'analyse modale spectrale est une méthode générale souvent utilisée lorsque la méthode statique équivalente n'est pas applicable ou lorsque des analyses plus détaillées sont nécessaires. Elle est particulièrement utile pour les structures présentant une complexité géométrique ou comportementale qui ne peut pas être correctement représentée par des forces statiques équivalentes. La méthode modale spectrale permet de capturer les effets dynamiques de la structure en considérant les modes de vibration dominants, offrant ainsi une approche plus précise pour évaluer la réponse sismique de la structure.

IV.5.3 Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme est la plus rigoureuse pour évaluer la réponse sismique des structures car elle intègre les caractéristiques spécifiques du séisme et les propriétés dynamiques de la structure. Cependant, son utilisation nécessite des données précises sur les accélérogrammes et une modélisation détaillée de la structure, rendant son application plus complexe et plus coûteuse que d'autres méthodes d'analyse sismique.

Elle est souvent réservée aux structures stratégiques telles que les centrales nucléaires. Son application est réalisée au cas par cas par un personnel qualifié.

IV.6 Choix de la Méthode de calcul :

D'après les titres [(I. 2., I. 2.2 et I. 2.3): *chapitre I*] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone de sismicité : Zone I} \\ \text{Classe de bâtiment : Groupe 2} \\ \text{Hauteur totale du bâtiment : 30,60 m} \end{array} \right.$$

Par conséquent, nous avons le choix d'utiliser soit la méthode statique équivalente, soit la méthode d'analyse modale spectrale, cette dernière étant notre méthode de prédilection pour les calculs. Cependant, on utilisera la méthode statique équivalente pour vérifier la condition de **RPA 99 – version 2003** :

$$V_{dynamique} \geq 80\% \times V_{statique}$$

Avec :

$V_{dynamique}$: La résultante des forces sismique à la base ;

$V_{statique}$: La résultante des forces sismique calculée par la méthode statique équivalente.

IV.7 Méthode d'analyse modale spectrale:

IV.7.1 Périodes et factures de participation modale :

$$T_{dynamique} = 0,9$$

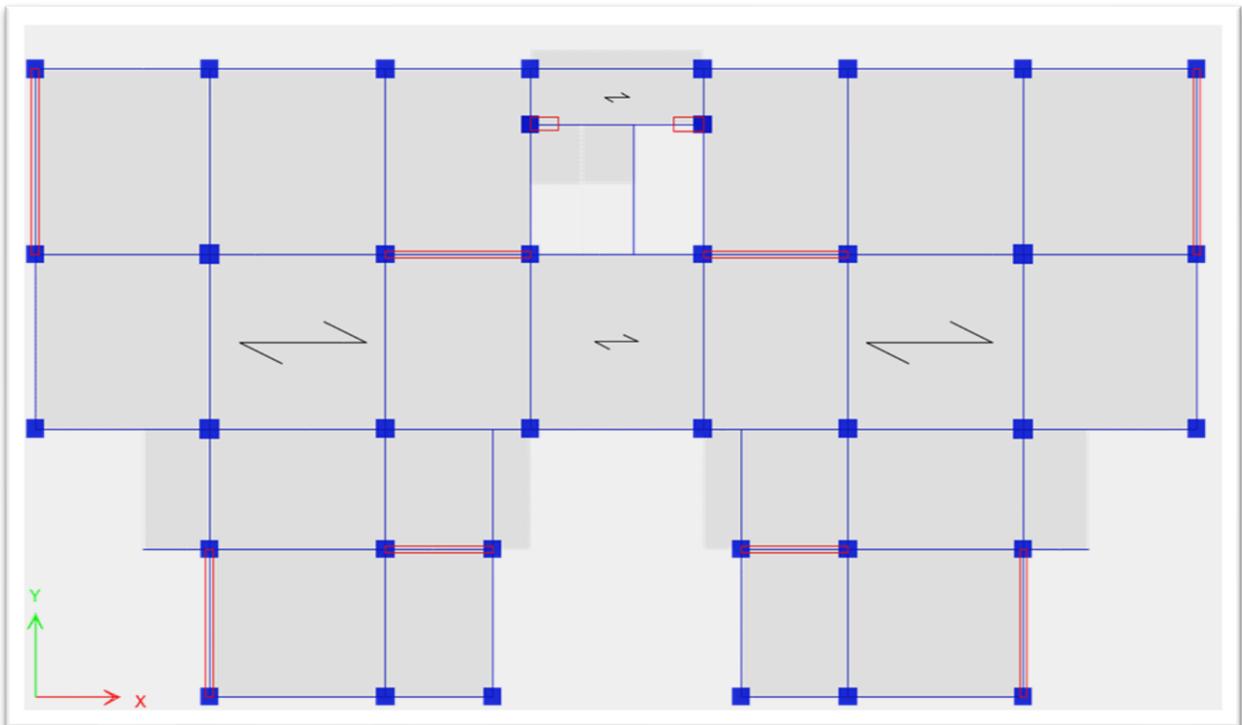


Figure IV.2 : Vue en plan du plancher haut RDC

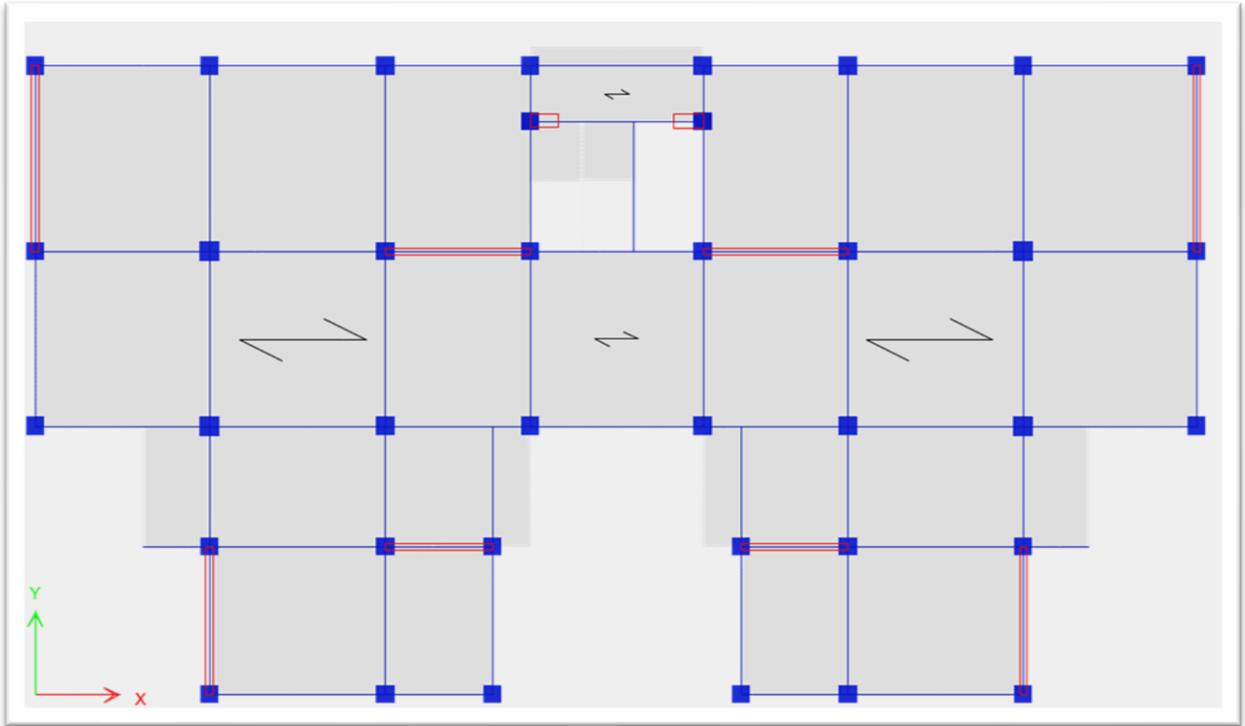


Figure IV.3 : Vue en plan du plancher haut étage courants

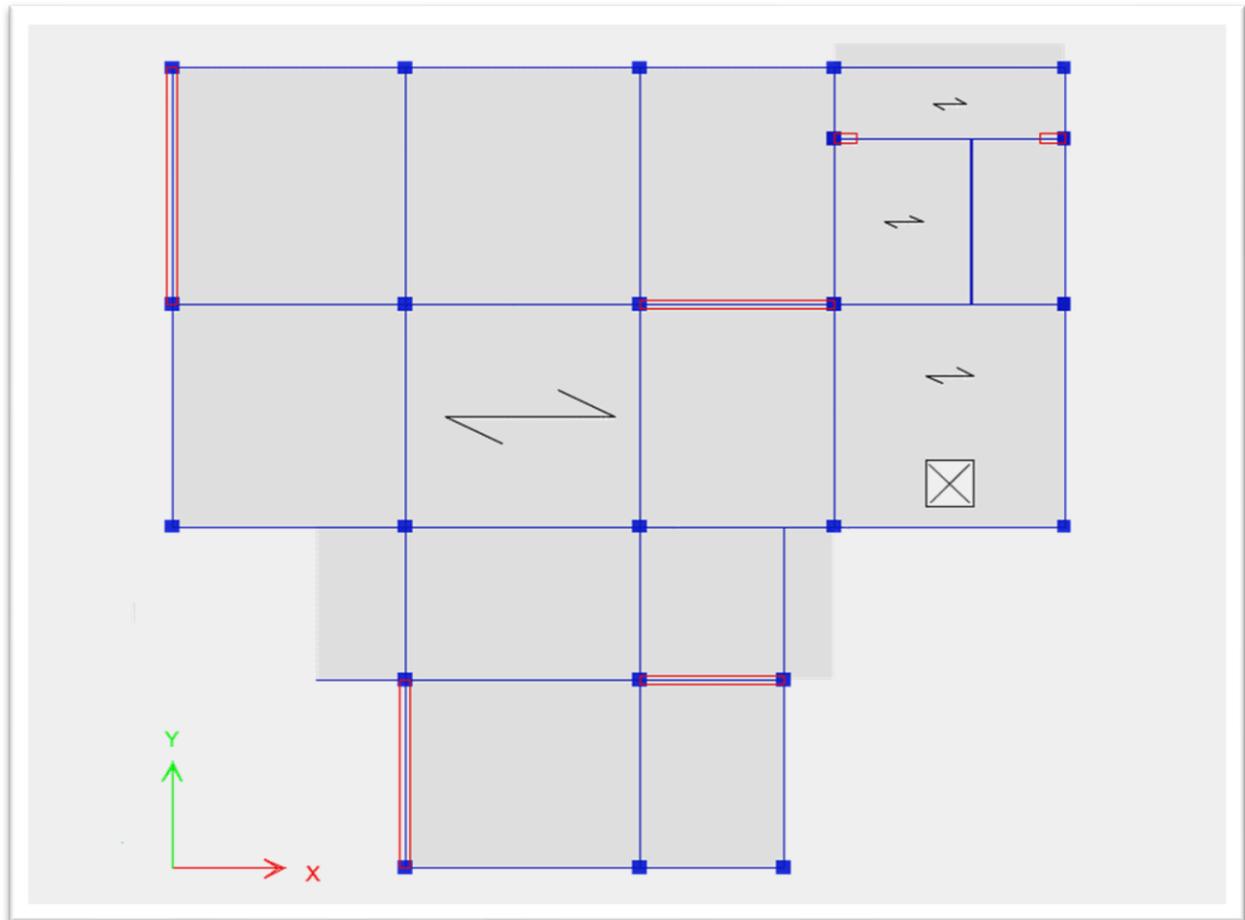


Figure IV.4 : Vue en plan du plancher haut 9^{ème} étage

Tableau IV.1 : Périodes et factures de participation modale

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,900214	0,68739	6,226E-07	6,213E-07	0,68739	6,226E-07
MODAL	Mode	2	0,762959	0,000001466	0,63514	0,000003938	0,68739	0,63514
MODAL	Mode	3	0,617313	0,000002508	0,04349	0,000000337	0,68739	0,67863
MODAL	Mode	4	0,233897	0,16826	4,535E-07	0,00001001	0,85565	0,67863
MODAL	Mode	5	0,18862	8,325E-07	0,17238	0,00003706	0,85565	0,85101
MODAL	Mode	6	0,144592	0,00005103	0,00586	0,000001497	0,85571	0,85687
MODAL	Mode	7	0,107307	0,05736	0,00255	0,0002	0,91307	0,85943
MODAL	Mode	8	0,103372	0,00707	0,02555	0,00001166	0,92014	0,88497
MODAL	Mode	9	0,094723	0,00003987	0,00001666	0,10907	0,92018	0,88499
MODAL	Mode	10	0,086201	0,000000331	0,00002555	0,11645	0,92018	0,88501
MODAL	Mode	11	0,085719	0,000005091	0,00004541	0,05323	0,92018	0,88506
MODAL	Mode	12	0,084257	0,00000264	0,000003868	0,06853	0,92019	0,88506
MODAL	Mode	13	0,081963	0,000002861	0,00003376	0,03665	0,92019	0,8851
MODAL	Mode	14	0,079502	0,00003403	0,00195	0,03871	0,92022	0,88704
MODAL	Mode	15	0,078487	7,832E-07	0,00068	0,00001341	0,92022	0,88772
MODAL	Mode	16	0,077238	0,00023	0,02461	0,01999	0,92045	0,91234

Pour la méthode d'analyse modale spectrale, les forces sismiques sont représentées par le spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1}\right) \left(2,5 \times \eta \times \frac{Q}{R} - 1\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25 \times A) \times \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25 \times A) \times \frac{Q}{R} \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \times \eta \times (1,25 \times A) \times \frac{Q}{R} \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec :

$\frac{S_a}{g}$: Accélération spectrale ;

A: Coefficient d'accélération de zone ;

η : Facteur de correction d'amortissement.

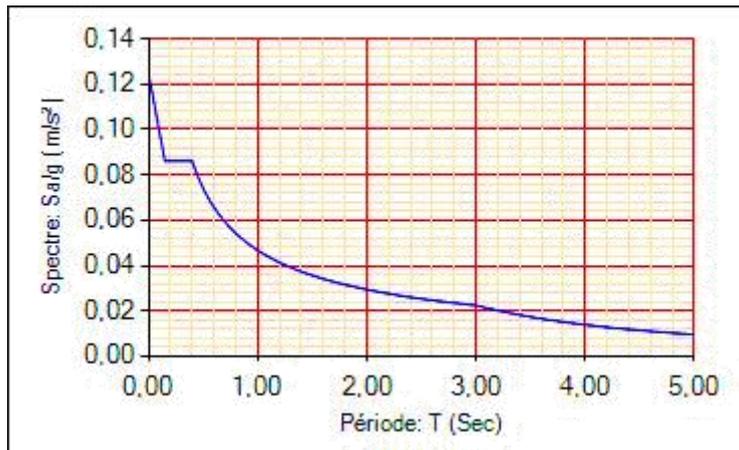


Figure IV.5 : Spectre de réponse

Tableau IV.2 : L'effort séismique à la base

TABLE: Base Reactions				
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY
Text	Text	Text	KN	KN
EXD	LinRespSpec	Max	1903,322	35,155
EYD	LinRespSpec	Max	35,155	1990,425

IV.8 Méthode statique équivalente :

IV.8.1 Force sismique totale V :

Selon le RPA 99 - version 2003, la force sismique totale est déterminée par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_T$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

R : Coefficient de comportement global de la structure.

Q : Facteur de qualité.

W : Poids total de la structure.

IV.8.1.1 Coefficient d'accélération de zone A:

D'après RPA 99 – version 2003 :

Tableau IV.3 : Classification des ouvrages selon leur importance

	Zone	Zone	Zone	Zone
Groupe	I	II _a	II _b	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

{ **Zone I :** D'après la classification sismique de wilaya de Tlemcen (RPA 99 V 2003).
Groupe d'usage 2 (Ouvrages courants ou d'importance moyenne).

Donc, d'après le **Tableau IV.7** → $A = 0,10$

IV.8.1.2 Facteur d'amplification dynamique moyenne D :

D'après le "RPA 99 – version 2003" :

$$D = \begin{cases} 2,5 \times \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

➤ **Facteur de correction d'amortissement η :**

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 7 \%$$

Avec :

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

D'après le titre : I.2.4. Conception de l'ouvrage : a. Ossature et le **Tableau IV.7** → $\xi = 7 \%$

Alors :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 7}} \rightarrow \eta = 0,88$$

➤ **Période "T2" du site considéré :**

D'après le tableau 4.7 : RPA 99 – version 2003 :

Tableau IV.4 : Valeur de T_1 et T_2

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T _{1(sec)}	0,15	0,15	0,15	0,15
T _{2(sec)}	0,30	0,40	0,50	0,70

D'après le titre I.2.3 Caractéristiques géotechniques du sol et le **Tableau IV.8 :** Valeur de T_1 et T_2 ➔ $T_1 = 0,15 s$ et $T_2 = 0,4 s$

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

$$T = \min \left(C_T \times h_n^{\frac{3}{4}} ; \frac{0,09 \times h_n}{\sqrt{D_x}} ; \frac{0,09 \times h_n}{\sqrt{D_y}} \right)$$

Avec :

h_n : Hauteur totale du bâtiment ;

$D_{x,y}$: Dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée ;

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement.

$C_T = 0,05$ (Portique auto stable en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie).

$D_x = 31,95 m$; $D_y = 17,35 m$

$$T_x = \min \left(0,05 \times (30,6)^{\frac{3}{4}} ; \frac{0,09 \times 30,6}{\sqrt{31,95}} \right) \rightarrow T_x = \min(0,65; 0,48) \rightarrow T_x = 0,48s$$

$$T_y = \min \left(0,05 \times (30,6)^{\frac{3}{4}} ; \frac{0,09 \times 30,6}{\sqrt{17,35}} \right) \rightarrow T_y = \min(0,65; 0,66) \rightarrow T_y = 0,65s$$

• **Sens x-x :**

Nous avons : $T_2 = 0,4s < T_x = 0,48s < 3s$

Alors :

$D_{x,y}$: Facteur d'amplification dynamique moyen .

$$D_x = 2,5 \times 0,88 \times \left(\frac{0,4}{0,48} \right)^{\frac{2}{3}} \rightarrow D_x = 1,94$$

• **Sens y-y :**

Nous avons : $T_2 = 0,4s < T_y = 0,65s < 3s$

Alors :

$$D_y = 2,5 \times 0,88 \times \left(\frac{0,4}{0,65}\right)^{\frac{2}{3}} \quad \rightarrow \quad D_y = 1,59$$

IV.8.1.3. Facteur de qualité "Q" :

Le facteur de qualité (Q) est calculé à l'aide de l'équation suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non, sa valeur est donnée au tableau :

Tableau IV.5 : Les critères de qualité (q).

Critère de q	Sens X	Sens Y
Conditions minimales sur les files de contreventement	0	/
Redondance en plan	0,05	0,05
Régularité en plan	/	0,05
Régularité en élévation	0,05	/
Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0,1	0,1
SOMME	0,25	0,25

$$Q_x = 1 + 0,25 \quad \rightarrow \quad Q_x = 1,25$$

$$Q_y = 1 + 0,25 \quad \rightarrow \quad Q_y = 1,25$$

IV.8.1.4 Le poids total de la structure (W_T) :

$$W_T = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$$

Avec :

W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes ;

W_{Qi} : Poids du aux charges d'exploitation ;

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge.

$\beta = 0,2$ Pour un bâtiment à usage d'habitation.

Tableau IV.6: Poids de chaque niveau.

Niveau	Hauteur h_i (m)	Poids W_i (KN)
RDC	3,06	5622,8658
1	6.12	5475,3658
2	9,18	5423,7658
3	12,24	5376,6658
4	15,3	5329,5658
5	19.21	5286,9658
6	18,36	5244,3658
7	21,42	5206,2658
8	24,48	5043,0658
9	27,54	2691,00108
$\sum W_i$		50822,858

IV.8.1.5 Coefficient de comportement global de la structure (R) :

Dans notre structure, on a un système de contreventement par des voiles porteurs.

D'après le **Tableau 4.3** : RPA 99 – version 2003 P42 $\rightarrow R = 3.5$

On a :

$$N_{Voile} \geq 20\%N_{Total}$$

$$\frac{N_{Voile}}{N_{Total}} \geq 20\% \rightarrow \frac{24898,127}{56389,631} \geq 20\% \rightarrow 44\% > 20\% \dots \dots \dots (C.V)$$

IV.8.1.6 Détermination l'effort tranchant (V) :

- Sens x-x :

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W_T \rightarrow V_x = \frac{0,1 \times 1,94 \times 1,25}{3,5} \times 50822,858 \rightarrow V_x = 3506,78 \text{ KN}$$

- Sens y-y :

$$V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W_T \rightarrow V_y = \frac{0,1 \times 1,59 \times 1,25}{3,5} \times 50822,858 \rightarrow V_y = 2846,08 \text{ KN}$$

IV.8.2 La force sismique de chaque niveau (F) :

Les forces sismiques de chaque niveau est donnée par la formule (RPA99 V 2003).

$$F = \frac{(V - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum_{j=1}^n W_j \times h_j}$$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration, donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} F_t = 0,07 T \times V & Si & T > 0,7s \\ F_t = 0 & Si & T < 0,7s \end{cases}$$

- Sens x-x :

$$T_x = 0,48s < 0,7s \rightarrow F_t = 0$$

- Sens y-y :

$$T_y = 0,65s < 0,7s \rightarrow F_t = 0$$

Tableau IV.7: les forces sismiques des différents niveaux

Niveau	$W_i(KN)$	$h_i(m)$	$W_i \times h_i$	$F_x(KN)$	$F_y(KN)$
RDC	5622,8658	3,06	17205,9693	79,9394578	64,8784032
1	5475,3658	6,12	33509,2387	155,684944	126,353003
2	5423,7658	9,18	49790,17	231,326647	187,743373
3	5376,6658	12,24	65810,3894	305,757074	248,150679
4	5329,5658	15,3	81542,3567	378,848274	307,471075
5	5286,9658	19,21	101562,613	471,862995	382,961287
6	5244,3658	18,36	96286,5561	447,350273	363,066903
7	5206,2658	21,42	111518,213	518,117017	420,500785
8	5043,0658	24,48	123454,251	573,572211	465,5079
9	2691,00108	27,54	74110,1697	344,318107	279,446591
			$\Sigma = 754789,927$		

IV.9 Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon le RPA 99, version 2003, la somme des forces sismiques à la base V_t , obtenue en combinant les valeurs modales, doit représenter au moins 80 % de la somme des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V , pour une valeur de la période fondamentale donnée par une formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,8V$: il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport $0,8 V/V_t$.

Tableau IV.8 : Effort tranchant à la base par la méthode Statique équivalente

TABLE: Base Reactions			
OutputCase	CaseType	GlobalFX	GlobalFY
Text	Text	KN	KN
EX	LinStatic	-3506,777	5,426E-12
EY	LinStatic	9,593E-12	-2846,08

❖ Vérification de la relation :

$$V_{dyn} \geq 80\% V_{stat}$$

- Sens x-x :

$$1903,322 < 0,8 \times 3506,78 \rightarrow 1903,322 < 2805,420 \dots \dots \dots (C.N.V)$$

- Sens y-y :

$$1990,425 < 0,8 \times 2846,08 \rightarrow 1990,425 < 2276,86 \dots \dots \dots (C.N.V)$$

- Note :

Pour justifier la résultante des forces sismiques : selon l'article (4.3.6) de RPA 99, version 2003 ; On va augmenter les paramètres de la repense (les forces latérales).

- Sens x-x :

$$\frac{80\% V_{stat}}{V_{dyn}} \rightarrow \frac{2805,420}{1903,322} = 1,47$$

- Sens y-y :

$$\frac{80\% V_{stat}}{V_{dyn}} \rightarrow \frac{2276,86}{1990,425} = 1,16$$

Tableau IV.9 : Nouveau effort sismique à la base.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY
Text	Text	Text	KN	KN
EXD	LinRespSpec	Max	2817,149	52,034
EYD	LinRespSpec	Max	40,782	2308,974

- Sens x-x :

$$2817,149 > 0,8 \times 3506,78 \rightarrow 2817,149 > 2805,420 \dots \dots \dots (C.V)$$

- Sens y-y :

$$2308,974 < 0,8 \times 2846,08 \rightarrow 2308,974 > 2276,86 \dots \dots \dots (C.V)$$

IV.10 Justification de la sécurité :

IV.10.1 Vérification de la stabilité de la structure vis-à-vis le renversement :

La vérification de la stabilité de la structure contre le renversement est indispensable pour assurer sa résistance aux charges sismiques. La condition à vérifier est la suivante :

$$e = \frac{M_{renv}}{N} \leq \frac{B}{4}$$

Avec :

N : Effort normal global.

M_{renv} : Moment de renversement.

$N = W + P_{semelles} + P_{remlais}$ Ou $N = W_T + 10\% W_T \rightarrow N = W \times 1,10$

$N = 50822,858 \times 1,10 \rightarrow N = 55905,14 \text{ KN}$

On a : $M_{renv} = \sum Fi \times hi$

- Sens x-x :

Tableau IV 10 : Vérification de la stabilité de la structure vis-à-vis le renversement (Sens x-x)

Niveau	hi (m)	∑ hi (m)	W (KN)	Fy (KN)	M _{renv} (KN)
RDC	3,06	3,06	5622,8658	64,5886192	197,64
Etage 1	3,06	6,12	5475,3658	125,788639	769,83
Etage 2	3,06	9,18	5423,7658	186,904804	1715,79
Etage 3	3,06	12,24	5376,6658	247,042297	3023,80
Etage 4	3,06	15,3	5329,5658	306,097734	4683,30
Etage 5	3,06	18,36	5286,9658	381,250763	6999,76
Etage 6	3,06	21,42	5244,3658	361,445239	7742,16
Etage 7	3,06	24,48	5206,2658	418,622588	10247,88
Etage 8	3,06	27,54	5043,0658	463,428676	12762,83
Etage 9	3,06	30,6	2813,9658	290,91064	8901,87
			50822,858		57044,84

$e_x = \frac{57044,84}{55905,14} \rightarrow e_x = 1,02 \leq \frac{31,95}{4} \rightarrow 1,02 \leq 7,98 \dots \dots \dots (C.V)$

- Sens y-y :

Tableau IV 11 : Vérification de la stabilité de la structure vis-à-vis le renversement (Sens y-y)

Niveau	hi (m)	∑ hi (m)	W (KN)	Fx (KN)	M _{renv} (KN)
RDC	3,06	3,06	5622,8658	79,5824026	243,52
Etage 1	3,06	6,12	5475,3658	154,989566	948,54
Etage 2	3,06	9,18	5423,7658	230,29341	2114,09
Etage 3	3,06	12,24	5376,6658	304,391389	3725,75
Etage 4	3,06	15,3	5329,5658	377,156121	5770,49
Etage 5	3,06	18,36	5286,9658	469,755385	8624,71
Etage 6	3,06	21,42	5244,3658	445,352152	9539,44
Etage 7	3,06	24,48	5206,2658	515,802811	12626,85
Etage 8	3,06	27,54	5043,0658	571,01031	15725,62
Etage 9	3,06	30,6	2813,9658	358,443453	10968,37
			50822,858		70287,39

$$e_y = \frac{70287,39}{55905,14} \rightarrow e_y = 1,25 \leq \frac{17,35}{4} \rightarrow 1,25 \leq 4,33 \dots \dots \dots (C.V)$$

IV.10.2 Vérification de l’effort normal réduit:

Afin de prévenir ou de limiter les risques de rupture fragile causés par les sollicitations sismiques globales, **le RPA 99, version 2003**, requiert la vérification de l'effort normal de compression de calcul, qui est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_C \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

N_d : Effort normal maximum appliqué sur les poteaux sous les combinaisons sismiques.

B_C : Section transversale des poteaux.

Tableau IV.12 : Vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	N_d (MN)	B_c (cm ²)	f_{c28} (MPa)	ν	$\nu \leq 0.3$
RDC	2,163	60 × 60	25	0,24	CV
1	2,163	60 × 60	25	0,24	CV
2	1,699	55 × 55	25	0,22	CV
3	1,699	55 × 55	25	0,22	CV
4	1,258	50 × 50	25	0,2	CV
5	1,258	50 × 50	25	0,2	CV
6	0,832	45 × 45	25	0,16	CV
7	0,832	45 × 45	25	0,16	CV
8	0,422	40 × 40	25	0,10	CV
9	0,422	40 × 40	25	0,10	CV

IV.11 Vérification des déplacements :

IV.11.1 Justification vis-à-vis des déformations :

Selon le RPA99 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$R \times \Delta_K < 0,01 \times h_e$$

Avec:

Δ_K : Déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau "k - 1" ;

$$\Delta_K = \delta_k - \delta_K - 1$$

R: Coefficient de comportement $R = 3,5$;

h_e : Hauteur de l'étage

δ_k : Déplacement horizontale à chaque niveau K.

δ_{eK} : Déplacement du aux forces sismiques F_i .

D'après les résultats donnés par le SAP2000, les déplacements relatifs des nœuds maitres de chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant:

- Sens x-x :

Tableau IV.13 : Vérification des déformations (Sens x-x)

Etage	$\delta_{ek}(m)$	R	$\delta_K(m)$	$\delta_{K-1}(m)$	$\Delta_K(m)$	$h_e(m)$	$0.01 \times h_e$	$\Delta_K < 0,01 \times h_e$
RDC	0,0009	3,5	0,00315	0	0,00315	3,06	0,0306	C.V
1	0,003	3,5	0,0105	0,00315	0,00735	3,06	0,0306	C.V
2	0,0058	3,5	0,0203	0,0105	0,0098	3,06	0,0306	C.V
3	0,009	3,5	0,0315	0,0203	0,0112	3,06	0,0306	C.V
4	0,0125	3,5	0,04375	0,0315	0,01225	3,06	0,0306	C.V
5	0,0161	3,5	0,05635	0,04375	0,0126	3,06	0,0306	C.V
6	0,0196	3,5	0,0686	0,05635	0,01225	3,06	0,0306	C.V
7	0,0229	3,5	0,08015	0,0686	0,01155	3,06	0,0306	C.V
8	0,0261	3,5	0,09135	0,08015	0,0112	3,06	0,0306	C.V
9	0,029	3,5	0,1015	0,09135	0,01015	3,06	0,0306	C.V

- Sens y-y :

Tableau IV.14 : Vérification des déformations (Sens y-y)

Etage	$\delta_{ek}(m)$	R	$\delta_K(m)$	$\delta_{K-1}(m)$	$\Delta_K(m)$	$h_e(m)$	$0.01 \times h_e$	$\Delta_K < 0,01 \times h_e$
RDC	0,0005	3,5	0,00175	0	0,00175	3,06	0,0306	C.V
1	0,0017	3,5	0,00595	0,00175	0,0042	3,06	0,0306	C.V
2	0,0032	3,5	0,0112	0,00595	0,00525	3,06	0,0306	C.V
3	0,0051	3,5	0,01785	0,0112	0,00665	3,06	0,0306	C.V
4	0,0071	3,5	0,02485	0,01785	0,007	3,06	0,0306	C.V
5	0,0091	3,5	0,03185	0,02485	0,007	3,06	0,0306	C.V
6	0,0112	3,5	0,0392	0,03185	0,00735	3,06	0,0306	C.V
7	0,0132	3,5	0,0462	0,0392	0,007	3,06	0,0306	C.V
8	0,0152	3,5	0,0532	0,0462	0,007	3,06	0,0306	C.V
9	0,0163	3,5	0,05705	0,0532	0,00385	3,06	0,0306	C.V

IV.11.2 Justification vis à vis de l'effet P-Δ :

Selon le "RPA 99 - version 2003", les effets du second ordre ou effet (P-Δ) sont les effets provoqués par les charges verticales après déformation. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est respectée à tous les niveaux :

$$\theta_K = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1$$

Avec :

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "K" ;

$$P_K = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau "K" ;

Δ_K : Déplacement relatif du niveau "K" par rapport au niveau "K-1" ;

h_K : Hauteur de l'étage "K".

- Si $0,1 \leq \theta_K \leq 0,2$, les effets (P-Δ) peuvent être approximativement pris en compte en amplifiant les effets de l'action sismique calculée à partir d'une analyse élastique du premier

ordre par le facteur : $\frac{1}{(1-\theta_K)}$

- Si $\theta_K > 0,2$, cela signifie que la structure est potentiellement instable et nécessite une restructuration.

- Si $\theta_K \leq 0,1$, est remplie, ce qui signifie que les effets du second ordre ou effet (P-Δ) peuvent être négligés.

- Sens x-x :

Tableau IV.15 : Vérification de l'effet P-Delta (Sens x-x)

Etage	$h_K(m)$	$W_K(KN)$	$P_K(KN)$	$\Delta_K(m)$	$F_X(KN)$	$V_K(KN)$	$\theta_K(KN)$	$\theta_K \leq 0,1$
9	3,06	2813,9658	2813,9658	0,01015	358,44345	358,443453	0,02604011	C.V
8	3,06	5043,0658	7857,0316	0,0112	571,01031	929,453763	0,0309405	C.V
7	3,06	5206,2658	13063,2974	0,01155	515,80281	1445,25657	0,03411681	C.V
6	3,06	5244,3658	18307,6632	0,01225	445,35215	1890,60873	0,03876555	C.V
5	3,06	5286,9658	23594,629	0,0126	469,75539	2360,36411	0,04116075	C.V
4	3,06	5329,5658	28924,1948	0,01225	377,15612	2737,52023	0,04229788	C.V
3	3,06	5376,6658	34300,8606	0,0112	304,39139	3041,91162	0,04127195	C.V
2	3,06	5423,7658	39724,6264	0,0098	230,29341	3272,20503	0,03887979	C.V
1	3,06	5475,3658	45199,9922	0,00735	154,98957	2957,43921	0,03671034	C.V
RDC	3,06	5622,8658	50822,858	0,00315	79,582403	3506,777	0,01491901	C.V

- Sens y-y :

Tableau IV.16 : Vérification de l'effet P-Delta (Sens y-y)

Etage	$h_K(m)$	$W_K(KN)$	$P_K(KN)$	$\Delta_K(m)$	$F_Y(KN)$	$V_K(KN)$	$\theta_K(KN)$	$\theta_K \leq 0,1$
9	3,06	2813,9658	2813,9658	0,00385	290,91064	290,91064	0,01217022	C.V
8	3,06	5043,0658	7857,0316	0,007	463,42868	754,33932	0,02382695	C.V
7	3,06	5206,2658	13063,2974	0,007	418,62259	1172,96191	0,02547684	C.V
6	3,06	5244,3658	18307,6632	0,00735	361,44524	1534,40715	0,02865881	C.V
5	3,06	5286,9658	23594,629	0,007	381,25076	1915,65791	0,02817551	C.V
4	3,06	5329,5658	28924,1948	0,007	306,09773	2221,75564	0,02978116	C.V
3	3,06	5376,6658	34300,8606	0,00665	247,0423	2468,79794	0,03019393	C.V
2	3,06	5423,7658	39724,6264	0,00525	186,9048	2655,70274	0,02566364	C.V
1	3,06	5475,3658	45199,9922	0,0042	125,78864	2400,24062	0,02584708	C.V
RDC	3,06	5622,8658	50822,858	0,00175	64,588619	2846,08	0,01021242	C.V

IV.12 Conclusion :

Après avoir analysé attentivement les résultats de cette étude dynamique et ajusté la disposition des voiles, nous sommes confiants notre structure peut résister à divers chocs externes, tels que les séismes, tout en respectant les critères définis par le "RPA 99 - version 2003" en termes de période, de forces sismiques résultantes et de déplacements latéraux.

Chapitre V :

Etude des éléments structuraux

V.1 Introduction :

Les éléments structuraux sont ceux qui participent à la résistance aux forces sismiques globales ou à leur répartition au sein de la construction, en tenant compte des sollicitations spécifiques auxquelles sont exposés les divers éléments constitutifs de notre ouvrage.

Notre structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable).

Le but de ce chapitre est de renforcer les portiques et les voiles de notre structure en se basant sur les conclusions antérieures ainsi que sur les normes de calcul et réglementations en vigueur, notamment le BAEL91 et le RPA 2003.

V.2 Combinaisons des charges :

Selon le BAEL91, les combinaisons des actions à considérer pour la détermination des sollicitations et de déformations de calcul sont :

- Etat limite ultime "ELU"
- Etat limite service "ELS"

Selon le " RPA 99 – version 2003", les combinaisons des actions à considérer pour la détermination des sollicitations et de déformations de calcul sont :

- $G + Q \pm E$
- $0,8 G \pm E$

V.3 Etude des poteaux :

V.3.1 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} avec $M_{correspondant}$)

Ces sollicitations sont tirées directement du logiciel **SAP2000**.

Tableau V.1 : Sollicitations maximales des poteaux

Poteau	N_{max} (KN)	$M_{correspondant}$ (KN.m)
RDC	2843,659	43,3576
1	2536,036	86,4589
2	2232,736	85,5905
3	1939,561	107,7272
4	1649,939	94,5027
5	1369,807	113,9194
6	1092,361	91,2765
7	823,097	107,4096
8	419,774	87,2101
9	293,723	97,2967

V.3.2 Calcul du ferrailage :

➤ Armatures longitudinales :

D'après le RPA99/V2003 (article 7.4.2.1) (P48) on a :

- 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 : $A_{max} = 4\% \times \text{Section du béton (Zone courante)}$;

$$A_{max} = 6\% \times \text{Section du béton (Zone de recouvrement)}$$

- 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) ;

➤ **Calcul de ferrailage :**

Nous présenterons un exemple de calcul pour les poteaux du RDC, tandis que les résultats du ferrailage pour les autres niveaux seront résumés dans un tableau. En utilisant les formules de la flexion composée, nous calculerons les armatures requises pour les poteaux du RDC sous les actions ultimes.

Tableau V.2 : Sollicitations des poteaux (RDC)

Poteau	N_{max} (KN)	$M_{correspondant}$ (KN.m)
RDC	2843,659	43,3576

Avec :

$$a = b = 0,6 \text{ m} ; d = 0,54 \text{ m} ; d' = 0,06 \text{ m} ; \sigma_{st} = 347,826 \text{ MPa} ;$$

$$F_e = 400 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1,15 ; \gamma_b = 1,5 ; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

❖ **Calcul de l'excentricité :**

$$e = \frac{M_u}{N_u} \quad \text{Avec: } M_u = 0,04335 \text{ MN.m et } N_u = 2,8436 \text{ MN}$$

$$e = \frac{0,04335}{2,8436} \rightarrow e = 0,015 \text{ m}$$

On a le poteau de RDC d'une section carrée : $(0,6 \times 0,6) \text{ m}^2$

$$e = 0,015 \text{ m} < \frac{h}{6} = \frac{0,6}{6} = 0,1 \text{ m}$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' \rightarrow e_a = 0,015 + \frac{0,6}{2} - 0,06 \rightarrow e_a = 0,26 \text{ m}$$

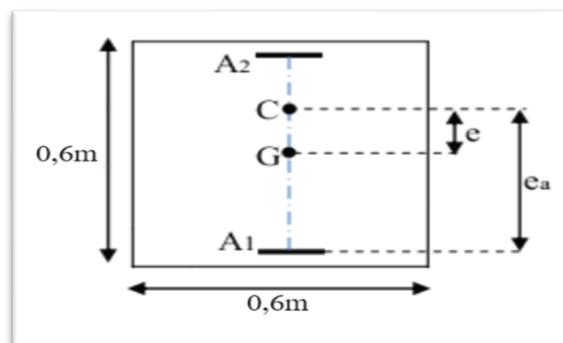


Figure V.1 : La section du poteau de RDC

Donc : Nu effort de compression et C à l'intérieur de la section et près de A_2 .

❖ **Moment fictive M_a :**

$$M_a = N_u \times e_a \rightarrow M_a = 0,74 \text{ MN.m}$$

❖ **Vérification domaine de fonctionnement :**

- **Domaine 2 :** $eq1 < eq2$

$$N_u \times (d - d') - M_a = 0,624 \dots\dots\dots (eq1)$$

$$\left(0,337 - 0,81 \times \frac{d'}{d}\right) \times b \times d^2 \times f_{bc} = 0,612 \dots\dots\dots (eq2)$$

$$(eq1) > (eq2) \dots\dots\dots (C.N.V)$$

Donc : on doit vérifier domaine 3.

- **Domaine 3 :**

$$\left(0,337 - 0,81 \times \frac{d'}{d}\right) \times b \times d^2 \times f_{bc} = 0,612 \dots\dots\dots (eq1)$$

$$N_u \times (d - d') - M_a = 0,624 \dots\dots\dots (eq2)$$

$$\left(0,337 - 0,81 \times \frac{d'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bc} = 0,783 \dots\dots\dots (eq3)$$

$(eq1) < (eq2) < (eq3) \dots\dots\dots (C.V) \rightarrow$ donc il s'agit d'une section partiellement comprimée avec ar-mature inférieure comprimée.

❖ **Moment réduit μ_u :**

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} \rightarrow \mu_u = \frac{0,74}{0,6 \times 0,2916 \times 14,17} \rightarrow \mu_u = 0,298$$

$$\mu_u = 0,298 < \mu_R = 0,392 \rightarrow \text{Une section à simple armature } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,298}) \rightarrow \alpha = 0,455$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) \rightarrow z = 0,54 \times (1 - 0,4 \times 0,455) \rightarrow z = 0,441 \text{ m}$$

$$A_{st} \geq \frac{1}{\sigma_{st}} \times \left(\frac{M_a}{z} - N_u\right) \rightarrow A_{st} = \frac{1}{347,82} \times \left(\frac{0,74}{0,441} - 2,8436\right) \rightarrow A_{st} = -3,35 \times 10^{-3} \text{ m}^2 < 0$$

Le ferrailage est négatif, alors on va ferrailer avec le min du **RPA99 version 2003** :

- $A_{min} = 0,7\% \times b \times h$ (Zone I) $\rightarrow A_{min} = 0,7\% \times 60 \times 60 \rightarrow A_{min} = 25,2 \text{ cm}^2$
- Zone courante :
 $A_{max} = 4\% \times b \times h \rightarrow A_{max} = 4\% \times 60 \times 60 \rightarrow A_{max} = 144 \text{ cm}^2$
- Zone de recouvrement :
 $A_{max} = 6\% \times b \times h \rightarrow A_{max} = 6\% \times 60 \times 60 \rightarrow A_{max} = 216 \text{ cm}^2$

$$\text{Choix : } A_{st} = 10T16 + 4T14 = 20,11 + 6,16 = 26,27 \text{ cm}^2$$

- Récapitulation de calcul de ferrailage :

Tableau V.3: Ferrailage longitudinal des poteaux

Ni- veau	Section (cm ²)	A _{max} Zone cour (cm ²)	A _{max} zone de recouv (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	Ferrailage choisi	
RDC	60 × 60	144	216	25,2	-33,5	10T16 + 4T14	26,27
1	60 × 60	144	216	25,2	-24,52	10T16 + 4T14	26,27
2	55 × 55	121	181,5	21,17	-14,05	14T16	24,63
3	55 × 55	121	181,5	21,17	-9,66	14T16	24,63
4	50 × 50	100	150	17,5	-5	14T12	18,47
5	50 × 50	100	150	17,5	-5	14T12	18,47
6	45 × 45	81	121,5	14,17	-9,24	12T14	15,83
7	45 × 45	81	121,5	14,17	-11,19	12T14	15,83
8	40 × 40	64	96	11,2	-12,25	12T12	13,57
9	40 × 40	64	96	11,2	-19,04	12T12	13,57

➤ Armatures transversales :

Selon le RPA 99Version 2003, les armatures transversales des poteaux sont déterminées en utilisant la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h \times f_e}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant ;

h : Hauteur totale de la section brute ;

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale : $f_e = 235$ MPa ;

ρ : Coefficient correcteur :

$$\begin{cases} \rho = 2,5 \text{ si l'élancement géométrique } \lambda_g \geq 5 \\ \rho = 3,75 \text{ si l'élancement géométrique } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

λ_g : Elancement géométrique du poteau : $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$ ou $\lambda_g = \frac{l_f}{b}$;

l_f : Longueur de flambement du poteau : $l_f = 0,7 \times l_0$ (Pour étage multiple) ;

l_0 : Hauteur libre du poteau : $l_0 = h_{\text{étage}} - h_{\text{plancher}(16+5)}$;

a, b : Dimensions du poteau.

❖ **Diamètres des armatures transversales :**

La formule suivante est utilisée pour calculer le diamètre des armatures transversales des poteaux :

D'après BAEL91 :

$$\phi_t = \min\left(\frac{b}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{lmin}\right)$$

Avec :

ϕ_{lmin} : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- t : Espacement des cadres dans la zone nodale ;

$$t \leq \min(10 \times \phi_{lmin}; 15cm) \text{ pour la zone 1}$$

- t' : Espacement des cadres dans la zone courante.

$$t' \leq 15 \times \phi_{lmin} \text{ pour la zone 1}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.4: Ferrailage transversal des poteaux

Poteaux	h (m)	V _u (KN)	λ _g	ρ	t (cm)	t' (cm)	A _t (cm ²)	Choix
RDC	0,6	29,78	3,32	3,75	14	21	1,10	Ø8
1	0,6	50,72	3,32	3,75	14	21	1,88	Ø8
2	0,55	53,49	3,62	3,75	15	24	2,32	Ø8
3	0,55	70,38	3,62	3,75	15	24	3,06	Ø8
4	0,5	62,80	3,99	3,75	12	18	2,40	Ø8
5	0,5	76,39	3,99	3,75	12	18	2,92	Ø8
6	0,45	61,67	4,43	3,75	14	21	3,06	Ø8
7	0,45	72,35	4,43	3,75	14	21	3,59	Ø8
8	0,4	52,59	4,98	3,75	12	18	2,51	Ø8
9	0,4	68,89	4,98	3,75	12	18	3,29	Ø8

❖ **Calcul des longueurs de recouvrement :**

D'après le RPA99 V2003, La longueur minimale de recouvrement est :

$$L_r \geq 40 \times \phi_L \quad \text{pour Zone I}$$

Tableau V.5: Longueur de recouvrement des poteaux

φ _L (max) (mm)	L _r (mm)	L _r (mm) choisi
Ø16	64	65
Ø14	56	60
Ø12	48	50

❖ **Calcul des longueurs de la zone nodale :**

La zone nodale est formée par le nœud où les poutres se rejoignent aux poteaux eux-mêmes et aux extrémités des barres qui y convergent. Elle est caractérisée par h' et l'.

$$l' = 2 \times h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm}\right)$$

Avec :

h_e : Hauteur d'étage ;

h : Hauteur de la poutre.

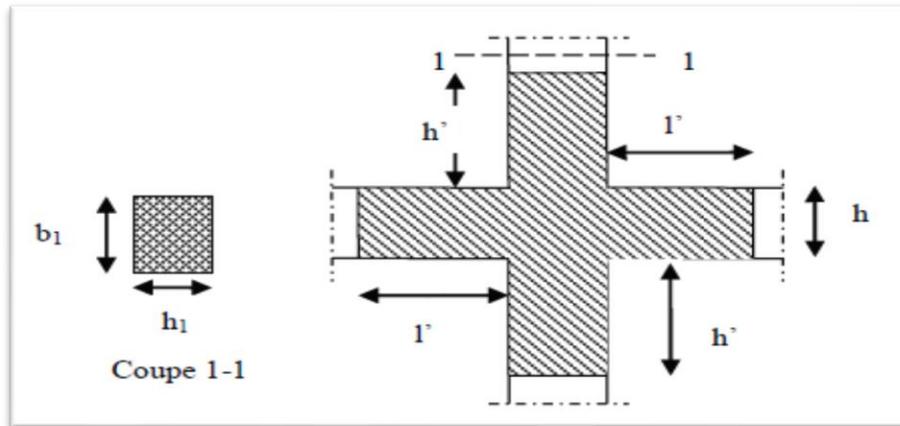


Figure V.2 : Zone nodale. [2]

Tableau V.6: La longueur de la zone nodale des poteaux.

(a=b) (cm)	h_e (cm)	h' (cm)
60	306	60
55	306	60
50	306	60
45	306	60
40	306	60

V.3.3. Schéma du ferrailage de poteaux :

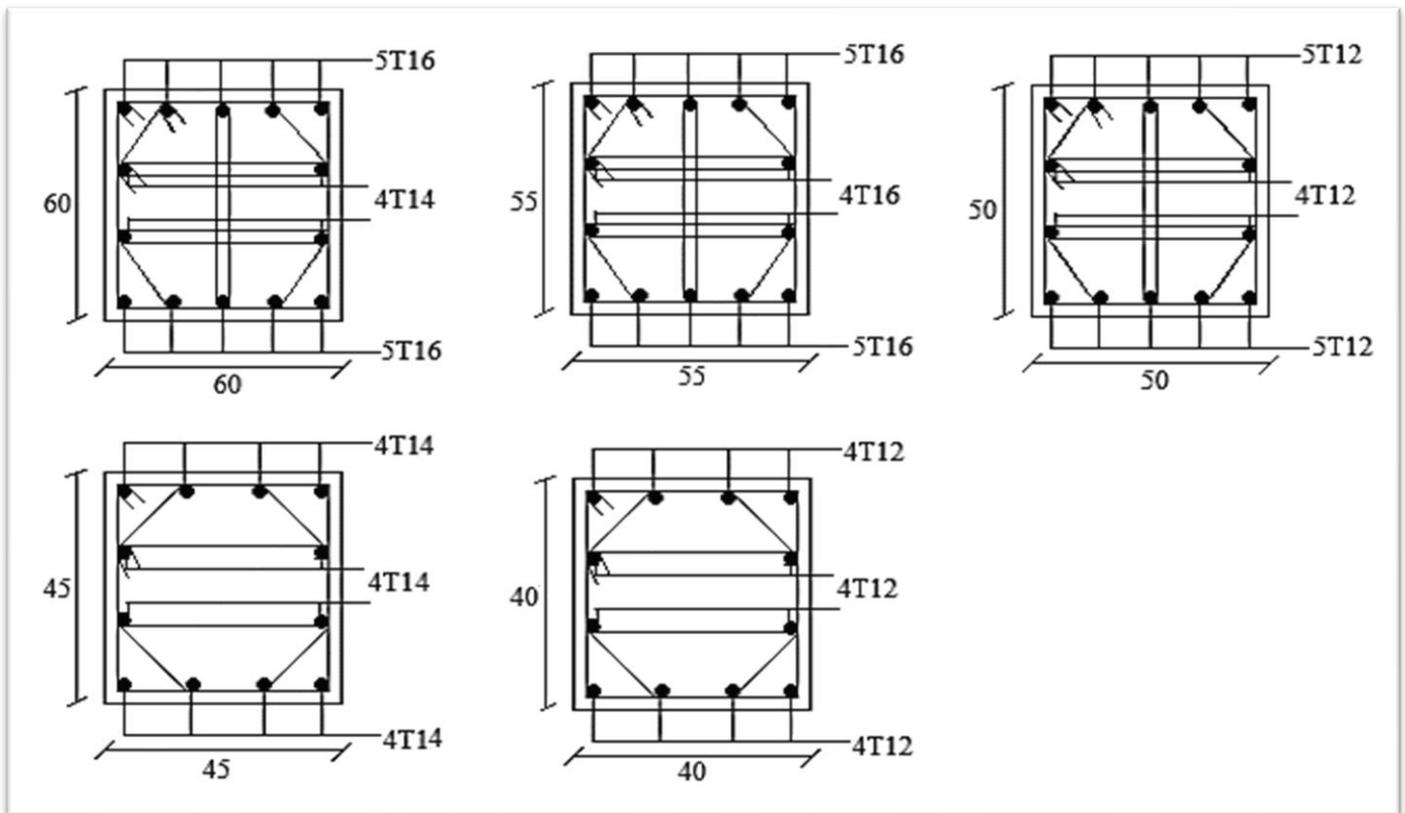


Figure V.3 : Schéma de ferrailage des poteaux.

V.4 Etude des poutres :

V.4.1 Poutre principale :

V.4.1.1 Les sollicitations dans les Poutre principale :

Les résultats des moments et des efforts tranchantes des poutres principales pour toutes les combinaisons sont donnée par logiciel « SAP 2000 » sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.7: Sollicitations maximales des poutres principales.

Niveau	Section (cm ²)	ELU		ELS		G + Q ± E		0,8G ± E		V max (KN)
		M travée (KN.m)	M appui (KN.m)							
RDC	30 × 45	55,55	108,88	40,28	78,92	42,28	98,28	27,96	70,06	130,04
Etage courant		55,75	112,39	40,42	81,45	42,90	109,41	25,54	85,51	131,37
Terrasse		53,83	127,14	39,32	92,82	41,20	128,66	37,40	107,91	139,34

V.4.1.2 Ferrailages des poutres principales :

➤ Armatures longitudinales :

D'après le RPA99/V2003 on a :

- Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux, sur toute la longueur de la poutre, est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximal des aciers longitudinaux est de : - 4% en zone courante et 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \varnothing$ en zone I.

Exemple de calcul : on va prendre comme exemple de calcul la poutre principale du RDC.

• ELU :

$$M_{ut} = 55,55 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{ua} = 108,88 \text{ KN.m}$$

Avec :

$$b = 0,3 \text{ m} ; h = 0,45 ; d = 0,405 \text{ m} ; d' = 0,045 \text{ m} ; \sigma_{st} = 347,826 \text{ MPa} ; \\ F_e = 400 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1,15 ; \gamma_b = 1,5 ; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

• En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} \quad \rightarrow \quad \mu_u = \frac{0,05555}{0,3 \times 0,164 \times 14,17} \quad \rightarrow \quad \mu_u = 0,079$$

$$\mu_u = 0,079 < \mu_R = 0,392 \quad \rightarrow \quad \text{Une section à simple armature } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \quad \rightarrow \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,079}) \quad \rightarrow \quad \alpha = 0,102$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) \quad \rightarrow \quad z = 0,405 \times (1 - 0,4 \times 0,102) \quad \rightarrow \quad z = 0,388 \text{ m}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_{ut}}{z \times \sigma_{st}} \quad \rightarrow \quad A_{st} = \frac{0,05555}{0,388 \times 347,82} \quad \rightarrow \quad A_{st} = 4,11 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \quad \rightarrow \quad A_{st} = 4,11 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } A_{st} = 4T14 = 6,16 \text{ cm}^2$$

➤ Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq A_{min}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 0,3 \times 0,405 \times 2,1}{400} \quad \rightarrow \quad A_{min} = 1,86 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \quad \rightarrow \quad A_{min} = 1,86 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} < A_{st} \dots \dots \dots (C.V)$$

✓ En Appui :

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bc}} \rightarrow \mu_u = \frac{0,10888}{0,3 \times 0,164 \times 14,17} \rightarrow \mu_u = 0,156$$

$$\mu_u = 0,156 < \mu_R = 0,392 \rightarrow \text{Une section à simple armature } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25((1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})) \rightarrow \alpha = 1,25((1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,156})) \rightarrow \alpha = 0,213$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) \rightarrow z = 0,405 \times (1 - 0,4 \times 0,213) \rightarrow z = 0,37 \text{ m}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_{ua}}{z \times \sigma_{st}} \rightarrow A_{st} = \frac{0,10888}{0,37 \times 347,82} \rightarrow A_{st} = 8,46 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \rightarrow A_{st} = 8,46 \text{ cm}^2$$

Choix : $A_{st} = 6T16 = 12,06 \text{ cm}^2$.

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq A_{min}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 0,3 \times 0,405 \times 2,1}{400} \rightarrow A_{min} = 1,86 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \rightarrow A_{min} = 1,86 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} < A_{st} \dots \dots \dots (C.V)$$

• **ELS :**

✓ En travée :

$$M_{st} = 40,28 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{sa} = 78,92 \text{ KN.m}$$

$$\text{Simple armature} \rightarrow A_{sc} = 0$$

$$X = n \times \frac{A_{st} + A_{sc}}{b} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times d \times A_{st} + d' \times A_{sc}}{n \times (A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$X = 15 \times \frac{6,16 \times 10^{-4}}{0,3} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 0,3 \times 0,405 \times 6,16 \times 10^{-4}}{15 \times (6,16 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right) \rightarrow X = 0,13 \text{ m} \rightarrow X = 13 \text{ cm}$$

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

$$I = 0,3 \times \frac{0,13^3}{3} + 15 \times 6,16 \times 10^{-4} \times (0,405 - 0,13)^2 \rightarrow I = 9,18 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

❖ Vérification des contraintes :

• Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I} \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{40,28 \times 10^{-3} \times 0,13}{9,18 \times 10^{-4}} \rightarrow \sigma_{bc} = 5,70 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 \rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

• Acier :

Pour des fissurations préjudiciables :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right)$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110\sqrt{1,6 \times 2,1}\right) \rightarrow \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s \times (d - X)}{I}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 40,28 \times 10^{-3} \times (0,405 - 0,13)}{9,18 \times 10^{-4}} \rightarrow \sigma_{st} = 180,99 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 5,70 \leq 15 \dots\dots\dots (C.V) \\ 180,99 \leq 201,63 \dots\dots\dots (C.V) \end{cases}$$

✓ En Appui :

Simple armature $\rightarrow A_{sc} = 0$

$$X = n \times \frac{A_{st} + A_{sc}}{b} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times d \times A_{st} + d' \times A_{sc}}{n \times (A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$X = 15 \times \frac{12,06 \times 10^{-4}}{0,3} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 0,3 \times 0,405 \times 12,06 \times 10^{-4}}{15 \times (12,06 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right) \rightarrow X = 0,16 \text{ m} \rightarrow X = 16 \text{ cm}$$

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

$$I = 0,3 \times \frac{0,16^3}{3} + 15 \times 12,06 \times 10^{-4} \times (0,405 - 0,16)^2 \rightarrow I = 1,49 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

❖ Vérification des contraintes :

• Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I} \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{78,92 \times 10^{-3} \times 0,16}{1,49 \times 10^{-3}} \rightarrow \sigma_{bc} = 8,47 \text{ MPa}$$

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

• **Acier :**

Pour des fissurations préjudiciables :

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

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s \times (d - X)}{I}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 78,92 \times 10^{-3} \times (0,405 - 0,16)}{1,49 \times 10^{-3}} \quad \rightarrow \quad \sigma_{st} = 194,65 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \end{cases} \quad \rightarrow \quad \begin{cases} 9,62 \leq 15 \dots \dots \dots (C.V) \\ 194,65 \leq 201,63 \dots \dots \dots (C.V) \end{cases}$$

❖ **Vérification des conditions du RPA :**

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h \quad \rightarrow \quad A_{min} = 0,5\% \times 30 \times 45 \quad \rightarrow \quad A_{min} = 6,75 \text{ cm}^2$$

Il faut : $A_{min} \leq A_{st \text{ cal}}$

$$6,75 \leq 4,11 + 8,46 \quad \rightarrow \quad 6,75 \text{ cm}^2 \leq 12,75 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots (C.V)$$

❖ **Armatures maximales :**

$$\text{En zone courante : } A_{max} = 4\% \times b \times h \quad \rightarrow \quad A_{max} = 4\% \times 30 \times 45 \quad \rightarrow \quad A_{max} = 54 \text{ cm}^2$$

$$\text{En zone nodale : } A_{max} = 6\% \times b \times h \quad \rightarrow \quad A_{max} = 6\% \times 30 \times 45 \quad \rightarrow \quad A_{max} = 81 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\phi_{lmin} ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) \quad \rightarrow \quad \text{min} \left(1,4 ; \frac{45}{35} ; \frac{30}{10} \right) \quad \rightarrow \quad \phi_t \leq \text{Min} (1,4 ; 1,28 ; 3)$$

$$\phi_t \leq 1,28 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{On prend : } \phi_t = 8 \text{ mm.}$$

❖ **L'espacement des barres :**

D'après le RPA 99 :

• **Zone Nodale :**

$$S_t \leq \text{min} \left(\frac{h}{4} ; 12 \times \phi_{lmin} ; 30 \text{ cm} \right) \quad \rightarrow \quad S_t \leq \text{min} \left(\frac{45}{4} ; 12 \times 1,4 ; 30 \text{ cm} \right) \quad \rightarrow \quad S_t \leq \text{min} (11,2 ; 16,8 ; 30 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 11,2 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{On prend : } S_t = 10 \text{ cm.}$$

• **Zone courante :**

$$S_t' \leq \frac{h}{2} \quad \rightarrow \quad S_t' \leq \frac{45}{2} \quad \rightarrow \quad S_t' \leq 22,5 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{On prend : } S_t' = 20 \text{ cm.}$$

❖ Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d} \rightarrow \tau_u = \frac{130,04 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,405} \rightarrow \tau_u = 1,07 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \rightarrow \tau_u = \min \left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,07 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots(C.V)$$

❖ Vérification de la flèche (BA EL 91) :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont Vérifiées (B.A.E.L.91modifié 99).

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1 \times M_s}{18 \times M_u} \rightarrow \frac{0,45}{5,1} \geq \frac{78,92 \times 10^{-3}}{18 \times 108,88 \times 10^{-3}} \rightarrow 0,088 > 0,04 \dots\dots\dots(C.V) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0,45}{5,1} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,088 \geq 0,06 \rightarrow \dots\dots\dots(C.V) \\ \frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \left\{ \begin{array}{l} \text{En travée} : \frac{6,16 \times 10^{-4}}{0,3 \times 0,405} \leq \frac{4,2}{400} \rightarrow 5,06 \times 10^{-3} < 1,05 \times 10^{-2} \dots\dots\dots(C.V) \\ \text{En Appui} : \frac{12,06 \times 10^{-4}}{0,3 \times 0,405} \leq \frac{4,2}{400} \rightarrow 9,92 \times 10^{-3} < 1,05 \times 10^{-2} \dots\dots\dots(C.V) \end{array} \right. \end{array} \right.$$

Les résultats de ferrailages sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.8: Ferrailage des poutres principales de la structure.

Niveau	Acalculé (cm ²)		A min (cm ²)	Amax (cm ²) ZC	A max (cm ²) ZR	A choisi (cm ²)		Armatures transversales(cm)		
	App	Tra				App	Tra	St	St'	Φt
RDC	8,46	4,11	6,75	54	81	6T16	4T14	10	20	Ø8
Etage courant	7,98	4,72	6,75	54	81	6T16	4T14	10	20	Ø8
Terrasse	9,12	5,53	6,75	54	81	6T16	4T14	10	20	Ø8

❖ Calcul des longueurs de recouvrement :

D'après le RPA99 V2003, La longueur minimale de recouvrement est :

$$L_r \geq (40 \times \varnothing_l) \text{ Pour Zone I}$$

Tableau V.9: Longueur de recouvrement des poutres principales.

$\varnothing_l(max)$ (mm)	$L_r(mm)$	$L_r(mm)$ choisi
Ø16	64	65
Ø14	56	60

V.4.1.3 Schéma du ferrailage des poutres principales :

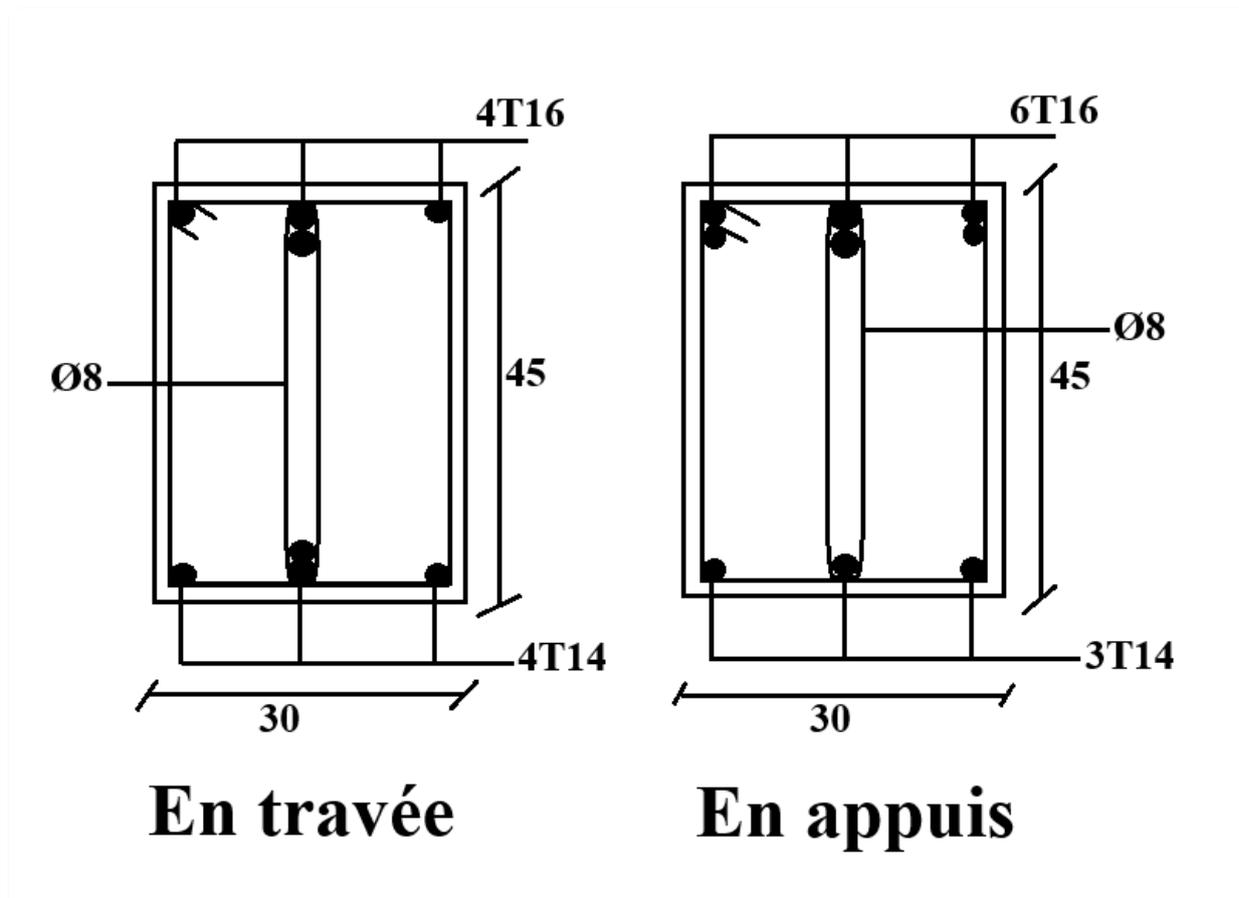


Figure V.4 : Schéma de ferrailage des poutres principales.

V.4.2 Poutre secondaire :

V.4.2.1 Les sollicitations dans les Poutre secondaire :

Les résultats des moments et des efforts tranchants des poutres secondaires pour toutes les combinaisons sont donnés par logiciel « SAP 2000 » sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.10: Sollicitations maximales des poutres secondaires.

Niveau	Section (cm ²)	ELU		ELS		G + Q ± E		0,8G ± E		V max (KN)
		M travée (KN.m)	M appui (KN.m)							
RDC	30 × 40	27,75	52,32	20,56	38,79	32,95	92,62	31,96	84,76	67,04
Etage courant		20,48	41,21	14,91	29,98	37,46	92,03	42	82,10	66,56
Terrasse		57,27	72,27	42,32	52,77	69,47	132,87	53,73	116,85	95,50

V.4.2.2 Ferrailages des poutres secondaires :

➤ **Armatures longitudinales :**

D’après le RPA99/V2003 on a :

- Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux, sur toute la longueur de la poutre, est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximal des aciers longitudinaux est de : 4% en zone courante et 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40 Ø en zone I.

Exemple de calcul : on va prendre comme exemple de calcul la poutre principale du RDC.

• **ELU :**

$$M_{ut} = 27,75 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{ua} = 52,32 \text{ KN.m}$$

Avec :

$$b = 0,3 \text{ m} ; h = 0,40 ; d = 0,36 \text{ m} ; d' = 0,04 \text{ m} ; \sigma_{st} = 347,826 \text{ MPa} ;$$

$$F_e = 400 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1,15 ; \gamma_b = 1,5 ; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

• En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} \quad \rightarrow \quad \mu_u = \frac{0,02775}{0,3 \times 0,13 \times 14,17} \quad \rightarrow \quad \mu_u = 0,05$$

$\mu_u = 0,05 < \mu_R = 0,392 \rightarrow$ Une section à simple armature $A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,05}) \rightarrow \alpha = 0,064$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) \rightarrow z = 0,36 \times (1 - 0,4 \times 0,064) \rightarrow z = 0,35 \text{ m}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_{ut}}{z \times \sigma_{st}} \rightarrow A_{st} = \frac{0,02775}{0,35 \times 347,82} \rightarrow A_{st} = 2,27 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \rightarrow A_{st} = 2,27 \text{ cm}^2$$

Choix : $A_{st} = 2T16 = 4,02 \text{ cm}^2$.

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq A_{min}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 0,3 \times 0,36 \times 2,1}{400} \rightarrow A_{min} = 1,30 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \rightarrow A_{min} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} < A_{st} \dots \dots \dots (C.V)$$

✓ En Appui :

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bc}} \rightarrow \mu_u = \frac{0,05232}{0,3 \times 0,13 \times 14,17} \rightarrow \mu_u = 0,09.$$

$\mu_u = 0,09 < \mu_R = 0,392 \rightarrow$ Une section à simple armature $A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1,25((1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})) \rightarrow \alpha = 1,25((1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,09})) \rightarrow \alpha = 0,11$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) \rightarrow z = 0,36 \times (1 - 0,4 \times 0,11) \rightarrow z = 0,34 \text{ m}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_{ua}}{z \times \sigma_{st}} \rightarrow A_{st} = \frac{0,05232}{0,34 \times 347,82} \rightarrow A_{st} = 4,42 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \rightarrow A_{st} = 4,42 \text{ cm}^2$$

Choix : $A_{st} = 4T16 = 8,04 \text{ cm}^2$.

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq A_{min}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 0,3 \times 0,36 \times 2,1}{400} \rightarrow A_{min} = 1,30 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \rightarrow A_{min} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} < A_{st} \dots \dots \dots (C.V)$$

• **ELS :**

✓ En travée :

$$M_{st} = 20,56 \text{ KN.m}$$

Simple armature → $A_{sc} = 0$

$$X = n \times \frac{A_{st} + A_{sc}}{b} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times d \times A_{st} + d' \times A_{sc}}{n \times (A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$X = 15 \times \frac{4,02 \times 10^{-4}}{0,3} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 0,3 \times 0,36 \times 4,02 \times 10^{-4}}{15 \times (4,02 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right) \rightarrow X = 0,10 \text{ m} \rightarrow X = 10 \text{ cm}$$

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

$$I = 0,3 \times \frac{0,10^3}{3} + 15 \times 4,02 \times 10^{-4} \times (0,36 - 0,10)^2 \rightarrow I = 5,07 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

❖ **Vérification des contraintes :**

• **Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I} \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{20,56 \times 10^{-3} \times 0,10}{5,07 \times 10^{-4}} \rightarrow \sigma_{bc} = 4,05 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

• **Acier :**

Pour des fissurations préjudiciables :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) \rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s \times (d - X)}{I}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 20,56 \times 10^{-3} \times (0,36 - 0,10)}{5,07 \times 10^{-4}} \rightarrow \sigma_{st} = 158,15 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 4,05 \leq 15 \dots \dots \dots (C.V) \\ 158,15 \leq 201,63 \dots \dots \dots (C.V) \end{cases}$$

✓ En Appui :

$$M_{sa} = 38,79 \text{ KN.m}$$

Simple armature → $A_{sc} = 0$

$$X = n \times \frac{A_{st} + A_{sc}}{b} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times d \times A_{st} + d' \times A_{sc}}{n \times (A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$X = 15 \times \frac{8,04 \times 10^{-4}}{0,3} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 0,3 \times 0,36 \times 8,04 \times 10^{-4}}{15 \times (8,04 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right) \rightarrow X = 0,13 \text{ m} \rightarrow X = 13 \text{ cm}$$

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

$$I = 0,3 \times \frac{0,13^3}{3} + 15 \times 8,04 \times 10^{-4} \times (0,36 - 0,13)^2 \rightarrow I = 8,57 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

❖ **Vérification des contraintes :**

• **Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I} \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{38,79 \times 10^{-3} \times 0,13}{8,57 \times 10^{-4}} \rightarrow \sigma_{bc} = 5,88 \text{ MPa}$$

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

• **Acier :**

Pour des fissurations préjudiciables :

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

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s \times (d - X)}{I}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 38,79 \times 10^{-3} \times (0,36 - 0,13)}{8,57 \times 10^{-4}} \rightarrow \sigma_{st} = 156,15 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 5,88 \leq 15 \dots \dots \dots (C.V) \\ 156,15 \leq 201,63 \dots \dots \dots (C.V) \end{cases}$$

❖ **Vérification des conditions du RPA :**

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h \rightarrow A_{min} = 0,5\% \times 30 \times 40 \rightarrow A_{min} = 6 \text{ cm}^2$$

Il faut : $A_{min} \leq A_{st \text{ cal}}$

$$6 \leq 2,27 + 4,42 \rightarrow 6 \text{ cm}^2 \leq 6,69 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots (C.V)$$

❖ **Armatures maximales :**

$$\text{En zone courante : } A_{max} = 4\% \times b \times h \rightarrow A_{max} = 4\% \times 30 \times 40 \rightarrow A_{max} = 48 \text{ cm}^2$$

$$\text{En zone nodale : } A_{max} = 6\% \times b \times h \rightarrow A_{max} = 6\% \times 30 \times 40 \rightarrow A_{max} = 72 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\phi_{lmin} ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) \rightarrow \text{min} \left(1,6 ; \frac{40}{35} ; \frac{30}{10} \right) \rightarrow \phi_t \leq \text{Min} (16 ; 1,14 ; 3)$$

$$\phi_t \leq 1,14 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{On prend : } \phi_t = 8 \text{ mm.}$$

❖ **L'espace des barres :**

D'après le RPA 99 :

• **Zone Nodale :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_{\min}; 30 \text{ cm} \right) \rightarrow S_t \leq \min \left(\frac{40}{4}; 12 \times 1,6; 30 \text{ cm} \right) \rightarrow S_t \leq \min (10; 19,2; 30 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 10 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{On prend : } S_t = 10 \text{ cm.}$$

• **Zone courante :**

$$S_t' \leq \frac{h}{2} \quad \rightarrow \quad S_t' \leq \frac{40}{2} \quad \rightarrow \quad S_t' \leq 20 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{On prend : } S_t' = 20 \text{ cm.}$$

❖ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d} \quad \rightarrow \quad \tau_u = \frac{67,04 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,36} \quad \rightarrow \quad \tau_u = 0,62 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \quad \rightarrow \quad \tau_u = \min \left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,62 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots(C.V)$$

❖ **Vérification de la flèche (BA EL 91) :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont Vérifiées (B.A.E.L.91modifié 99).

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1 \times M_s}{18 \times M_u} \quad \rightarrow \quad \frac{0,40}{4,8} \geq \frac{38,79 \times 10^{-3}}{18 \times 52,32 \times 10^{-3}} \quad \rightarrow \quad 0,083 > 0,04 \dots\dots\dots(C.V) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \rightarrow \quad \frac{0,40}{4,8} \geq \frac{1}{16} \quad \rightarrow \quad 0,083 \geq 0,06 \rightarrow \dots\dots\dots(C.V) \\ \frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \left\{ \begin{array}{l} \text{En travée : } \frac{4,02 \times 10^{-4}}{0,3 \times 0,36} \leq \frac{4,2}{400} \quad \rightarrow \quad 3,72 \times 10^{-3} < 1,05 \times 10^{-2} \dots\dots\dots(C.V) \\ \text{En Appui : } \frac{8,04 \times 10^{-4}}{0,3 \times 0,36} \leq \frac{4,2}{400} \quad \rightarrow \quad 7,44 \times 10^{-3} < 1,05 \times 10^{-2} \dots\dots\dots(C.V) \end{array} \right. \end{array} \right.$$

Les résultats de ferrillages sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.11: Ferrailage des poutres secondaires de la structure.

Niveau	Acalculé (cm ²)		A min (cm ²)	Amax (cm ²) ZC	A max (cm ²) ZR	A choisi (cm ²)		Armatures transversales (cm)		
	App	Tra				App	Tra	St	St'	Øt
RDC	4,42	2,27	6	48	72	4T16	2T16	10	20	Ø8
Etage courant	8,78	3,76	6	48	72	6T16	4T14	10	20	Ø8
Terrasse	12,48	4,77	6	48	72	9T14	6T12	10	20	Ø8

❖ **Calcul des longueurs de recouvrement :**

D'après le RPA99 V2003, La longueur minimale de recouvrement est :

$$L_r \geq (40 \times \varnothing_l) \text{ Pour Zone I}$$

Tableau V.12: Longueur de recouvrement des poutres secondaires.

$\varnothing_l(max)$ (mm)	$L_r(mm)$	$L_r(mm)$ choisi
Ø16	64	65

V.4.2.3 Schéma du ferrailage des poutres secondaires :

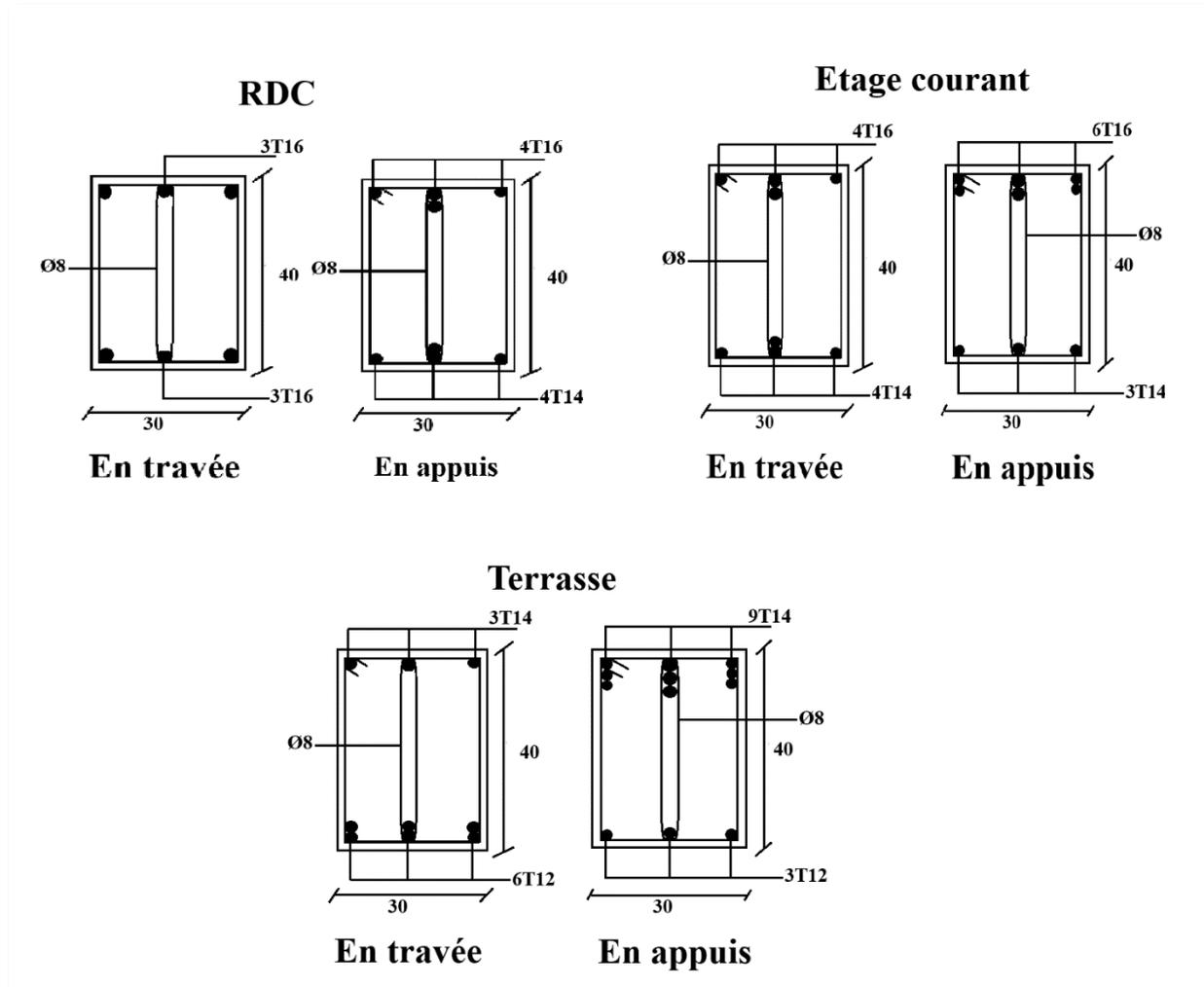


Figure V.5 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires.

V.5 Etude des voiles :

V.5.1 Les sollicitations des voiles :

Le voile constitue un élément essentiel de stabilisation conçu pour absorber les forces horizontales induites par les actions climatiques telles que le vent, ou par des événements sismiques (actions géologiques), tout en supportant des charges verticales et horizontales, les sollicitations exercées sur le voile incluent :

- Les moments fléchissant et les efforts tranchants engendrés par les séismes.
- Les efforts normaux résultant de la combinaison des charges permanentes, des charges d'exploitation et des charges sismiques.

Par conséquent, les voiles doivent être dimensionnés en tenant compte de la flexion composée et du cisaillement dans les deux directions : horizontalement pour résister aux efforts tranchants et verticalement pour résister à la flexion composée due à l'effort normal et au moment de flexion. Ces calculs sont effectués à l'aide du logiciel de calcul (SAP2000 v14), en prenant en considération les sollicitations les plus critiques issues des combinaisons présentées par les normes RPA99/version 2003 et le C.B.A.93.

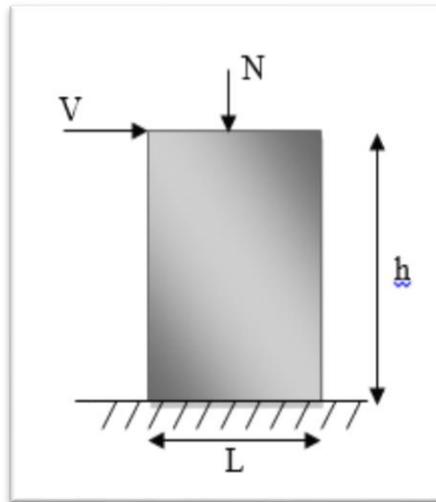


Figure V.6 : Modèle général d'un voile. [4]

V.5.2 Combinaisons de calcul :

✓ **Combinaisons fondamentales :**

$$\text{ELU} : 1,35 \times G + 1,5 \times Q$$

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

✓ **Combinaisons accidentelles :**

$$G + Q \pm E \quad ; \quad 0,8 G \pm E$$

V.5.3 Calcul des voiles :

Pour le ferrailage des voiles, il faut satisfaire certaines conditions imposées par le R.P.A.99V2003 :

- ✓ Pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales :
 - Globalement dans la section du voile 0.15%.
 - En zone courante 0.10%.
- ✓ L'espacement des barres horizontales et verticales : $S < \min (15 a ; 30 \text{ cm})$
- ✓ Les longueurs des recouvrements doivent être égales :
 - $40 \varnothing$: pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
 - $20 \varnothing$: pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons d'actions.

V.5.4 Pré dimensionnement des voiles :

Les dimensions des voiles sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau V.13 : Dimensionnement des voiles

Voile	e (m)	L (m)	A (m ²)	I (m ³)
RDC + Etage courant (x-x)	0,15	2,9	0,435	0,3
		4	0,6	0,8
		0,6	0,09	0,0027
RDC + Etage courant (y-y)	0,15	5,1	0,765	1,65
		4,05	0,6075	0,83

Avec :

e : Epaisseur de voile ;

L : Longueur de voile selon leur direction ;

A : Section de voile ;

I : Moment d'inertie.

• **Méthode de calcul :**

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.DM) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \times V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPA}$$

Avec :

N : Effort normal appliqué ;

M : Moment fléchissant appliqué;

A : Section du voile ;

V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée ;

I : Moment d'inertie.

✓ On distingue trois cas :

❖ 1^{er} cas :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$: la section du voile **est entièrement comprimée** " pas de zone tendue ". La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{min} = 0,15\% \times a \times L$$

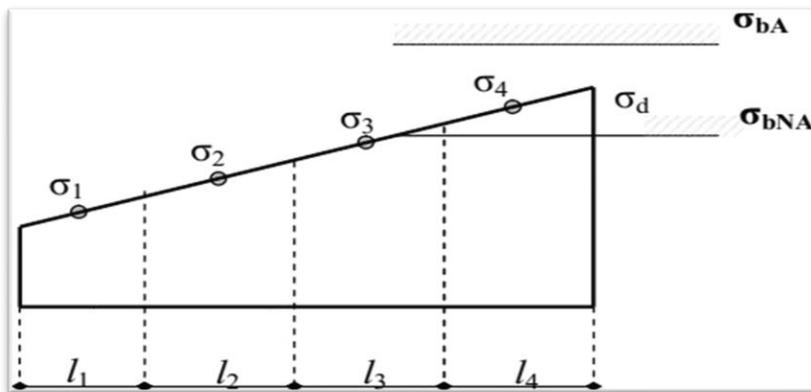


Figure V.7: Cas d'un voile de section entièrement comprimé. [4]

❖ 2^{eme} cas :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$: la section du voile **"est entièrement tendue"** pas de zone comprimée" On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$A_v = \frac{f_t}{f_e}$; on compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003). Si

$A_v < A_{min} = 0,15\% \times a \times L$, on ferraille avec la section minimale.

Si : $A_v > A_v$ on ferraille avec A_v .

❖ 3^{eme} cas :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile **"est partiellement comprimée"**, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

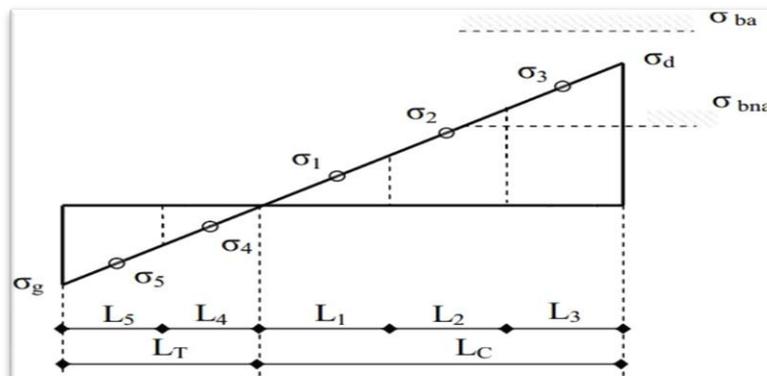


Figure V.8: Cas d'un voile de section partiellement comprimé. [4]

V.5.5 Détermination des sollicitations des voiles :

D'après SAP2000, les sollicitations sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau V.14 : Sollicitation des voiles

Voile	L(m)	N _{max} (KN)	M _{corr} (KN.m)	M _{max} (KN.m)	N _{corr} (KN)	V _{max} (KN)
Sens (x-x)	4	2401,05	135,59	142,6743	343,619	567,175
Sens (y-y)	5,1	2161,21	154,20	154,20	2161,21	505,51

V.5.6 Calcul du ferrillage :

V.5.6.1 Calcul le ferrillage vertical et horizontal (sens x-x) :

On va prendre comme un exemple de calcul le voile de rive de R.D.C de longueur L = 4m.

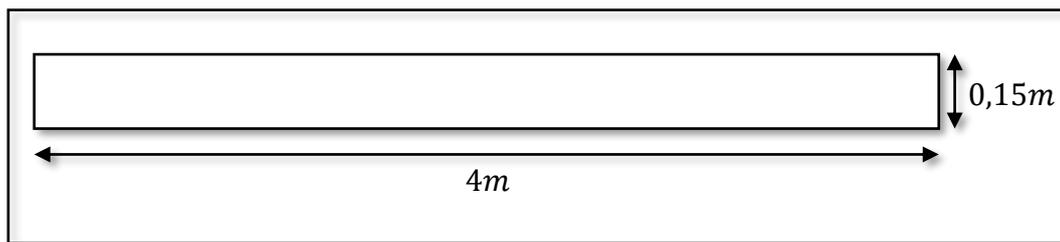


Figure V.9: Section d'un voile du rive

➤ Dans le sens X-X :

$$N_{max} = 2401,05KN$$

$$M_{corr} = 135,59KN.m$$

$$V = \frac{L}{2} \rightarrow V = \frac{4}{2} \rightarrow V = 2m$$

$$\sigma_1 = \frac{2401,05}{0,6} + \frac{135,59 \times 2}{0,8} \rightarrow \sigma_1 = 4340,725 MPA$$

$$\sigma_2 = \frac{2401,05}{0,6} - \frac{135,59 \times 2}{0,8} \rightarrow \sigma_2 = 3662,775 MPA$$

Donc on a (σ_1 et σ_2) > 0 ➔ la section du voile "est entièrement comprimée " pas de zone tendue La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003).

Calcul des armatures verticales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on a ;

$$A_{min} = 0,15\% \times a \times L \rightarrow A_{min} = 0,0015 \times 15 \times 400 \rightarrow A_{min} = 9 cm^2.$$

➤ **Calcul de Diamètre :**

$$D \leq \frac{1}{10} \times a \rightarrow D \leq \frac{1}{10} \times 150 \rightarrow D \leq 15 \text{ mm} \text{ on adopte } D = 12 \text{ mm}$$

➤ **Calcul de l'espacement :**

Selon RPA 99 v 2003 on a :

$$St \leq \min(1,5 \times a ; 30 \text{ cm})$$

$$St \leq \min(1,5 \times 15 ; 30 \text{ cm})$$

$$St \leq 22,5 \text{ cm}$$

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

Pour la zone nodale de longueur $l = L/10 = 10 \text{ cm}$ l'espacement est la moitié de celui de la zone courante :

$$S'_t = \frac{St}{2} \rightarrow \frac{20}{2} \rightarrow S'_t = 10 \text{ cm} \quad ; \quad \text{On prend : } S'_t = 10 \text{ cm}$$

Le choix de la section des armatures verticales est : $10T12 = 11,31 \text{ cm}^2$

V.5.6.1.1 Ferrailage horizontal :

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on a ;

Calcule pour $L = 1ml$

$$A_{min} = 0,15\% \times a \times L \rightarrow A_{min} = 0,0015 \times 15 \times 100 \rightarrow A_{min} = 2,25 \text{ cm}^2.$$

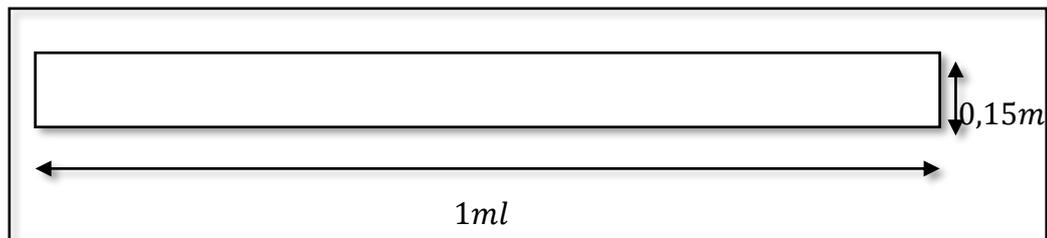


Figure V.10: Section horizontale du $1ml$

Le choix de la section des armatures verticales est : $4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$

V.5.6.1.2 Ferrailage transversal :

D'après le C.B.A. 93 et la BAEL 91, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal 12mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de $4,52 \text{ m}^2$; on a :

$$\emptyset \leq \frac{a}{10}$$

$$\emptyset \leq \frac{150}{10} \rightarrow \emptyset \leq 15 \text{ mm} \rightarrow \text{On prend : } \emptyset 10.$$

V.5.6.1.3 Vérification des contraintes de cisaillement :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant, trouvé à la base du voile majoré de 40% (art 7.2.2 RPA99/version 2003) ;

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_b = \frac{1,4 \times V}{b \times d}$$

Avec :

V : Effort tranchant à la base du voile ;

b : Epaisseur du voile ;

d : Hauteur utile ; $d = 0,9h$

La contrainte limite est :

$$\bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau_b < \bar{\tau}_b$$

On calcule la contrainte de cisaillement :

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 567,175 \times 10^{-3}}{0,15 \times 0,9 \times 4} \rightarrow \tau_b = 1,470 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1,470 \text{ MPa} < 0,2 \times 25 \rightarrow 1,470 \text{ MPa} < 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots (C.V)$$

V.5.6.2 Calcul le ferrailage vertical et horizontal (sens y-y) :

On va prendre comme un exemple de calcul le voile de rive de R.D.C de longueur L = 5,1m.

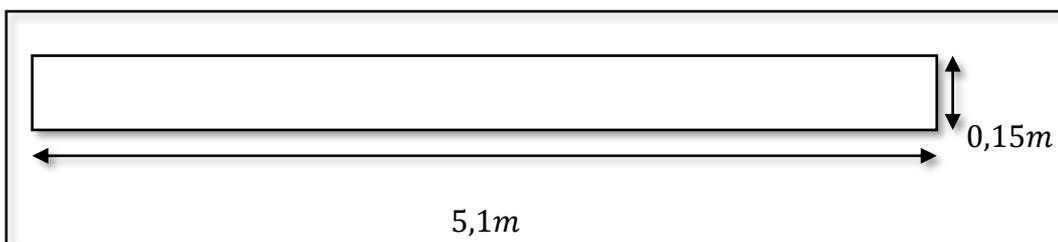


Figure V.11: Section d'un voile de rive

➤ Dans le sens Y-Y :

$$N_{max} = 2161,21 \text{ KN}$$

$$M_{corr} = 154,20 \text{ KN.m}$$

$$V = \frac{L}{2} \rightarrow V = \frac{5,1}{2} \rightarrow V = 2,55 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = \frac{2161,21}{0,765} + \frac{154,20 \times 2,55}{1,65} \rightarrow \sigma_1 = 3377,145 \text{ MPA}$$

$$\sigma_2 = \frac{2161,21}{0,765} - \frac{154,20 \times 2,55}{1,65} \rightarrow \sigma_2 = 2900,527 \text{ MPA}$$

Donc on a (σ_1 et σ_2) > 0 → la section du voile "**est entièrement comprimée**" pas de zone tendue La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003).

Calcul des armatures verticales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on a ;

$$A_{min} = 0,15\% \times a \times L \rightarrow A_{min} = 0,0015 \times 15 \times 510 \rightarrow A_{min} = 11,475 \text{ cm}^2.$$

➤ **Calcul de Diamètre :**

$$D \leq \frac{1}{10} \times a \rightarrow D \leq \frac{1}{10} \times 150 \rightarrow D \leq 15 \text{ mm} \text{ On adopte } D = 12 \text{ mm}$$

➤ **Calcul de l'espacement :**

Selon RPA 99 v 2003 on a :

$$St \leq \min(1,5 \times a ; 30 \text{ cm})$$

$$St \leq \min(1,5 \times 15 ; 30 \text{ cm})$$

$$St \leq 22,5 \text{ cm}$$

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

Pour la zone nodale de longueur $l = L/10 = 10 \text{ cm}$ l'espacement est la moitié de celui de la zone courante :

$$S'_t = \frac{St}{2} \rightarrow \frac{20}{2} \rightarrow S'_t = 10 \text{ cm} \quad ; \quad \text{On prend : } S'_t = 10 \text{ cm}$$

Le choix de la section des armatures verticales est : $8T14 = 12,32 \text{ cm}^2$

V.5.6.2.1 Ferrailage horizontal :

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on a ;

Calcule pour $L = 1ml$

$$A_{min} = 0,15\% \times a \times L \rightarrow A_{min} = 0,0015 \times 15 \times 100 \rightarrow A_{min} = 2,25 \text{ cm}^2.$$

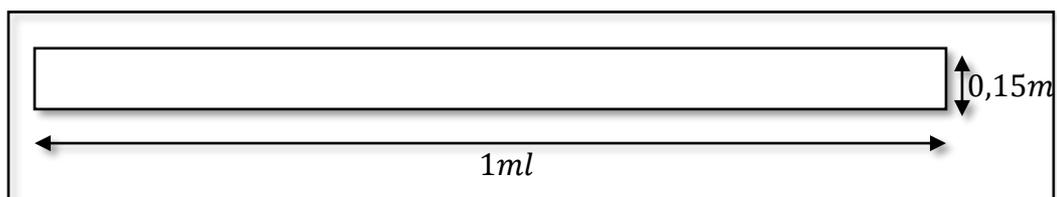


Figure V.12: Section horizontale du 1ml

Le choix de la section des armatures verticales est : $4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$

V.5.6.2.2 Ferrailage transversal :

D'après le C.B.A. 93 et la BAEL 91, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal 12mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de $4,52 \text{ m}^2$; on a :

$$\phi \leq \frac{a}{10}$$

$$\phi \leq \frac{150}{10} \rightarrow \phi \leq 15\text{mm} \quad \rightarrow \text{On prend : } \phi 10.$$

V.5.6.2.3 Vérification des contraintes de cisaillement :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant, trouvé à la base du voile majoré de 40% (art 7.2.2 RPA99/version 2003) ;

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_b = \frac{1,4 \times V}{b \times d}$$

Avec :

V : Effort tranchant à la base du voile ;

b : Epaisseur du voile ;

d : Hauteur utile ; $d = 0,9h$

La contrainte limite est :

$$\bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28}$$

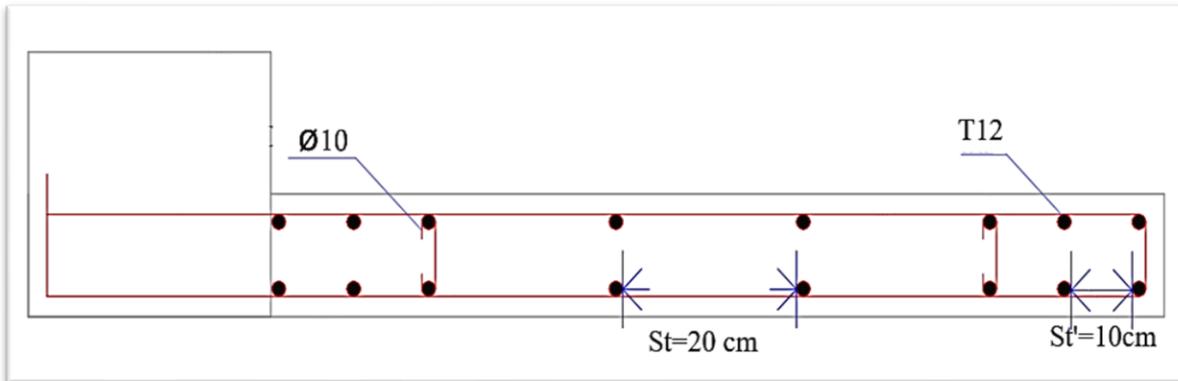
Il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau_b < \bar{\tau}_b$$

On calcule la contrainte de cisaillement :

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 505,51 \times 10^{-3}}{0,15 \times 0,9 \times 5,1} \rightarrow \tau_b = 1,027 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1,027 \text{ MPa} < 0,2 \times 25 \rightarrow 1,027 \text{ MPa} < 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots (C.V)$$

V.5.7 Schéma du ferrailage des voiles :**Figure V.13:** Schéma de ferrailage de voile.**V.6 Conclusion :**

Dans cette section, les résultats que nous avons obtenus nous permettent d'intégrer le ferrailage réel de notre structure dans le modèle établi par SAP2000, afin de mener une analyse statique non linéaire de manière appropriée.

Chapitre VI :

Etude de l'infrastructure

VI.1 Introduction :

Les fondations sont comme les racines d'un bâtiment, fournissant un support essentiel pour toute structure. Elles sont le lien vital entre le sol et la construction, assurant sa stabilité et sa durabilité. En d'autres termes, les fondations sont la base sur laquelle repose tout édifice, qu'il s'agisse d'une maison, d'un pont ou d'un gratte-ciel. Leur conception et leur construction doivent prendre en compte divers facteurs tels que le type de sol, la charge structurelle et les conditions environnementales. En somme, les fondations sont le premier pas crucial dans la construction de tout projet, assurant sa solidité et sa résilience face aux forces de la nature.

VI.2 Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend de plusieurs facteurs, notamment :

- La nature et l'homogénéité du bon sol ;
- La capacité portante du terrain de fondation ;
- La charge totale transmise au sol ;
- La raison économique ;
- La facilité de réalisation ; [8]
- La distance entre axes des poteaux.

Pour déterminer le type de fondation, on procède généralement en examinant successivement les possibilités suivantes : les semelles isolées, les semelles filantes, et enfin le radier général, afin de déterminer celui qui convient le mieux au contexte spécifique de la construction.

Selon le rapport du sol, la fondation de la structure sera établie sur un terrain avec une contrainte admissible de 1,8 bars.

Étant donné l'importance des charges que notre structure devra supporter et la faible résistance du sol à ces charges, nous optons pour un **radier général** comme fondation.

Le radier général est une forme de fondation continue constituée d'une dalle de béton armé qui recouvre toute la surface de la structure à construire ou supérieure

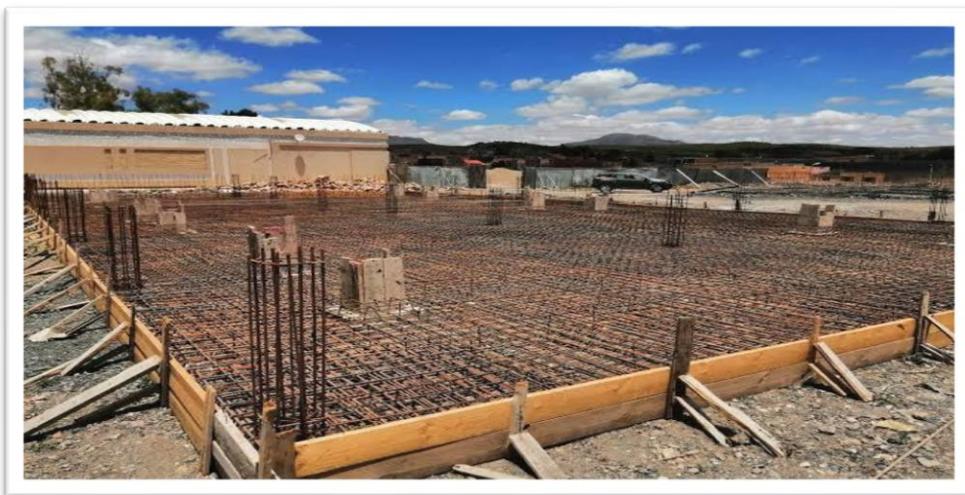


Figure VI.1 : Radier. [3]

VI.3 Combinaisons d'actions à considérer :

D'après (C.B.A.93) : Les combinaisons fondamentales :

- ELU : $1,35 \times G + 1,5 \times Q$
- ELS : $G + Q$

D'après le RPA99 versions 2003 (Article 10.1.4.1) : Les combinaisons accidentelles :

- $G + Q \pm E$
- $0,8 G \pm E$

VI.4 Pré dimensionnement :

Étant donné l'importance de l'ouvrage et des charges qu'il supportera, nous optons pour un radier nervuré comme fondation. Les radiers nervurés se composent de poutres et de poutrelles croisées qui renforcent la dalle en lui procurant une rigidité supplémentaire. Ce choix est recommandé lorsque la dalle plate seule n'est pas assez robuste, en raison de son épaisseur, pour supporter des charges importantes.

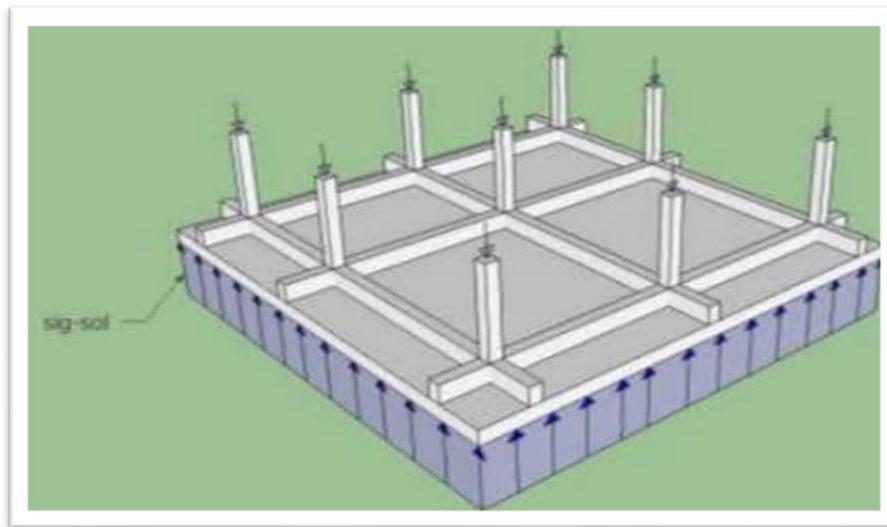


Figure VI.2: Fondation superficielle de type Radier Nervuré. [4]

VI.4.1 Dimension du radier :

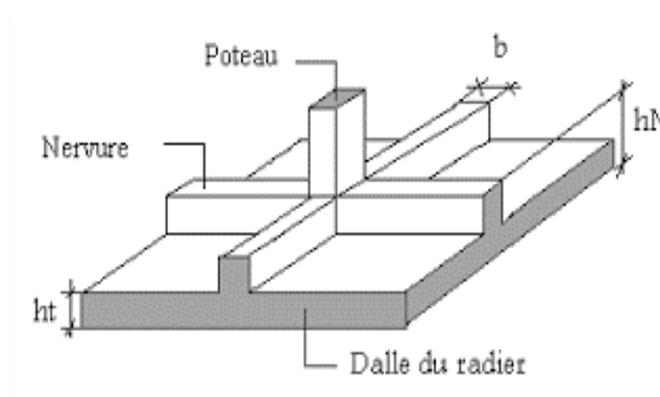


Figure VI.3: Dessin représente le radier et ces composants. [3]

✓ **La nervure :**

D'après le **DTR BC 2.33.1** :

$$h_N \geq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec :

h_N : Epaisseur de la nervure ;

L_{max} : Distance maximale entre deux files successives elle est égale à $L_{max} = 6,95 \text{ m}$.

$$h_N \geq \frac{6,95}{10} \quad \rightarrow \quad h_N \geq 0,695 \text{ m}$$

On prend : $h_N = 0,9 \text{ m}$

✓ **La dalle :**

D'après le **DTR BC 2.33.1** :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec :

h_d : Epaisseur de la dalle.

$$h_d \geq \frac{6,95}{20} \quad \rightarrow \quad h_d \geq 0,347 \text{ m}$$

On prend : $h_d = 0,40 \text{ m}$

VI.4.2 Vérification au poinçonnement :

D'après **BAEL99 (article A.5.2, 41)** :

$$N_u \leq \frac{0,045 \times h \times P_r \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : La charge à l'état limite ultime du poteau le plus sollicitée ;

P_r : Périmètre de centre cisaillement.

$$N_u = 2,163 \text{ MN}$$

$$P_r = 4 \times (a + h)$$

$$a = 60 \text{ cm} \quad ; \quad h = 0,9 \text{ m}$$

$$P_r = 4 \times (0,6 + 0,9) \quad \rightarrow \quad P_r = 6 \text{ m}$$

$$N_u \leq \frac{0,045 \times 0,9 \times 6 \times 25}{1,5} \quad \rightarrow \quad N_u = 2,163 \text{ MN} \leq 4,05 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{(C.V)}$$

• **Calcul de surface du radier :**

$$S_{radier} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

N_s : Effort normal de la structure, il est égal à $N_s = 61005.5925$ KN

$$S_{radier} \geq \frac{61005.5925}{180} \rightarrow S_{radier} \geq 338,91 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment est : $S_{bâtiment} = 445,24 \text{ m}^2$

On prend : $S_{radier} = 564,54 \text{ m}^2$

• **Calcul de Débordement D :**

$$D \geq \max\left(\frac{h_n}{2}; 30 \text{ cm}\right)$$

$$D \geq \max\left(\frac{0,9}{2}; 30 \text{ cm}\right) \rightarrow D \geq \max(45; 30 \text{ cm}) \rightarrow D \geq 45 \text{ cm}$$

On prend : $D = 50 \text{ cm}$

VI.4.3 Vérification au renversement :

Selon le RPA99/V 2003, afin de prévenir tout risque de renversement, il est nécessaire que cette condition soit respectée :

$$e = \frac{M}{N_s} \leq \frac{B}{4}$$

Avec

M : Moment de renversement suivant chaque direction ;

N_s : Effort normal total.

$$N_s = N_{s \text{ super structure}} + N_{s \text{ radier}}$$

$$N_{s \text{ super structure}} = 61005.5925 \text{ KN}$$

• **Calcul du poids propre du radier :**

$$P_{P_{radier}} = V_{radier} \times \gamma_b$$

Avec

V_{radier} : Volume du radier ;

γ_b : Poids volumique du BA.

D'où :

$$V_{radier} = S \times h \rightarrow V_{radier} = 564,64 \times 0,4 \rightarrow V_{radier} = 234,67 \text{ m}^3$$

$$P_{P_{radier}} = 234,67 \times 25 \rightarrow P_{P_{radier}} = 5866,75 \text{ KN}$$

$$N_s = N_{s \text{ super structure}} + N_{s \text{ radier}}$$

$$N_s = 61005.5925 + 5866,75 \quad \rightarrow \quad N_s = 66872,34 \text{ KN}$$

- Sens (x-x) :

$$M_x = 58142.13 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M_x}{N_s} \leq \frac{B}{4} \quad \rightarrow \quad e = \frac{58142.13}{66872,34} \leq \frac{31,95}{4} \quad \rightarrow \quad e = 0,86 \leq 7,98 \dots \dots \dots (\text{C.V})$$

- Sens (y-y) :

$$M_y = 53285.53 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M_y}{N_s} \leq \frac{B}{4} \quad \rightarrow \quad e = \frac{53285.53}{66872,34} \leq \frac{17,35}{4} \quad \rightarrow \quad e = 0,79 \leq 4,33 \dots \dots \dots (\text{C.V})$$

VI.4.4 Vérification de la contrainte du sol :

D'après le rapport géotechnique, on a $\overline{\sigma_{sol}} = 1,8 \text{ bars}$, donc on doit vérifier les deux conditions suivantes :

- Condition 1 :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

Avec :

$$\sigma_{b1} = K \times Z_{\max} \quad ; \quad \sigma_{b2} = K \times Z_{\min}$$

D'où :

Z_{\max}, Z_{\min} : Déplacement maximal et minimal suivant axe Z ;

K : Coefficient de BALLAST.

$$K = 2 \times \overline{\sigma_{sol}} \quad \rightarrow \quad K = 2 \times 1,8 \quad \rightarrow \quad K = 3,8 \text{ kg/cm}^3$$

$$Z_{\max} = 0,383 \text{ cm}$$

$$Z_{\min} = 0,0131 \text{ cm}$$

$$\sigma_{b1} = 3,8 \times Z_{\max} \quad \rightarrow \quad \sigma_{b1} = 3,8 \times 0,383 \quad \rightarrow \quad \sigma_{b1} = 1,455 \text{ bars}$$

$$\sigma_{b2} = 3,8 \times Z_{\min} \quad \rightarrow \quad \sigma_{b2} = 3,8 \times 0,0131 \quad \rightarrow \quad \sigma_{b2} = 0,049 \text{ bars}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{b1} + \sigma_{b2}}{4}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 1,455 + 0,049}{4} \quad \rightarrow \quad \sigma_{moy} = 1,10 \text{ bars} \quad \overline{\sigma_{sol}} = 1,8 \text{ bars} \dots \dots \dots (\text{C.V})$$

- Condition 2 :

$$\sigma_{b2} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

Avec :

$$\sigma_{b2} = \frac{F_z}{S}$$

D'où :

F_z : Réaction totale de la structure à l'ELS obtenu par SAP2000 ($F_z = 56389,63 \text{ KN}$) ;

S : Surface de radier.

$$\sigma_{b2} = \frac{56389,63}{564,54} \rightarrow \sigma_{b2} = 99,88 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \rightarrow \sigma_{b2} = 0,9988 \text{ bars} < \overline{\sigma_{sol}} = 1,8 \text{ bars} \dots \dots \dots (\text{C.V})$$

D'après logiciel SAFE :

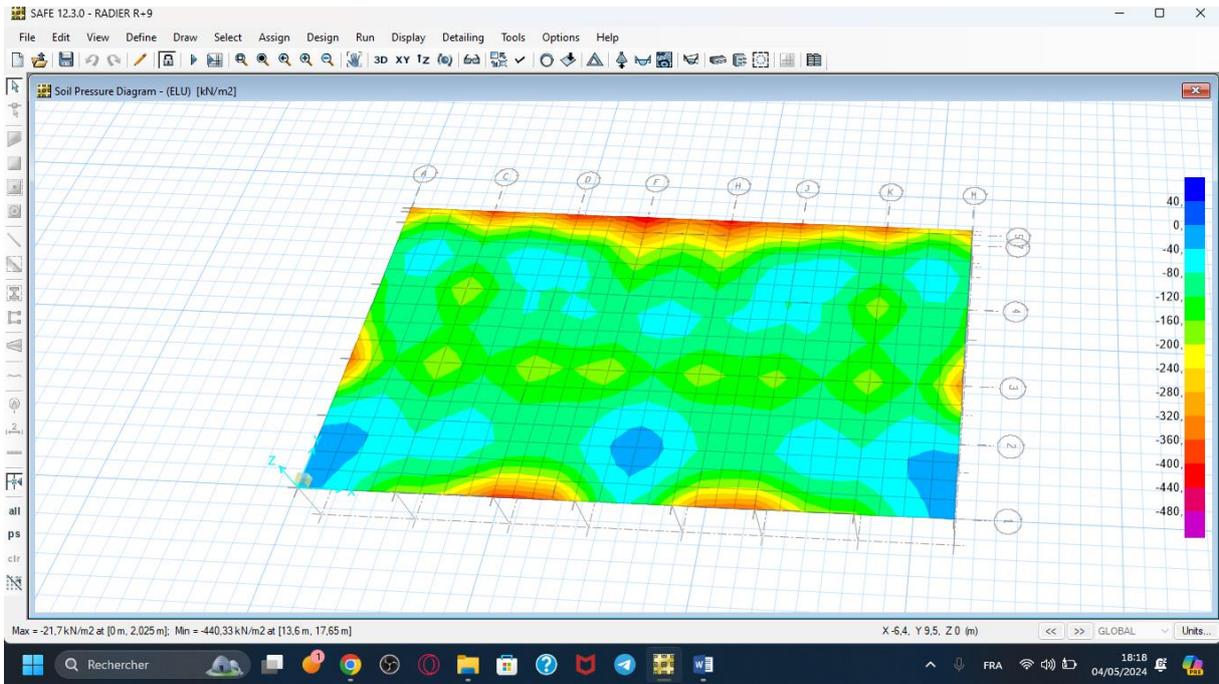


Figure VI.4: Déplacement suivant Uz

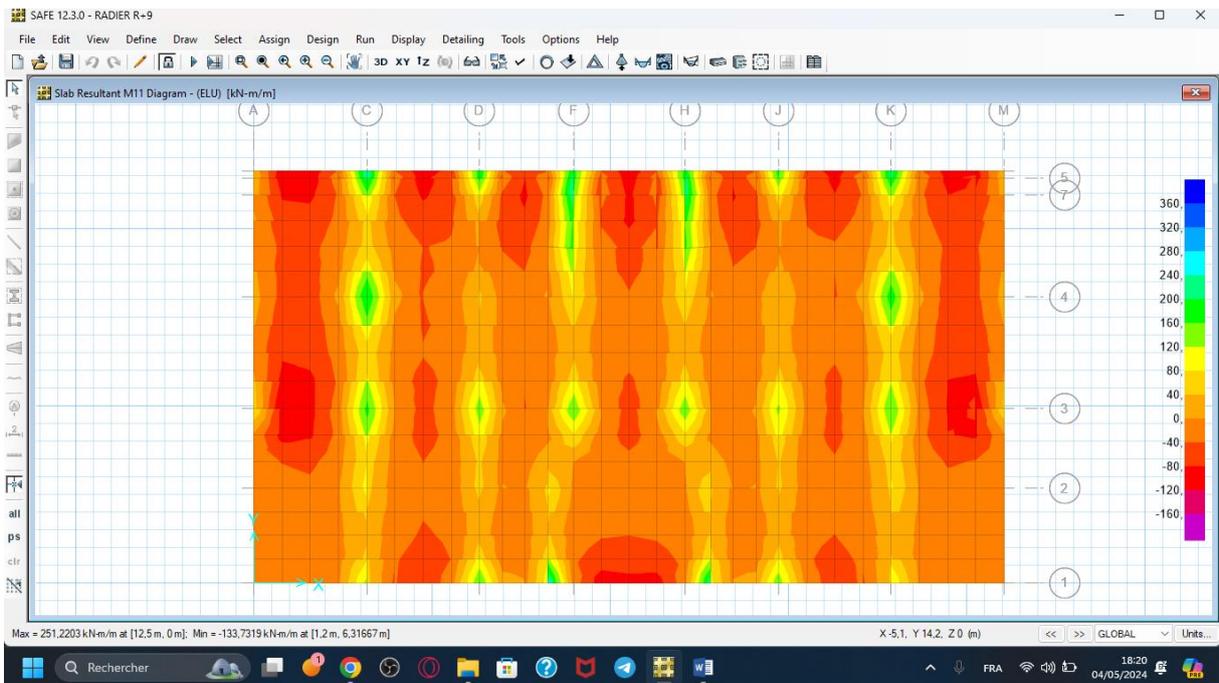


Figure VI.5: Moment M_{11} à ELU (suivant L_x)

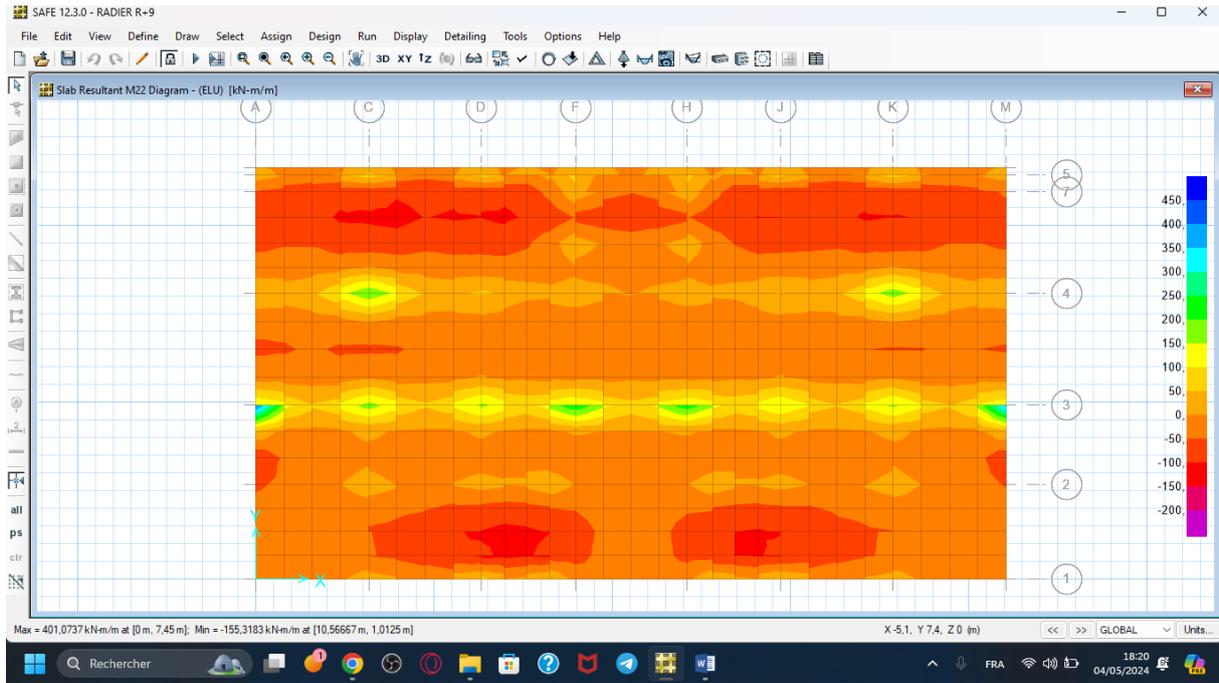


Figure VI.6: Moment M_{22} à ELU (suivant L_y)

- Les sollicitations du radier :

Tableau VI.1 : Les sollicitations du radier

		ELU		ELS		V	
		M_{11} (KN.m)	M_{22} (KN.m)	M_{11} (KN.m)	M_{22} (KN.m)	V_x (KN)	V_y (KN)
Dalle	Travée	309,41	283,78	213,46	210,21	562,84	515,10
	Appui	395,01	342,36	338,37	253,60		

VI.5 Calcul du ferrailage de la dalle :

Le calcul se fait en flexion simple avec une section ($0,40 \times 1,00$) m^2 en deux directions, l'une suivant L_x et l'autre suivant L_y .

✓ En Travée :

• ELU :

➤ Ferrailages suivant L_x :

$$\mu_u = \frac{M_{11}}{b \times d^2 \times f_{bc}} \rightarrow \mu_u = \frac{0,30941}{1 \times (0,9 \times 0,4)^2 \times 14,17} \rightarrow \mu_u = 0,168.$$

$$\mu_u = 0,168 < \mu_R = 0,392 \rightarrow \text{Une section à simple armature } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25((1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})) \rightarrow \alpha = 1,25((1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,168})) \rightarrow \alpha = 0,23$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) \rightarrow z = 0,36 \times (1 - 0,4 \times 0,23) \rightarrow z = 0,32 \text{ m}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_{u11}}{z \times \sigma_{st}} \rightarrow A_{st} = \frac{0,30941}{0,32 \times 347,82} \rightarrow A_{st} = 2,779 \times 10^{-3} \text{ m}^2 \rightarrow A_{st} = 27,79 \text{ cm}^2$$

Choix : $A_{st} = 14T16 = 28,15 \text{ cm}^2$.

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq A_{min}$$

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{1 \times 0,4}{1000}; \frac{0,23 \times 1 \times 0,36 \times 2,1}{400}\right) \rightarrow A_{min} \geq \max(4 \times 10^{-4}; 4,34 \times 10^{-4})$$

$$A_{min} = 4,34 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \rightarrow A_{min} = 4,34 \text{ cm}^2 < A_{st} = 28,15 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots (C.V)$$

➤ **Ferraillages suivant Ly :**

$$\mu_u = \frac{M_{22}}{b \times d^2 \times f_{bc}} \rightarrow \mu_u = \frac{0,28378}{1 \times (0,9 \times 0,4)^2 \times 14,17} \rightarrow \mu_u = 0,154.$$

$$\mu_u = 0,154 < \mu_R = 0,392 \rightarrow \text{Une section à simple armature } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25((1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})) \rightarrow \alpha = 1,25((1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,154})) \rightarrow \alpha = 0,21$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) \rightarrow z = 0,36 \times (1 - 0,4 \times 0,21) \rightarrow z = 0,32 \text{ m}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_{u11}}{z \times \sigma_{st}} \rightarrow A_{st} = \frac{0,28378}{0,32 \times 347,82} \rightarrow A_{st} = 2,331 \times 10^{-3} \text{ m}^2 \rightarrow A_{st} = 23,31 \text{ cm}^2$$

Choix : $A_{st} = 12T16 = 24,13 \text{ cm}^2$.

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq A_{min}$$

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{1 \times 0,4}{1000}; \frac{0,23 \times 1 \times 0,36 \times 2,1}{400}\right) \rightarrow A_{min} \geq \max(4 \times 10^{-4}; 4,34 \times 10^{-4})$$

$$A_{min} = 4,34 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \rightarrow A_{min} = 4,34 \text{ cm}^2 < A_{st} = 24,13 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots (C.V)$$

• Vérification à L'ELS :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec:} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

➤ Suivant Lx :

$$\gamma = \frac{0,30941}{0,21346} \rightarrow \gamma = 1,44$$

$$\alpha \leq \frac{1,44 - 1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha \leq 0,47 \dots \dots \dots (C.V)$$

➤ Suivant Ly :

$$\gamma = \frac{0,28378}{0,21021} \rightarrow \gamma = 1,34$$

$$\alpha \leq \frac{1,34 - 1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha \leq 0,42 \dots \dots \dots (C.V)$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma < \overline{\sigma_{sol}}$.

Les armatures calculées à l'ELU convient pour l'ELS.

✓ En appui :

• ELU :

➤ Ferrailages suivant Lx :

$$\mu_u = \frac{M_{11}}{b \times d^2 \times f_{bc}} \rightarrow \mu_u = \frac{0,39501}{1 \times (0,9 \times 0,4)^2 \times 14,17} \rightarrow \mu_u = 0,215.$$

$$\mu_u = 0,215 < \mu_R = 0,392 \rightarrow \text{Une section à simple armature } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25((1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})) \rightarrow \alpha = 1,25((1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,215})) \rightarrow \alpha = 0,3$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) \rightarrow z = 0,36 \times (1 - 0,4 \times 0,3) \rightarrow z = 0,31 \text{ m}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_{u11}}{z \times \sigma_{st}} \rightarrow A_{st} = \frac{0,39501}{0,31 \times 347,82} \rightarrow A_{st} = 3,663 \times 10^{-3} \text{ m}^2 \rightarrow A_{st} = 36,63 \text{ cm}^2$$

Choix : $A_{st} = 18T16 = 36,19 \text{ cm}^2$.

➤ Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq A_{min}$$

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{1 \times 0,4}{1000}; \frac{0,23 \times 1 \times 0,36 \times 2,1}{400}\right) \rightarrow A_{min} \geq \max(4 \times 10^{-4}; 4,34 \times 10^{-4})$$

$$A_{min} = 4,34 \times 10^{-4} m^2 \rightarrow A_{min} = 4,34 \text{ cm}^2 < A_{st} = 36,19 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots (C.V)$$

➤ **Ferraillages suivant Ly :**

$$\mu_u = \frac{M_{22}}{b \times d^2 \times f_{bc}} \rightarrow \mu_u = \frac{0,34236}{1 \times (0,9 \times 0,4)^2 \times 14,17} \rightarrow \mu_u = 0,18.$$

$$\mu_u = 0,18 < \mu_R = 0,392 \rightarrow \text{Une section à simple armature } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25((1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})) \rightarrow \alpha = 1,25((1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,18})) \rightarrow \alpha = 0,25$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) \rightarrow z = 0,36 \times (1 - 0,4 \times 0,25) \rightarrow z = 0,324 \text{ m}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_{u11}}{z \times \sigma_{st}} \rightarrow A_{st} = \frac{0,34236}{0,324 \times 347,82} \rightarrow A_{st} = 3,037 \times 10^{-3} m^2 \rightarrow A_{st} = 30,37 \text{ cm}^2$$

Choix : $A_{st} = 16T16 = 32,17 \text{ cm}^2$.

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq A_{min}$$

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{1 \times 0,4}{1000}; \frac{0,23 \times 1 \times 0,36 \times 2,1}{400}\right) \rightarrow A_{min} \geq \max(4 \times 10^{-4}; 4,34 \times 10^{-4})$$

$$A_{min} = 4,34 \times 10^{-4} m^2 \rightarrow A_{min} = 4,34 \text{ cm}^2 < A_{st} = 32,17 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots (C.V)$$

• **Vérification à L'ELS :**

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec:} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

➤ **Suivant Lx :**

$$\gamma = \frac{0,39501}{0,33837} \rightarrow \gamma = 1,16$$

$$\alpha \leq \frac{1,16 - 1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha = 0,23 \leq 0,33 \dots \dots \dots (C.V)$$

➤ **Suivant Ly :**

$$\gamma = \frac{0,34236}{0,25360} \rightarrow \gamma = 1,35$$

$$\alpha \leq \frac{1,35 - 1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha = 0,21 \leq 0,425 \dots \dots \dots (C.V)$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma < \overline{\sigma_{sol}}$.

Les armatures calculées à l'ELU convient pour l'ELS.

- **Armature de répartition :**
 - ✓ **En Travée :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4}$$

$$A_r = \frac{28,15}{4} \rightarrow A_r = 7,07 \text{ cm}^2$$

Choix : 5T14 = 7,70 cm².

- ✓ **En appui :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4}$$

$$A_r = \frac{36,19}{4} \rightarrow A_r = 9,04 \text{ cm}^2$$

Choix : 6T14 = 9,24 cm².

- **Vérification au cisaillement :**
 - **Suivant Lx :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right)$$

$$\tau_u = \frac{0,56284}{1 \times 0,36} \rightarrow \tau_u = 1,56 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5MPa\right) \rightarrow \bar{\tau}_u = \min(3,33; 5MPa) \rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33MPa$$

$$\tau_u = 1,56 \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \dots \dots \dots (C.V)$$

- **Suivant Ly :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right)$$

$$\tau_u = \frac{0,51510}{1 \times 0,36} \rightarrow \tau_u = 1,43 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5MPa\right) \rightarrow \bar{\tau}_u = \min(3,33; 5MPa) \rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33MPa$$

$$\tau_u = 1,56 \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \dots \dots \dots (C.V)$$

- **Les Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{tmin}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \rightarrow \phi_t \leq \min(1,4; 2,57; 6) \rightarrow \phi_t \leq 1,4 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 10 \text{ mm}$

• Calcul de l'espacement :

D'après le B.A.E.L 91 on a ;

$$S_t \leq \min (0.9 \times d ; 40 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq \min (0.9 \times 36 ; 40 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq \min (32,4 ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 32,4 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 20\text{cm}$

VI.5.1 Récapitulation du ferrailage de la dalle :

Tableau VI.2 : Récapitulation du ferrailage de la dalle

		$A_{st \text{ cal}}$ (cm^2)	$A_{st \text{ choisi}}$ (cm^2)	$A_r \text{ cal}$ (cm^2)	$A_r \text{ choisi}$ (cm^2)	\varnothing_t (mm)	S_t (cm)
Lx	Travée	27,79	14T16 28,15	9,04	5T14 7,70	10	20
	Appui	36,63	18T16 36,19	9,04	6T14 9,24	10	20
Ly	Travée	23,31	12T16 24,13	9,04	5T14 7,70	10	20
	Appui	30,37	16T16 32,17	9,04	6T14 9,24	10	20

VI.5.2 Schéma de ferrailage de la dalle :

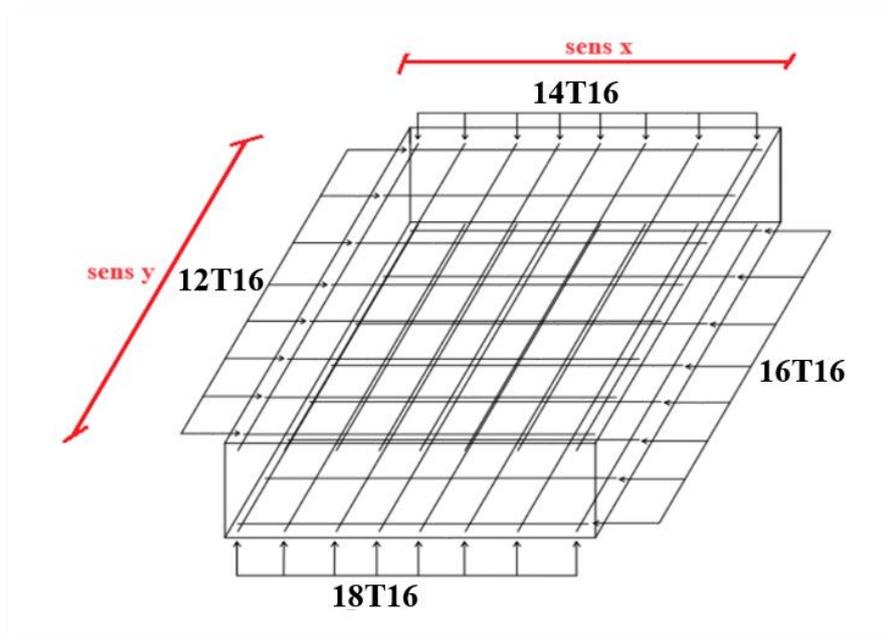


Figure VI.7: Ferrailage de la dalle.

VI.6 Calcul du ferrailage de la nervure :

Le calcul se fait à la flexion simple de dimension $(0,6 \times 0,9) \text{ m}^2$:

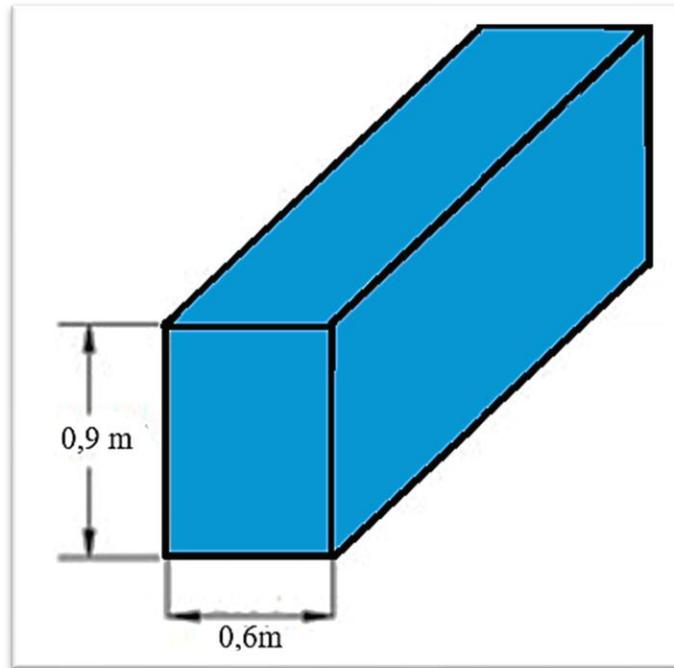


Figure VI.8: Dimension de la nervure.

- Les sollicitations :

Tableau VI.3 : Les sollicitations de la nervure.

	ELU	V (KN)	ELS
Position	M_u (KN.m)		M_s (KN.m)
Travée	249,09	294,04	218,29
Appui	304,48		191,92

✓ En Travée :

- ELU :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} \rightarrow \mu_u = \frac{0,24909}{1 \times (0,9 \times 0,9)^2 \times 14,17} \rightarrow \mu_u = 0,026.$$

$$\mu_u = 0,026 < \mu_R = 0,392 \rightarrow \text{Une section à simple armature } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25((1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})) \rightarrow \alpha = 1,25((1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,026})) \rightarrow \alpha = 0,032$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) \rightarrow z = 0,81 \times (1 - 0,4 \times 0,032) \rightarrow z = 0,799 \text{ m}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} \rightarrow A_{st} = \frac{0,24909}{0,799 \times 347,82} \rightarrow A_{st} = 8,96 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \rightarrow A_{st} = 8,96 \text{ cm}^2$$

Choix : $A_{st} = 6T16 = 12,06 \text{ cm}^2$.

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq A_{min}$$

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{0,6 \times 0,9}{1000}; \frac{0,23 \times 0,6 \times 0,81 \times 2,1}{400}\right) \rightarrow A_{min} \geq \max(5,4 \times 10^{-4}; 5,86 \times 10^{-4})$$

$$A_{min} = 5,86 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \rightarrow A_{min} = 5,86 \text{ cm}^2 < A_{st} = 12,06 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots (C.V)$$

• **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4}$$

$$A_r = \frac{12,06}{4} \rightarrow A_r = 3,015 \text{ cm}^2$$

Choix : $4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$.

• **Vérification à L'ELS :**

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec:} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\gamma = \frac{0,24909}{0,21829} \rightarrow \gamma = 1,14$$

$$\alpha \leq \frac{1,14 - 1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha = 0,032 \leq 0,32 \dots \dots \dots (C.V)$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma < \overline{\sigma_{sol}}$.

Les armatures calculées à l'ELU convient pour l'ELS.

✓ **En appui :**

• **ELU :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} \rightarrow \mu_u = \frac{0,30448}{1 \times (0,9 \times 0,9)^2 \times 14,17} \rightarrow \mu_u = 0,032.$$

$$\mu_u = 0,032 < \mu_R = 0,392 \rightarrow \text{Une section à simple armature } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25((1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})) \rightarrow \alpha = 1,25((1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,032})) \rightarrow \alpha = 0,04$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) \rightarrow z = 0,81 \times (1 - 0,4 \times 0,04) \rightarrow z = 0,797 \text{ m}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} \rightarrow A_{st} = \frac{0,30448}{0,797 \times 347,82} \rightarrow A_{st} = 1,098 \times 10^{-3} \text{ m}^2 \rightarrow A_{st} = 10,98 \text{ cm}^2$$

Choix : $A_{st} = 6T16 = 12,06 \text{ cm}^2$.

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq A_{min}$$

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{0,6 \times 0,9}{1000}; \frac{0,23 \times 0,6 \times 0,81 \times 2,1}{400}\right) \rightarrow A_{min} \geq \max(5,4 \times 10^{-4}; 5,86 \times 10^{-4})$$

$$A_{min} = 5,86 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \rightarrow A_{min} = 5,86 \text{ cm}^2 < A_{st} = 12,06 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots (C.V)$$

• **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4}$$

$$A_r = \frac{12,06}{4} \rightarrow A_r = 3,015 \text{ cm}^2$$

Choix : $4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$.

• **Vérification à L'ELS :**

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec:} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\gamma = \frac{0,30448}{0,19192} \rightarrow \gamma = 1,58$$

$$\alpha \leq \frac{1,58 - 1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha = 0,04 \leq 0,54 \dots \dots \dots (C.V)$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma < \overline{\sigma}_{sol}$.

Les armatures calculées à l'ELU convient pour l'ELS.

• **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\tau_u = \frac{0,29404}{0,9 \times 0,81} \rightarrow \tau_u = 0,403 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPa}\right) \rightarrow \overline{\tau}_u = \min(3,33; 5 \text{ MPa}) \rightarrow \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,403 \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \dots \dots \dots (C.V)$$

- **Les Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{lmin}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \rightarrow \phi_t \leq \min(1,6; 2,57; 6) \rightarrow \phi_t \leq 1,4 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 10 \text{ mm}$

- **Calcul de l'espacement :**

D'après le B.A.E.L 91

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(12 \times \phi_{lmin}; \frac{b}{4}; 30\right) \text{ cm} \rightarrow S_t \leq \min(19,2; 15; 30) \text{ cm} \rightarrow S_t \leq 15 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 10 \text{ mm}$

- **Zone courante :**

$$S_t' \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t' \leq \frac{90}{2} \rightarrow S_t' \leq 45 \text{ cm} \quad \text{On prend : } S_t' = 20 \text{ cm}$$

VI.6.1 Récapitulation du ferrailage de la nervure :

Tableau VI.4 : Récapitulation du ferrailage de la nervure

	A_{st} cal (cm²)	A_{st} choisi (cm²)	A_r cal (cm²)	A_r choisi (cm²)	ϕ_t (mm)	S_t (cm)	S_t' (cm)
Travée	8,96	6T16 12,06	3,015	4T12 4,52	10	10	20
Appui	10,98	6T16 12,06	3,015	4T12 4,52	10	10	20

VI.6.2 Schéma de ferrailage de la nervure :

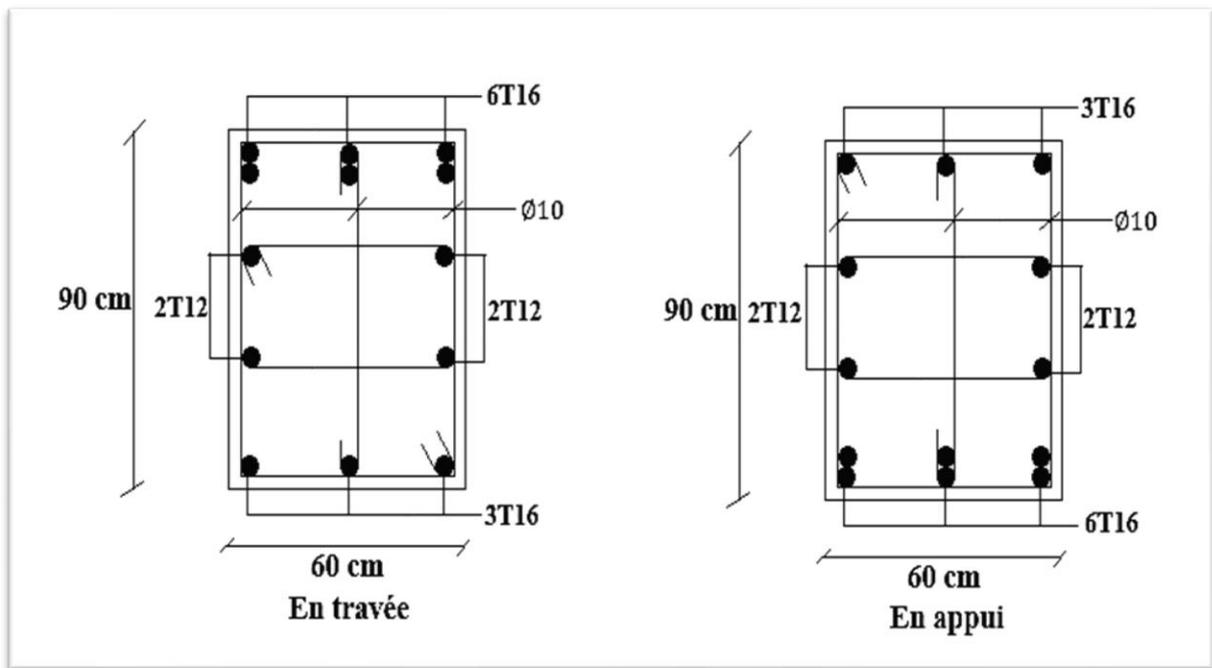


Figure VI.9: Ferrailage de la nervure.

VI.7 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons exploré les principes fondamentaux des radeaux généraux et nous avons effectué une vérification complète des coffrages et des armatures.

Conclusion Générale

À travers ce projet, nous avons plongé dans une étude minutieuse d'un bâtiment complexe, composé de neuf étages plus un rez-de-chaussée, mettant ainsi en pratique toutes les connaissances théoriques et techniques acquises durant notre formation d'ingénieur en génie civil.

Nous avons navigué à travers les réglementations et recommandations en vigueur, telles que le RPA99 version 2003, le BAEL et le D.T.R. BC 2.2, afin de garantir la conformité de notre conception aux normes de sécurité parasismique et de résistance structurelle.

Ce projet nous a offert l'opportunité d'approfondir nos compétences en utilisant des méthodes de calcul avancées, ainsi qu'en explorant les fonctionnalités du logiciel de calcul SAP 2000. Nous avons pu analyser les caractéristiques dynamiques de la structure et anticiper ses réponses aux sollicitations sismiques, ce qui a contribué à une conception plus robuste et résiliente.

Une fois l'aspect structural pris en compte, nous avons consacré une attention particulière à l'infrastructure, en étudiant les différentes options de fondations. Après une analyse approfondie, le choix du radier nervuré s'est imposé comme la solution la plus adaptée, offrant une répartition efficace des charges et assurant la stabilité de l'ensemble.

En conclusion, ce projet a été bien plus qu'une simple étude technique. Il représente une expérience enrichissante qui nous a permis de mettre en pratique nos connaissances, de développer notre expertise et d'affiner nos compétences en ingénierie. Notre engagement envers la sécurité et la durabilité des constructions en Algérie est renforcé par cette contribution à la conception d'une structure résiliente face aux risques sismiques.

Nous sommes confiants que cette étude pourra être une source d'inspiration pour la prochaine génération d'ingénieurs, favorisant ainsi un développement urbain durable et équilibré, les encourageant à poursuivre des travaux novateurs et à repousser les limites de la connaissance dans le domaine du génie civil.

Références bibliographiques :

[BAEL, 91] Jean-Pierre Mouglin, béton Armé aux Etats Limites 91 modifié 99, deuxième Edition Eyrolles 2000.

Document technique réglementaire, Charges permanentes et charges d'exploitation « D.T.R-B.C 2.2 », Alger : Centre de recherche appliquée en Génie Parasismique C.G.S, 1988.

Règles parasismiques algériennes RPA 99, Centre de recherche appliquée en Génie Parasismique C.G.S, Alger, 2003.

Règles de conception et de calcul des structures en Béton Armé CBA 93« D.T.R. – B.C. 2.41 », centre documentation, 1994.

[1] YACOUBI, F. et BELHOUCINE C., « Etude technique et analyse statique non linéaire d'un bâtiment en béton armé de type, » *Mémoire d'obtention du diplôme du master en génie civil*, Université Abou Bekr Belkaid Tlemcen, 2019.

[2] OULADJI, F.Z. et MEDJAHDI, W., « Etude et analyse statique non linéaire d'un bâtiment en béton armé, » *Mémoire d'obtention du diplôme du master en génie civil*, Université Abou Bekr Belkaid Tlemcen, 2023.

[3] BAICHE, C. et SANEF, R., « Étude technique et analyse statique non linéaire d'un bâtiment en béton armé, » *Mémoire d'obtention du diplôme du master en génie civil*, Université Abou Bekr Belkaid Tlemcen, 2022.

[4] MORSLI, A. T. et ABDERRAHIM, I., « Étude et analyse statique non linéaire d'un bâtiment en béton armé, » *Mémoire d'obtention du diplôme du master en génie civil*, Université Abou Bekr Belkaid Tlemcen, 2019-2020.

[5] ACHEK, A. et BAHLOULI, F.Z., « Étude technique d'un bâtiment R+9 à Birkhadem Alger, » *Mémoire d'obtention du diplôme du master en génie civil*, Université Abou Bekr Belkaid Tlemcen, 2021.

[6] ZIRAR, H.Y. et ABDERRAHIM, I., « Étude et analyse statique non linéaire d'un bâtiment en béton armé, » *Mémoire d'obtention du diplôme du master en génie civil*, Université Abou Bekr Belkaid Tlemcen, 2022-2023.

[7] TARFAYA, M. A. et KASSER Y., « Etude d'un bâtiment R+8 à usage d'habitation en béton armé, » *Mémoire d'obtention du diplôme du master en génie civil*, Université Abou Bekr Belkaid Tlemcen, 2021.

[8] TRACHE, I. et HOCINE M., « Etude d'un bâtiment R+8 à usage d'habitation en béton armé à Maghnia, » *Mémoire d'obtention du diplôme du master en génie civil*, Université Abou Bekr Belkaid Tlemcen, 2023.

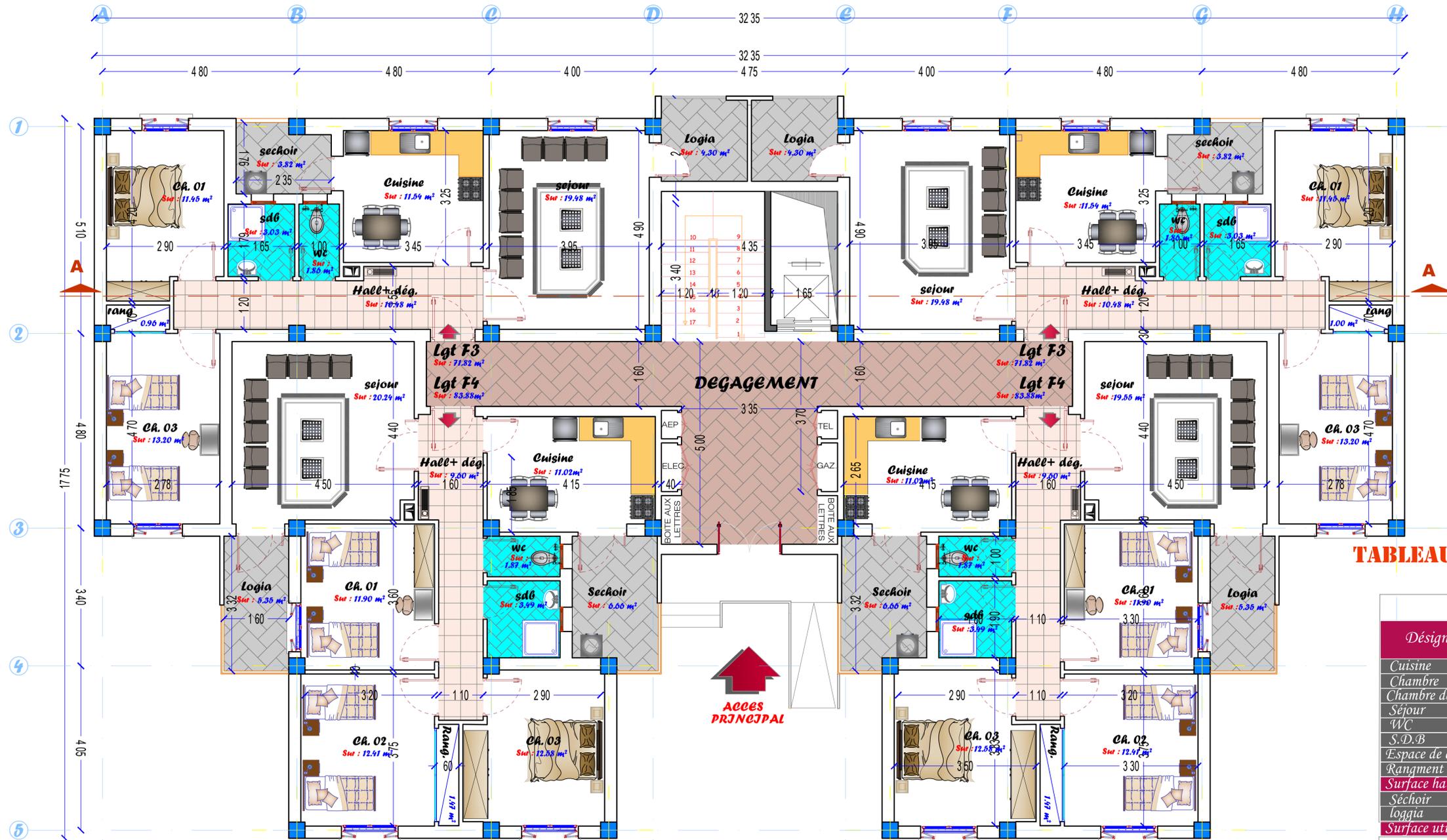
ANNEXE

PLAN
ARCHITECTURE

ÉTUDE ET SUIVI POUR LA RÉALISATION DE 201 LOGEMENTS EN LOCATION - VENTE AVEC LOCAUX À USAGE COMMERCIAL, PROFESSIONNEL, ET CONCIERGERIE Y/C V.R.D A OULED KADA, COMMUNE D'EL HENAYA, WILAYA DE TLEMCEN

BLOC BARRE R+9 N°02

MAITRE D'OUVRAGE : A.A.D.I. DIRECTION REGIONAL ORAN



**TABLEAU COMPARATIF DES SURFACES
BLOC BARRE R+9/R+5**

Désignation	Nombre	Surface Projet(m ²)	Surface Programme(m ²)
Cuisine	01	11.54	10-12
Chambre	01	11.45	12-14
Chambre des parents	01	13.20	12-14
Séjour	01	19.48	18-20
WC	01	1.68	1.50
S.D.B	01	3.03	4.00
Espace de circulation	01	10.48	10%
Rangment	02	0.96	1-2
Surface habitable		71,82	70,00
Séchoir	01	3.82	5.00
loggia	01	5.29	5.00
Surface utile		80,93	80,00

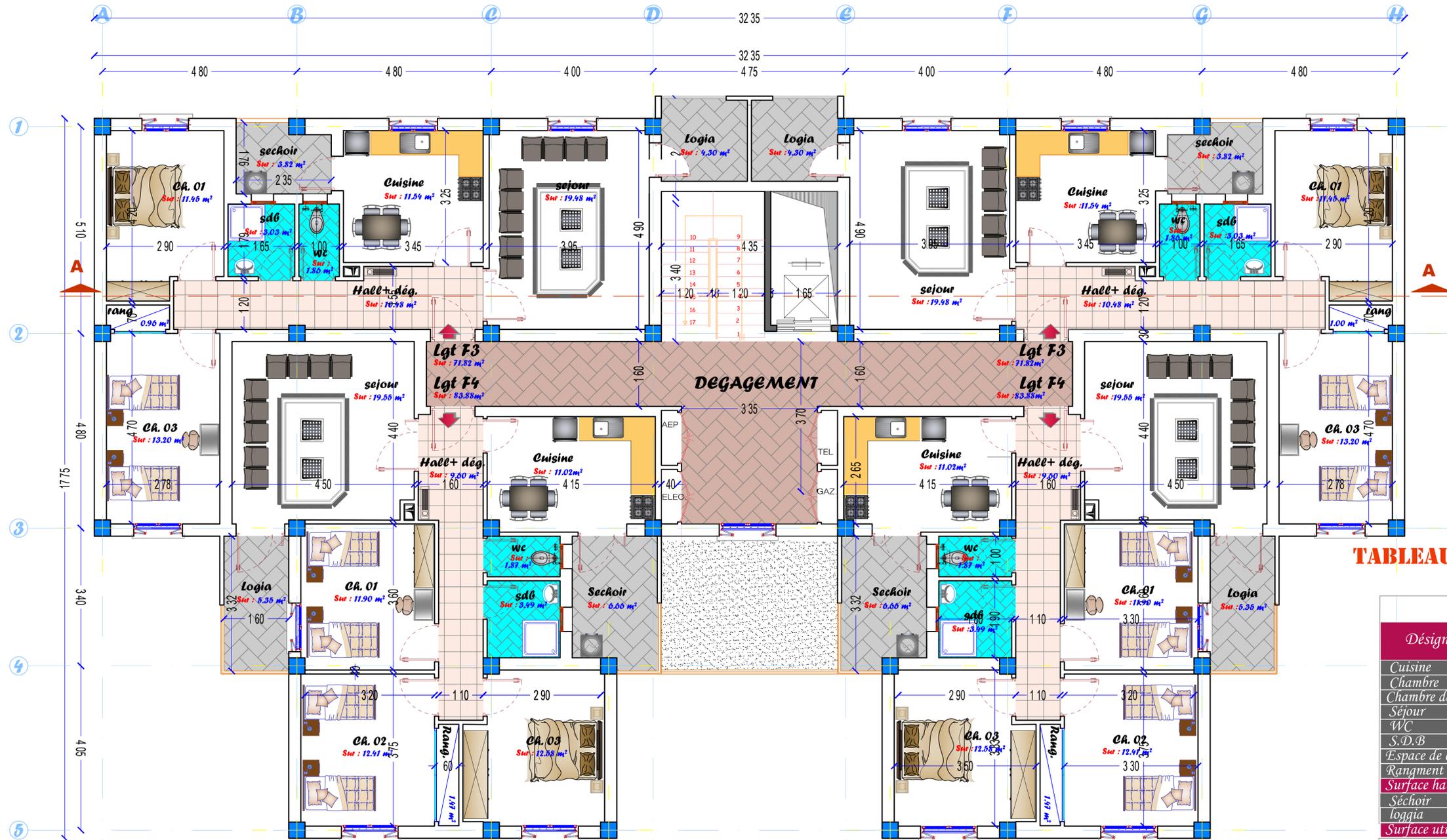
Désignation	Nombre	Surface Projet(m ²)	Surface Programme(m ²)
Cuisine	01	11.02	10-12
Chambre	02	11.90/12.41	12-14
Chambre des parents	01	12.58	12-14
Séjour	01	19.55	18-20
WC	01	1.86	1.50
S.D.B	01	3.49	4.00
Espace de circulation	01	9.60	10%
Rangment	01	1.47	/
Surface habitable		83,88	85,00
Séchoir	01	6.66	5.00
loggia	01	5.35	5.00
Surface utile		95,89	95,00

**PLAN DU REZ DE CHAUSSÉE
04 LOGEMENTS 2 F3/2F4 Echelle: 1/100**

ÉTUDE ET SUIVI POUR LA RÉALISATION DE 201 LOGEMENTS EN LOCATION - VENTE AVEC LOCAUX À USAGE COMMERCIAL, PROFESSIONNEL, ET CONCIERGERIE Y/C V.R.D A OULED KADA, COMMUNE D'EL HENAYA, WILAYA DE TLEMCCEN

BLOC BARRE R+9 N°02

MAITRE D'OUVRAGE : A.A.D.I. DIRECTION REGIONAL ORAN



**TABLEAU COMPARATIF DES SURFACES
BLOC BARRE R+9/R+5**

Désignation	Nombre	Surface Projet(m ²)	Surface Programme(m ²)
Cuisine	01	11,54	10-12
Chambre	01	11,45	12-14
Chambre des parents	01	13,20	12-14
Séjour	01	19,48	18-20
WC	01	1,68	1,50
S.D.B	01	3,03	4,00
Espace de circulation	01	10,48	10%
Rangment	02	0,96	1-2
Surface habitable		71,82	70,00
Séchoir	01	3,82	5,00
loggia	01	5,29	5,00
Surface utile		80,93	80,00

Désignation	Nombre	Surface Projet(m ²)	Surface Programme(m ²)
Cuisine	01	11,02	10-12
Chambre	02	11,90/12,41	12-14
Chambre des parents	01	12,58	12-14
Séjour	01	19,55	18-20
WC	01	1,86	1,50
S.D.B	01	3,49	4,00
Espace de circulation	01	9,60	10%
Rangment	01	1,47	/
Surface habitable		83,88	85,00
Séchoir	01	6,66	5,00
loggia	01	5,35	5,00
Surface utile		95,89	95,00

PLAN DE L'ÉTAGE COURANT DU 1ER AU 4EME ETAGE

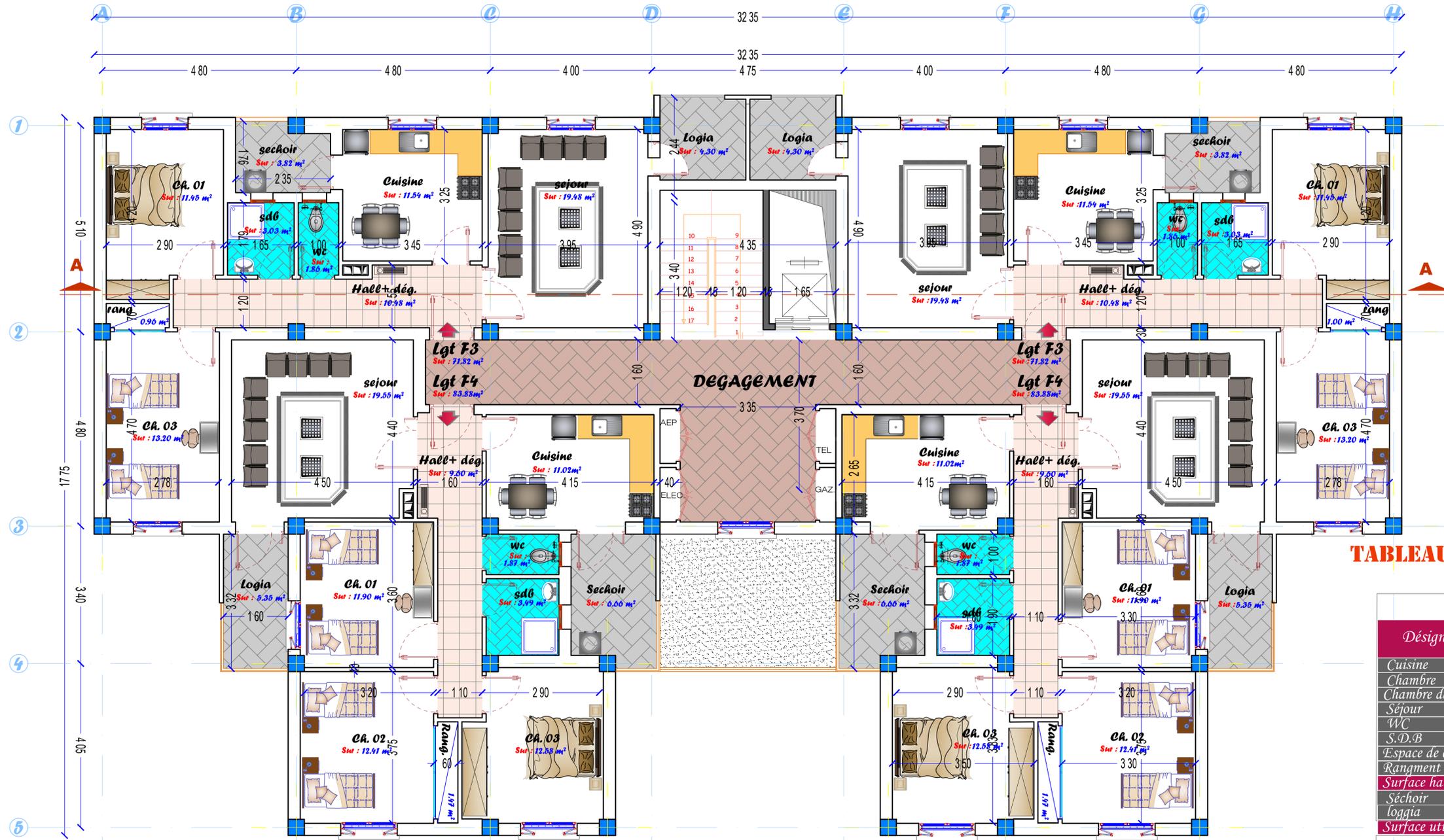
04 LOGEMENTS 2F4/2F3

Echelle: 1/100

ÉTUDE ET SUIVI POUR LA RÉALISATION DE 201 LOGEMENTS EN LOCATION - VENTE AVEC LOCAUX À USAGE COMMERCIAL, PROFESSIONNEL, ET CONCIERGERIE Y/C V.R.D A OULED KADA, COMMUNE D'EL HENAYA, WILAYA DE TLEMCCEN

BLOC BARRE R+9 N°02

MAITRE D'OUVRAGE : A.A.D.I. DIRECTION REGIONAL ORAN



**TABLEAU COMPARATIF DES SURFACES
BLOC BARRE R+9/R+5**

Désignation	Nombre	Surface Projet(m ²)	Surface Programme(m ²)
Cuisine	01	11,54	10-12
Chambre	01	11,45	12-14
Chambre des parents	01	13,20	12-14
Séjour	01	19,48	18-20
WC	01	1,68	1,50
S.D.B	01	3,03	4,00
Espace de circulation	01	10,48	10%
Rangment	02	0,96	1-2
Surface habitable		71,82	70,00
Séchoir	01	3,82	5,00
loggia	01	5,29	5,00
Surface utile		80,93	80,00

Désignation	Nombre	Surface Projet(m ²)	Surface Programme(m ²)
Cuisine	01	11,02	10-12
Chambre	02	11,90/12,41	12-14
Chambre des parents	01	12,58	12-14
Séjour	01	19,55	18-20
WC	01	1,86	1,50
S.D.B	01	3,49	4,00
Espace de circulation	01	9,60	10%
Rangment	01	1,47	/
Surface habitable		83,88	85,00
Séchoir	01	6,66	5,00
loggia	01	5,35	5,00
Surface utile		95,89	95,00

PLAN DE L'ÉTAGE COURANT DU 5EME AU 8EME ETAGE

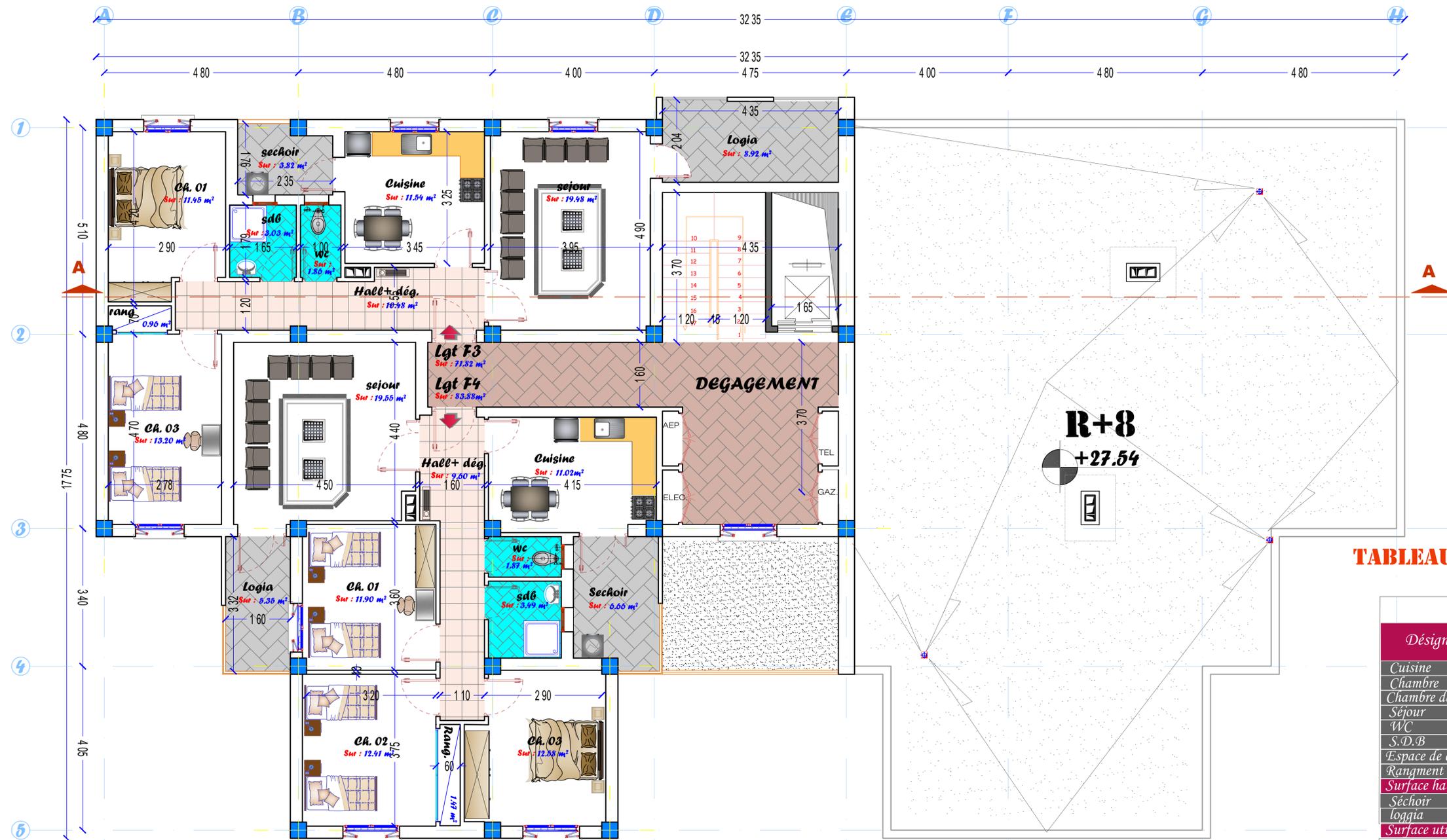
04 LOGEMENTS 2F4/2F3

Echelle: 1/100

ÉTUDE ET SUIVI POUR LA RÉALISATION DE 201 LOGEMENTS EN LOCATION - VENTE AVEC LOCAUX À USAGE COMMERCIAL, PROFESSIONNEL, ET CONCIERGERIE Y/C V.R.D A OULED KADA, COMMUNE D'EL HENAYA, WILAYA DE TLEMCCEN

BLOC BARRE R+9 N°02

MAÎTRE D'OUVRAGE : A.A.D.I. DIRECTION REGIONAL ORAN



**TABLEAU COMPARATIF DES SURFACES
BLOC BARRE R+9/R+5**

Désignation	Nombre	Surface Projet(m ²)	Surface Programme(m ²)
Cuisine	01	11,54	10-12
Chambre	01	11,45	12-14
Chambre des parents	01	13,20	12-14
Séjour	01	19,48	18-20
WC	01	1,68	1,50
S.D.B	01	3,03	4,00
Espace de circulation	01	10,48	10%
Rangment	02	0,96	1-2
Surface habitable		71,82	70,00
Séchoir	01	3,82	5,00
loggia	01	5,29	5,00
Surface utile		80,93	80,00

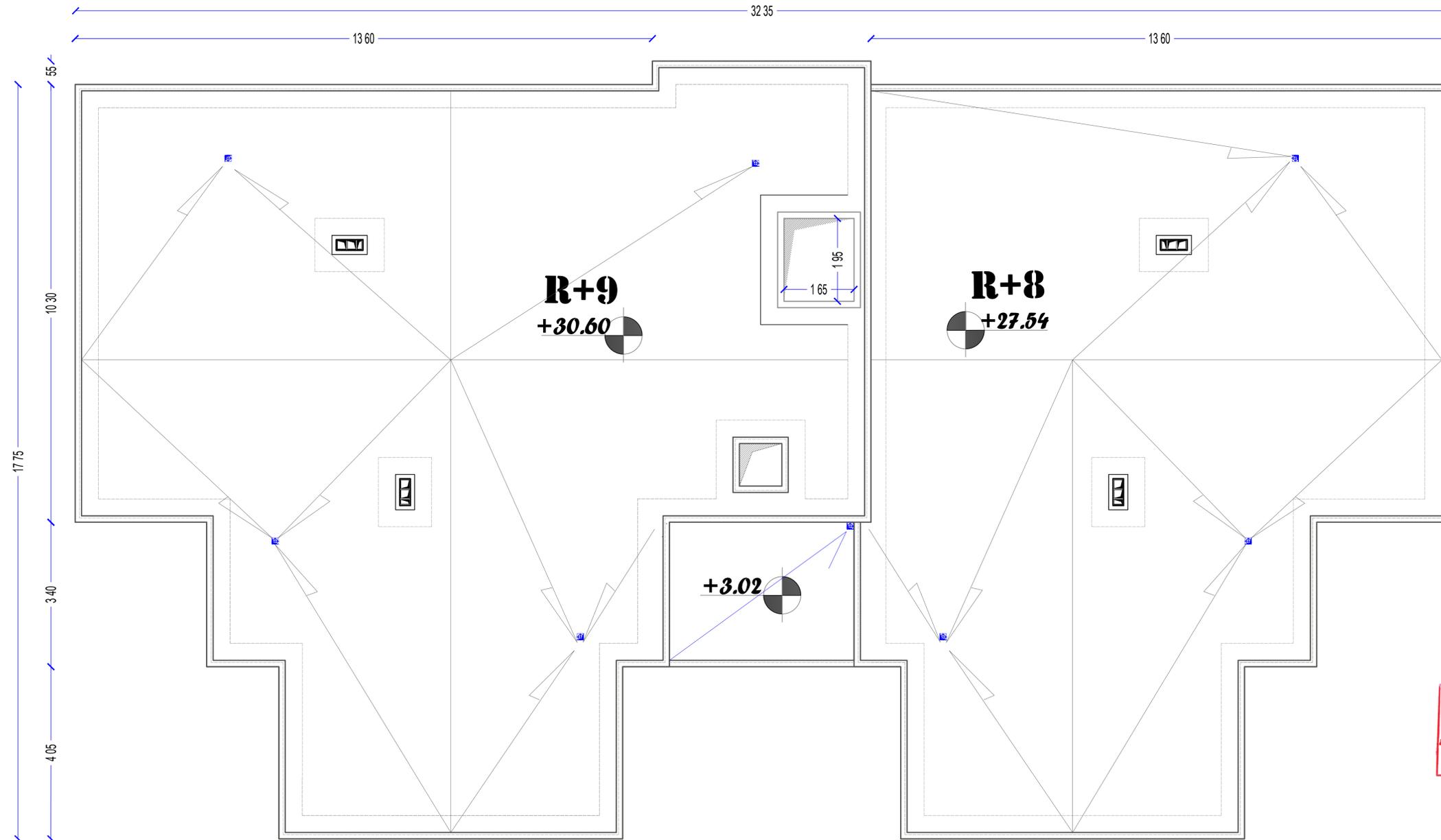
Désignation	Nombre	Surface Projet(m ²)	Surface Programme(m ²)
Cuisine	01	11,02	10-12
Chambre	02	11,90/12,41	12-14
Chambre des parents	01	12,58	12-14
Séjour	01	19,55	18-20
WC	01	1,86	1,50
S.D.B	01	3,49	4,00
Espace de circulation	01	9,60	10%
Rangment	01	1,47	/
Surface habitable		83,88	85,00
Séchoir	01	6,66	5,00
loggia	01	5,35	5,00
Surface utile		95,89	95,00

PLAN DU 9EME ÉTAGE 02 LOGEMENTS 1F4/1F3

Echelle: 1/100

ÉTUDE ET SUIVI POUR LA RÉALISATION DE 201 LOGEMENTS EN LOCATION - VENTE AVEC LOCAUX
À USAGE COMMERCIAL, PROFESSIONNEL, ET CONCIERGERIE Y/C V.R.D A OULED KADA,
COMMUNE D'EL HENAYA, WILAYA DE TLEMCCEN

BLOC BARRE R+9 N°02



PLAN DE TERRASSE (EVACUATION DES EAUX PLUVIALE

Echelle: 1/100

MATRE D'OUVRAGE : A.A.D.L DIRECTION REGIONAL ORAN



ÉTUDE ET SUIVI POUR LA RÉALISATION DE 201 LOGEMENTS EN LOCATION - VENTE AVEC LOCAUX À USAGE COMMERCIAL, PROFESSIONNEL, ET CONCIERGERIE Y/C V.R.D A OULED KADA, COMMUNE D'EL HENAYA, WILAYA DE TLEMCCEN

MAITRE D'OUVRAGE : A.A.D.L DIRECTION REGIONAL ORAN



COUPE A / A

Echelle: 1/100



**ÉTUDE ET SUIVI POUR LA RÉALISATION DE 201 LOGEMENTS EN LOCATION - VENTE AVEC LOCAUX
À USAGE COMMERCIAL, PROFESSIONNEL, ET CONCIERGERIE Y/C V.R.D A OULED KADA,
COMMUNE D'EL HENAYA, WILAYA DE TLEMCCEN**

MAITRE D'OUVRAGE : A.A.D.L. DIRECTION REGIONAL ORAN

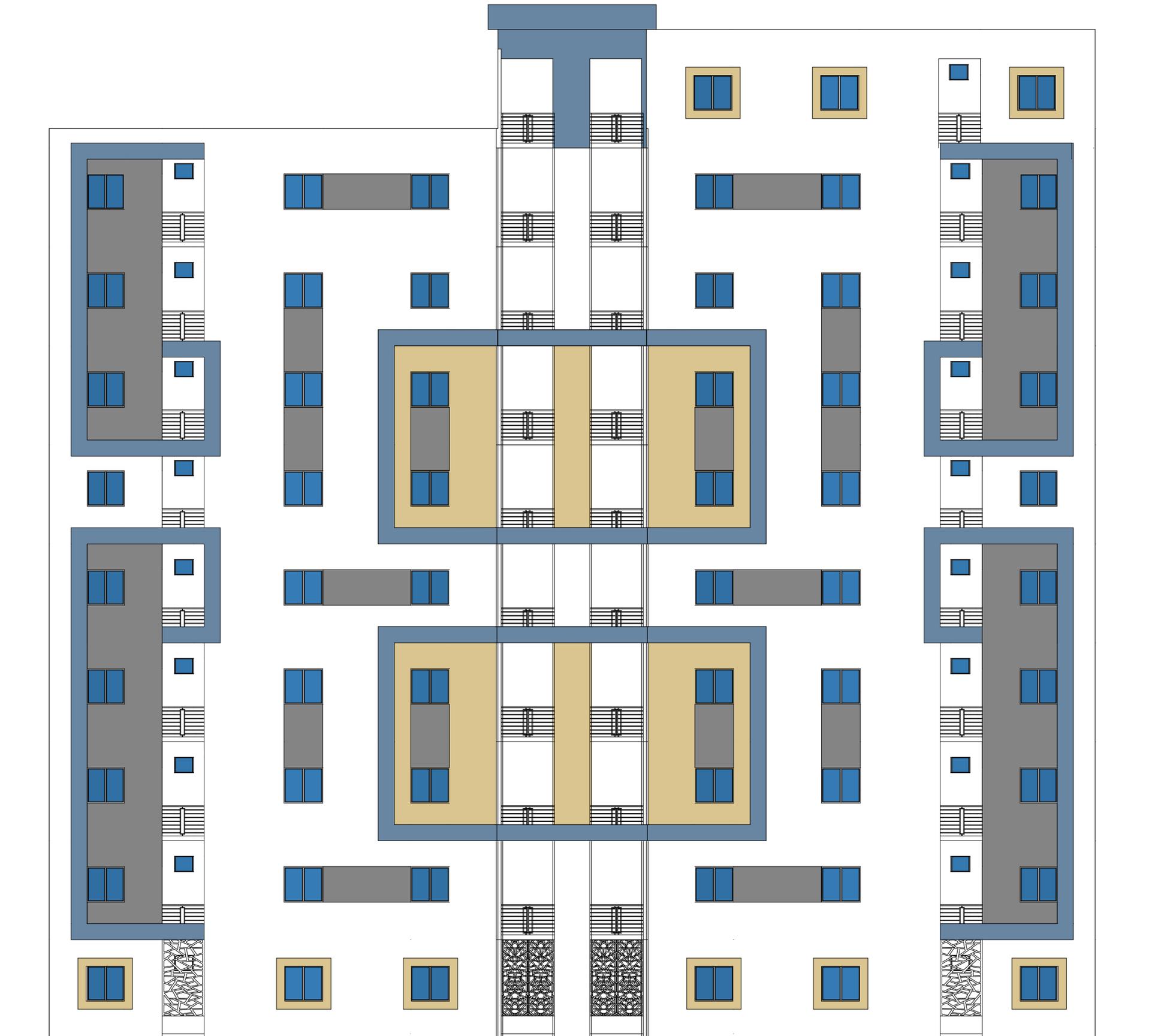


FAÇADE PRINCIPALE

أبو عبد المجيد
مهندس معماري معتمد
مجلس المهندسين الوطنيين
العدد 2277/15/16
محل رقم 10 صي الورود احطاطة
طابوقة التمساح
التمساح
1972

ÉTUDE ET SUIVI POUR LA RÉALISATION DE 201 LOGEMENTS EN LOCATION - VENTE AVEC LOCAUX À USAGE COMMERCIAL, PROFESSIONNEL, ET CONCIERGERIE Y/C V.R.D A OULED KADA, COMMUNE D'EL HENAYA, WILAYA DE TLEMCCEN

MAITRE D'OUVRAGE : A.A.D.L. DIRECTION REGIONAL ORAN

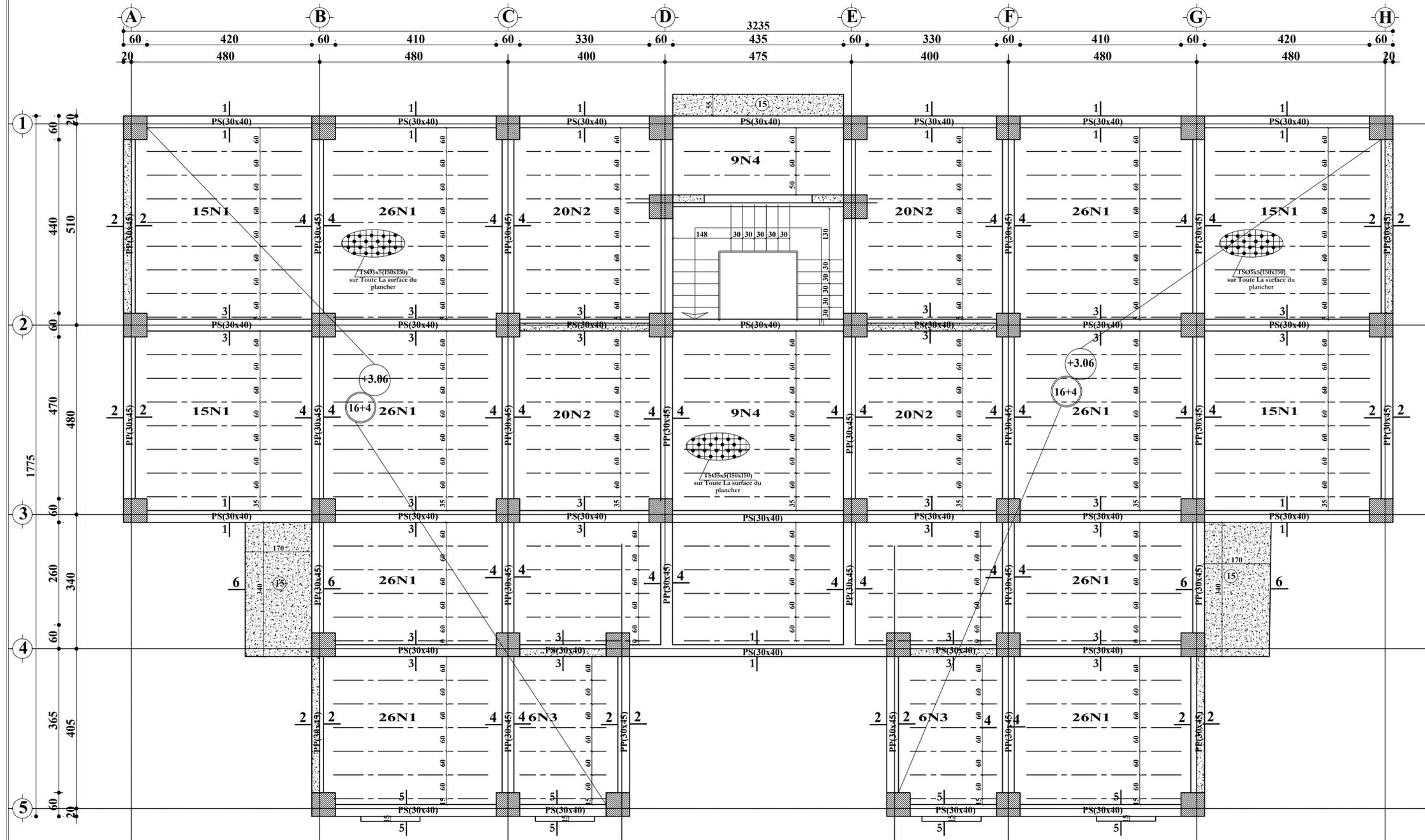


FAÇADE POSTÉRIEURE

أبو عبد المجيد
مهندس معماري معتمد
مسجل في الجدول الوطني
للمهنيين أ. 22777/13/18
محل رقم 10 حي الوورد الحظوة
طابوعة المسان
تلمسان
19022

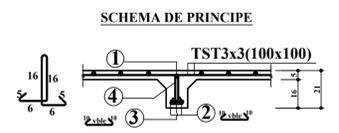
PLAN
GENIE CIVIL

BLOC BARRE R+9

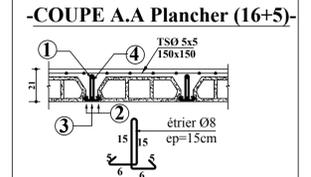


COFFRAGE PLANCHER NIV +3.06 ECHELLE 1/50

TABLEAUX DES POUTRELLES						
REPERES	NBR	LONG	FERRAILLAGE			
			①	②	③	④
N1	-	480	1T12x550	2T12x545	1T12xvble	ETRT8x0.55e=3x10 e=10
N2	-	400	1T12x470	2T12x465	1T12xvble	ETRT8x0.55e=3x10 e=10
N3	-	290	1T12x360	2T12x355	1T12xvble	ETRT8x0.55e=3x10 e=10
N4	-	475	1T12x545	2T12x540	1T12xvble	ETRT8x0.55e=3x10 e=10



TABLEAUX DES CHAPEAUX				
REPERES	NBR	T	LONG	SCHEMA
Ⓐ	12	135	120	15
Ⓑ	12	240	240	
Ⓒ	12	220	220	
Ⓓ	12	220	220	



WILAYA : TLEMCEM

DAIRA : EL HENAYA

COMMUNE : EL HENAYA

PROJET : REALISATION D'UNE RESIDANCE COMPOSE D'UN RDC+9ETAGES

ADRESSE : EL HENAYA

PROPRIETAIRES :

TITRE : COFFRAGE FERRAILLAGE PLANCHER NIV +3.06

DATE: 2023/2024

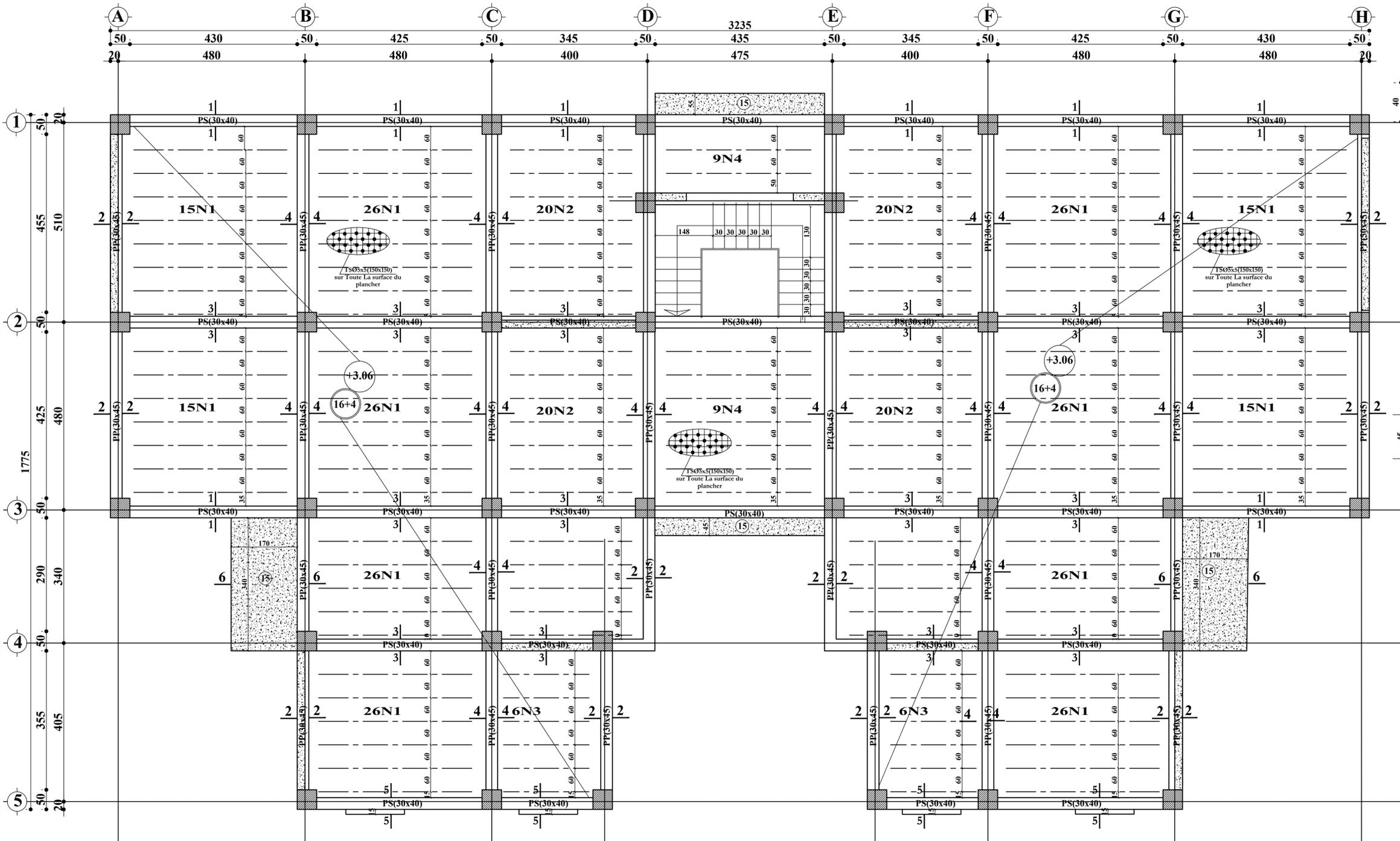
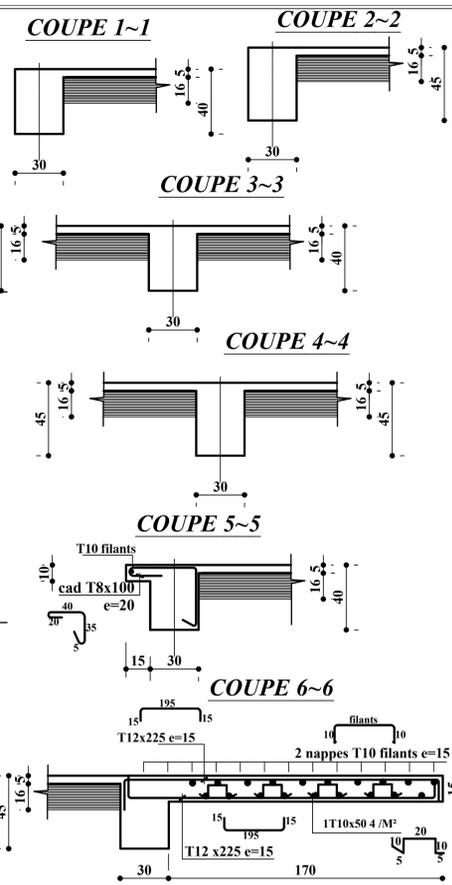
ECHELLE: 1/50

PLANCHE N°: 02

INGENIEURS: DIBEFAL MOHAMMED EL HAIR ANAS KOUIN GHAZLANE

Cabinet d'Architecture

BLOC BARRE R+9

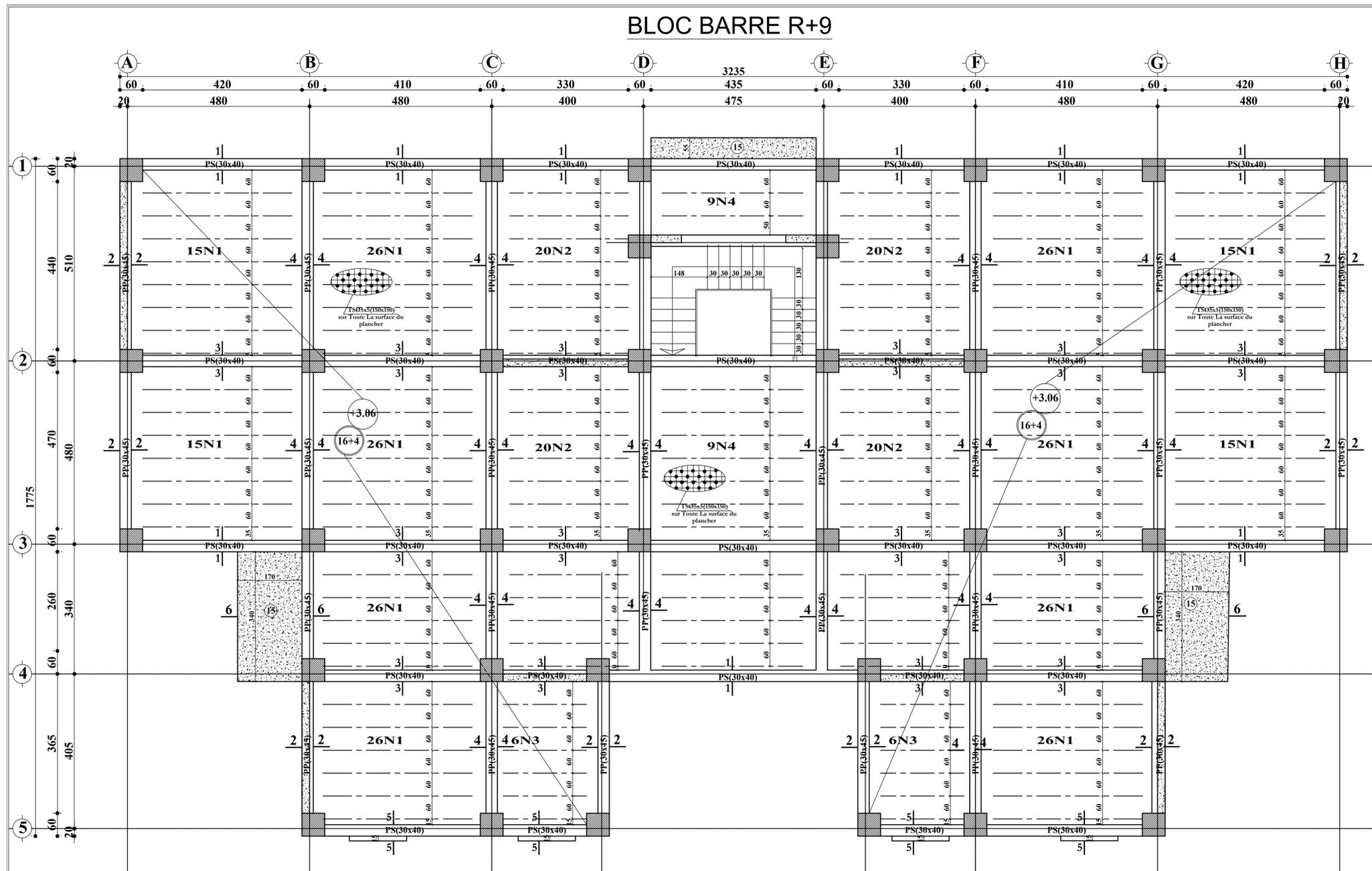


COFFRAGE PLANCHER ETAGE COURANT ECHELLE 1/50

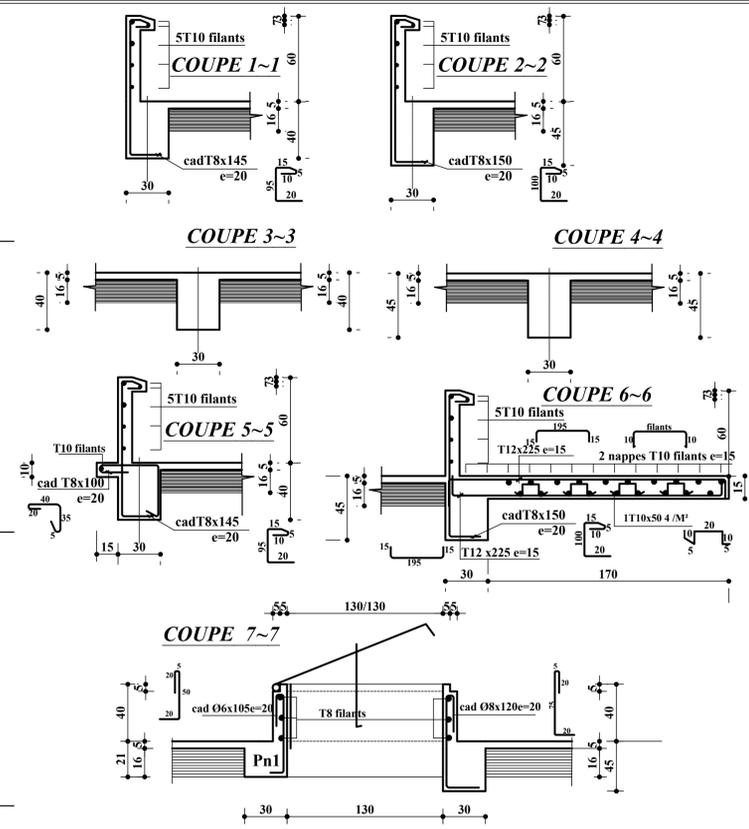
WILAYA :	TLEMCCEN
DAIRA :	EL HENAYA
COMMUNE :	EL HENAYA
PROJET :	REALISATION D'UNE RESIDANCE COMPOSE D'UN RDC+9ETAGES
ADRESSE :	EL HENAYA
PROPRIETAIRES :	
TITRE :	COFFRAGE FERRAILLAGE PLANCHER ETAGE COURANT
DATE:	2023/2024
ECHELLE:	1/50 25
PLANCHE N°:	03
INGENIEURS:	DIFFAL MOHAMMED EL HADI ANAS KHOUM GHAZLANE

Cabinet d'Architecture

BLOC BARRE R+9



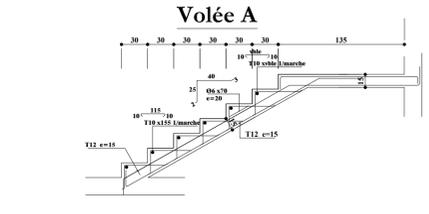
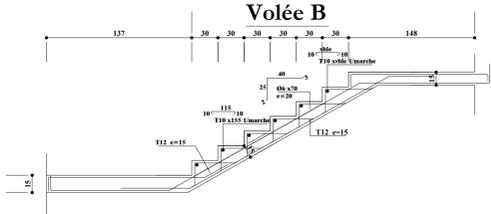
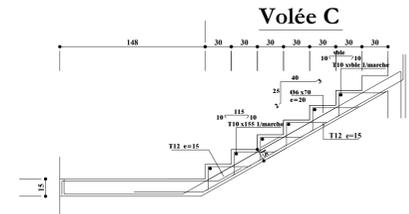
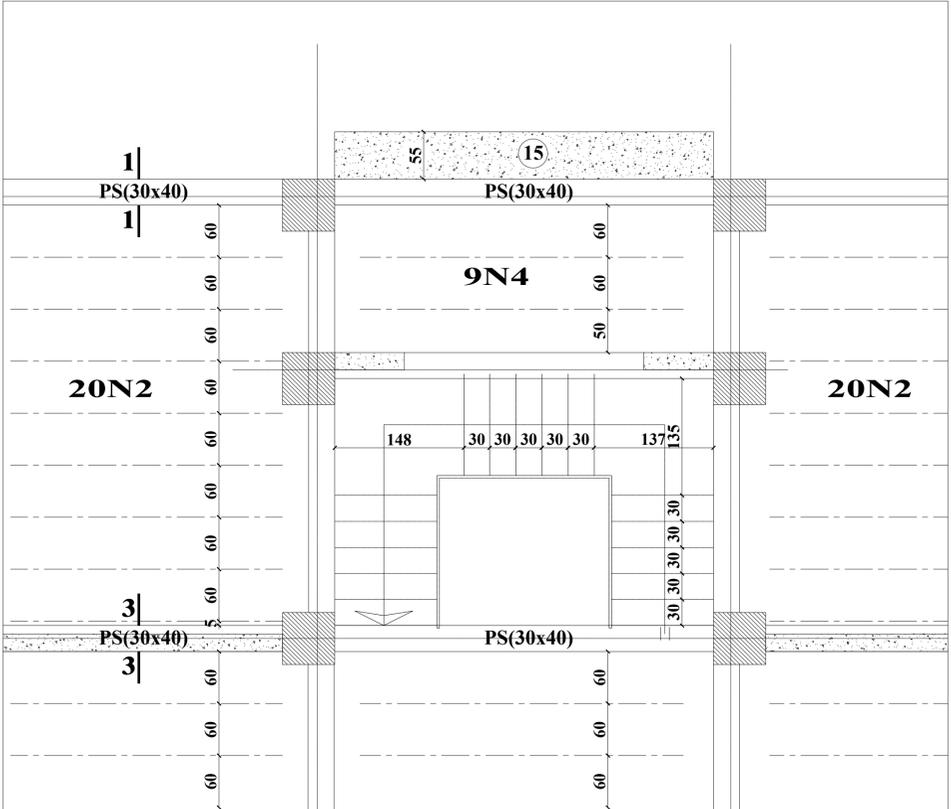
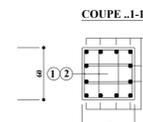
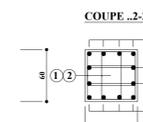
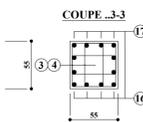
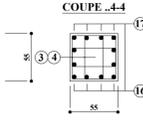
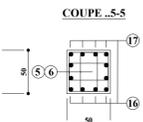
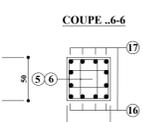
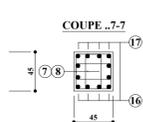
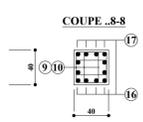
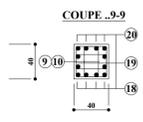
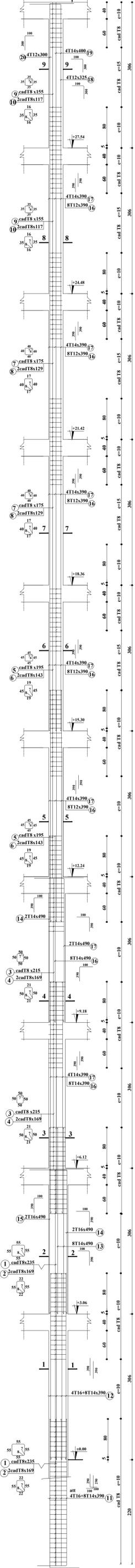
COFFRAGE PLANCHER NIV +3.06 ECHELLE 1/50



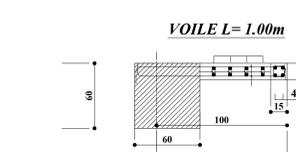
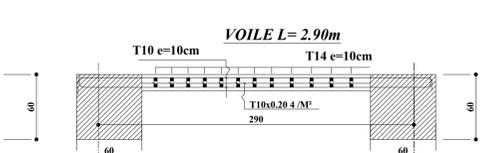
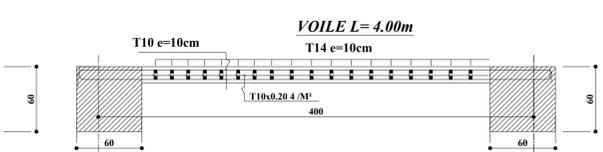
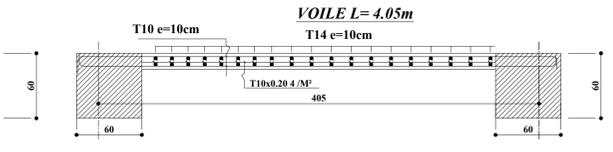
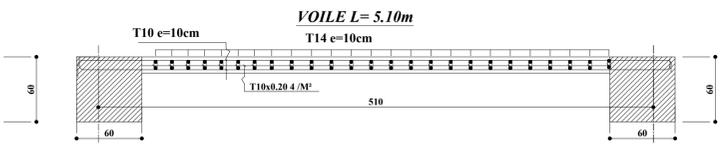
WILAYA :	TELMCEN
DAIRA :	EL HENAYA
COMMUNE :	EL HENAYA
PROJET :	REALISATION D'UNE RESIDENCE COMPOSE D'UN RDC+9ETAGES
ADRESSE :	EL HENAYA
PROPRIETAIRES :	
TITRE :	COFFRAGE FERRAILLAGE PLANCHER TERRASSE NIV +30.60
DATE :	2023/2024
ECHELLE :	1/50
PLANCHE N° :	04
INGENIEURS :	DIETAL MOHAMMED EL HAIR ANAS KEOUN GHIZLANE

Cabinet d'Architecture

**POTEAUX-(60x60)-(55x55)-(50x50)
-(45x45)-(40x40)**



FERRAILLAGE DES VOILES



WILAYA :	TLEMCCEN
DAIRA :	EL HENAYA
COMMUNE :	EL HENAYA
PROJET :	REALISATION D'UNE RESIDENCE COMPOSE D'UN RDC+9ETAGES
ADRESSE :	EL HENAYA
PROPRIETAIRES :	
TITRE :	COFFRAGE FERRAILLAGE POTEAUX & VOILES
DATE :	2023/2024
ECHELLE :	1/30 1/25
PLANCHE N°:	05
INGENIEURS :	

Cabinet d'Architecture

