

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة محمد البشير الإبراهيمي - برج بوعريريج

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

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie Civil

## MÉMOIRE

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

En : Génie Civil

Spécialité : Structures

Par : -BELOUASSAA ABEDLMALEK

-BOUAISSI LAMIA

Intitulé

*Etude d'une construction en béton armé (Hôtel)*

Soutenu Le :29/05/2024

Devant le Jury composé de :

Nom & Prénom	Grade	Qualité	Etablissement
M. ABDEMEZIANE NABIL	MAA	Président	Univ-BBA
M. LOGZIT NACER	MCB	examineur	Univ-BBA
M. LOUMACHI LAZHAR	MCB	examineur	Univ-BBA
M. DJOUDI LARBI	MAA	Encadreur	Univ-BBA
M. BELKADI AHMED ABDERRAOUF	MCA	Co-encadreur	Univ-BBA

Année Universitaire 2023/2024

## Remerciements

*Ce travail a été réalisé dans le cadre de préparation de mémoire pour l'obtention du diplôme master d'état en génie civil option structure. Il n'aurait pas pu voir le jour sans le soutien de nombreuses personnes que nous a remercié.*

*Nous remercions, en premier lieu, notre Dieu qui a bien voulu nous donner la force pour effectuer le présent travail.*

*Nous remercions nos très chers parents pour leurs soutiens et leurs patiences.*

*Nous tenons aussi à remercier notre encadreur **Mr: DJOUDI LARBI** et co-encadreur **Dr. BELKADI AHMED ABDERRAOUF** pour son suivi et ses conseils durant l'évolution de ce travail.*

*Nous remercions sincèrement tous ceux qui ont bien voulu prendre part à notre jury.*

*On remercie **Mme.MAKHLOUFI KENZA** pour avoir relu et corrigé notre mémoire. Ses conseils de rédaction ont été très précieux.*

*Nos remerciements vont également:*

*A tous nos enseignants qui ont contribué à notre formation.*

*Et à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin.*

## Résumé

Ce projet porte sur étude détaillé d'un hôtel trois étoiles implanté à Hammam Guergour dans la wilaya de **SETIF**. Comportant deux sous-sols un rez-de-chaussée et cinq (5) étages. Cette région est classée en zone sismique IIa selon le RPA99version 2003.

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles. L'étude et l'analyse de cette structure ont été établies par (ROBOT 2015).

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir le BAEL91 modifié99et RPA99version 2003, a été fait manuellement.

La fondation de l'hôtel est radiée générale.

**Les mots clés :** Hôtel, Béton armé, Robot, RPA99, CBA93, BAEL91,

---

## Thesis

This Project focuses on a detailed study of a three-star hotel located in hammam Guergour in the SETIF province. It consists of two basements, a ground floor, and five floors. This region is classified as seismic zone IIa According to the RPA99version 2003.

The stability of this work is ensured by the beams and the columns and the walls. The study and the analysis of this plan have been established by (ROBOT 2015)

The calculation of dimensions and the reinforcement of the all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in strength to knowing (BAEL 91 edit 99, RPA99/2003) has been done manually.

The foundation of the hotel is general strike.

**Keywords:** Hotel, Reinforced concrete, Robot, RPA99, CBA93, BAEL91.

## الملخص

يتضمن هذا المشروع دراسة تفصيلية لفندق ثلاث نجوم يتكون من طابقين سفليين وطابق ارضي وخمسة طوابق , يقع في حمام القرقور بولاية سطيف.تم تصنيف هذه المنطقة على انها منطقة زلزالية IIa وفق لاصدار RPA99 2003.

تم اجراء التصميم باستخدام القواعد الجديدة للحساب و التحقق من الخرسانة المسلحة . (RPA99 ,CBA93) مع دراسة فنية للتدعيم من خلال اعتماد عدة ترتيبات للاشعة . تم اجراء الدراسة الديناميكية على برنامج ROBOT 2015

اخيرا تمت دراسة البنية التحتية للفندق من خلال حساب الاساس .

**كلمات البحث:** فندق, خرسانة مسلحة , BAEL91, CBA93, RPA99, Robot

# Sommaire

<b>I. Introduction Générale</b>	
<b><i>Chapitre I. Présentation et Caractéristiques des matériaux</i></b>	
<b>I.Introduction</b>	1
<b>I.1. Présentation de l'ouvrage</b>	1
<b>I.1.1 Caractéristiques du projet</b>	1
<b>I.1.2 justification du projet</b>	1
<b>I.1.3 description architecturale</b>	2
<b>I.1.4 données géotechniques du site</b>	2
<b>I.1.5 Caractéristiques structurales de l'ouvrage</b>	3
<b>I.1.6. Conception</b>	3
<b>I.2. Généralités</b>	4
<b>I.2.1. Règlements et normes utilisés</b>	4
<b>I.2.2. Méthodes de calcul aux états limites</b>	4
<b>I.2.3. Action et sollicitation</b>	4
<b>I.2.3.1. sollicitation de calcul vis-à-vis des états limites</b>	4
<b>I.2.4. Caractéristiques des matériaux</b>	5
<b>I.2.4.1.Résistance mécanique</b>	5
<b><i>Chapitre II. Pré-dimensionnement des éléments</i></b>	
<b>II .1.Introduction</b>	8
<b>II.2. Pré-dimensionnement des planchers</b>	8
<b>II.2.1.Plancher corps creux</b>	8
<b>II.2.2. Plancher à dalle pleine</b>	10
<b>II.3. Pré-dimensionnement des poutres</b>	10
<b>II.4. L'acrotère</b>	12
<b>II.5. Les voiles</b>	12
<b>II.6. Les escaliers</b>	14
<b>II.7. Evaluation des charges et surcharges</b>	17
<b>II.8. Pré-dimensionnement des poteaux</b>	21
<b>II.8.1. Calcul des charges et surcharges revenant aux poteaux</b>	21

<b>II.8.1.1. Calcul des surfaces d'influence pour chaque poteau</b>	21
<b>II.8.1.2. Surface poteau le plus sollicité central</b>	22
<b>II.8.1.3. Surface poteau le plus sollicité rive</b>	24
<b>II.8.2. Vérifications à la stabilité de forme (flambement)</b>	27
<b>II.8.3. Vérifications des conditions du RPA99/2003</b>	28
<b>II.9. Conclusion</b>	28
<b>Chapitre III .Etude des éléments secondaires</b>	
<b>III .1.Introduction</b>	29
<b>III.2. Calculs des planchers</b>	29
<b>III.2.1. Evaluation des charges</b>	32
<b>III.2.2. Etudes des poutrelles</b>	32
<b>III.2.3. Ferrailages des poutrelles</b>	39
<b>III.2.4. Ferrailages des poutrelles</b>	46
<b>III.2.5. Ferrailage de la dalle de compression</b>	47
<b>III.3. Etude des balcons</b>	48
<b>Introduction</b>	48
<b>III.3.1. Evaluation des charges</b>	49
<b>III.3.2. Calcul des moments</b>	49
<b>III.3.3. Calcul du ferrailage</b>	50
<b>III.3.3.1. Calcul du ferrailage longitudinal</b>	50
<b>III.3.3.2. Calcul du ferrailage transversal</b>	51
<b>III.3.4. Schéma de ferrailage</b>	51
<b>III.4. Etude des escaliers</b>	51
<b>III.4.1. Introduction</b>	51
<b>III.4.2. Terminologie</b>	52
<b>III.4.3. Escalier de type</b>	52
<b>III.4.4. Calcul à l'ELU</b>	55
<b>III.4.5. Vérification à l'ELS</b>	57
<b>III.4.6. Schéma de ferrailage de l'escalier</b>	57
<b>III.4.7. Etude de la poutre palière</b>	58
<b>III.4.7.1. Définition</b>	58
<b>III.4.7.2. Calcul à l'ELU en flexion</b>	59

<b>III.4.7.3. Vérification à nécessaire</b>	60
<b>III.4.7.4. Calcul des armatures à la torsion</b>	61
<b>III.4.7.5. Schéma de ferrailage</b>	62
<b>III.5. Etude de l'acrotère</b>	63
<b>III.5.1. Calcul à l'ELU</b>	64
<b>III.5.2. Vérification nécessaire</b>	65
<b>III.5.3. Schéma de ferrailage de l'acrotère</b>	67
<b>III.6. Etude de L'ascenseur</b>	68
<b>III.6.1. Définition</b>	68
<b>III.6.2. Caractéristiques de l'ascenseur</b>	68
<b>III.6.3. Pré-dimensionnement</b>	69
<b>III.6.4. Détermination des charges et surcharges</b>	69
<b>III.6.5. Ferrailage de la dalle</b>	70
<b>III.6.6. Section minimales des armatures</b>	71
<b>III.6.7. Schéma de ferrailage de la dalle machine</b>	72
<b>III.7. Conclusion</b>	72
<b>Chapitre IV. Etude dynamique</b>	
<b>IV.1. Introduction</b>	73
<b>IV.2. L'objectif de l'étude dynamique</b>	74
<b>IV.3. Méthode De Calcul</b>	74
<b>IV.4. Principe de la méthode dynamique modale spectrale</b>	74
<b>IV.5. Modélisation</b>	74
<b>IV.5.1. L'analyse</b>	87
<b>IV.5.2. L'analyse dynamique</b>	87
<b>IV.5.3. L'analyse modale</b>	76
<b>IV.4. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur</b>	83
<b>IV.5. Vérification des déplacements</b>	84
<b>IV.6. Vérification vis-à-vis de l'effet P-<math>\Delta</math></b>	85
<b>IV.7. Justification de la stabilité au renversement</b>	87
<b>IV.8. Vérification de L'effort normal réduit : (RPAv2003, 7.1.3.3)</b>	88
<b>IV.9. Conclusion</b>	89

## **Chapitre V. Etude des éléments structuraux**

<b>V.1. Introduction</b>	90
<b>V.2. Ferrailage des poteaux</b>	90
<b>V.2.1. Recommandations</b>	91
<b>V.2.2. Calcul du ferrailage des poteaux</b>	92
<b>V.2.3. Vérifications nécessaires</b>	99
<b>V.2.4. Schémas de ferrailage</b>	100
<b>V.3. Ferrailage des poutres</b>	100
<b>V.3.1. Recommandations</b>	101
<b>V.3.2. L'étude des Poutres principales</b>	102
<b>V.3.3. L'étude des Poutres secondaires</b>	107
<b>V.3.6. Schémas de ferrailage des poutres</b>	112
<b>V.4. Ferrailage des voiles</b>	113
<b>V.4.1. Recommandation</b>	113
<b>V.4.2. Sollicitations maximales dans le voile</b>	115
<b>V.4.3. Calcul du ferrailage et de vérifications</b>	115
<b>V.4.4. Tableaux récapitulatifs des résultats du ferrailage vertical</b>	117
<b>V.4.5. Schéma de ferrailage de voile</b>	118
<b>V.5. Conclusion</b>	118
<b>Chapitre VI. Etude l'infrastructure</b>	
<b>VI.1. Introduction</b>	119
<b>VI.2. Combinaisons de calcul</b>	119
<b>VI.3. Etude géotechnique du sol</b>	119
<b>VI.4. Choix du type de fondation</b>	120
<b>VI.5. Pré- dimensionnement du radier</b>	120
<b>VI.6. Vérification du radier</b>	122
<b>VI.7. Ferrailage de radier</b>	126
<b>VI.7.1. Schéma ferrailage de radier</b>	131



<b>VI.8. La longrine</b>	131
<b>VI.8.1. Dimensionnement de la longrine</b>	131
<b>VI.8.2. Ferrailage de la longrine</b>	131
<b>VI.8.3. Schéma de ferrailage de longrine</b>	132
<b>VI.9. Étude voile soutènement</b>	132
<b>VI.9.1. Introduction</b>	132
<b>VI.9.2. Pré-dimensionnement</b>	132
<b>VI.9.3. Evaluation des charges et surcharges</b>	133
<b>VI.9.4. Ferrailage du voile soutènement</b>	134
<b>VI.9.5. Schéma de ferrailage du mur de soutènement</b>	136
<b>VI.10. Conclusion</b>	136
<b>Chapitre VII. Estimation du prix</b>	
<b>VII.1. Introduction</b>	137
<b>VII.2. Définition du métré et de l'avant métré</b>	137
<b>VII.3. Les devis</b>	137
<b>VII.3.1. Les différents devis</b>	137
<b>VII.4. devies quantitatif et estimatif</b>	138
<b>VII.5. recapitulation générale</b>	147
<b>Conclusion général</b>	/
<b>Bibliographie</b>	/

# LISTE DE TABLEAUX

<b>Tab(I-1 )</b>	<b>Les caractéristiques de l'ouvrage</b>	3
<b>Tab( I-2 )</b>	les contraintes	6
<b>Tab( I-3 )</b>	Caractéristiques des matériaux utilisés	7
<b>Tab( II-1 )</b>	Les dimensions des plancher	9
<b>Tab( II-2 )</b>	Dimensionnement des escaliers	16
<b>Tab( II-3)</b>	Évaluations des charges de mur extérieur	17
<b>Tab( II-4 )</b>	Évaluations des charges de mur intérieur	17
<b>Tab( II-5 )</b>	Évaluation des charges de plancher terrasse inaccessible	18
<b>Tab( II-6 )</b>	Évaluation des charges de plancher terrasse accessible	18
<b>Tab( II-7 )</b>	évaluations des charges de plancher étage courant	19
<b>Tab( II-8 )</b>	évaluations des charges de balcon	19
<b>Tab( II-9)</b>	Évaluations des charges de Palier	20
<b>Tab( II-10 )</b>	Évaluations des charges de Paillasse	20
<b>Tab( II-11 )</b>	Charge permanente poteau central	22
<b>Tab( II-12 )</b>	Charge d'Exploitation poteau central	23
<b>Tab( II-13 )</b>	Charge permanente poteau rive	25
<b>Tab ( II-14 )</b>	Charge d'Exploitation poteau rive	26
<b>Tab ( II-15)</b>	Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux	28
<b>Tab ( II-16)</b>	Les dimensions des poteaux	28
<b>Tab (III-1)</b>	Evaluation des charges de plancher	32
<b>Tab (III-2)</b>	Des sollicitations ELU	35
<b>Tab (III-3)</b>	Des sollicitations ELS	35
<b>Tab (III-4)</b>	Des sollicitations ELU	37
<b>Tab (III-5)</b>	Des sollicitations ELS	37
<b>Tab (III-6)</b>	Sollicitations des poutrelles	39
<b>Tab (III-7)</b>	Ferraillage des poutrelles	45
<b>Tab (III-8)</b>	Vérifications des efforts tranchants	46

<b>Tab (III-9)</b>	Vérification des contraintes	46
<b>Tab (III-10)</b>	Charge et surcharge de balcon.	49
<b>Tab (III-11)</b>	Calcul des sollicitations de balcon	50
<b>Tab (III-12)</b>	Combinaisons des charges de l'escalier	53
<b>Tab (III-13)</b>	Sollicitation L'ELS de l'escalier	55
<b>Tab (III-14)</b>	Vérification à E.L.S.	57
<b>Tab (III-15)</b>	Sollicitation la poutre palière	59
<b>Tab (III-16)</b>	Combinaisons d'actions de l'acrotère	64
<b>Tab (III-17)</b>	Sollicitation dans L'acrotère terrasse inaccessible	68
<b>Tab (III-18)</b>	Ferraillage de l'acrotère terrasse inaccessible	66
<b>Tab (III-19)</b>	Chargement d'un ascenseur	68
<b>Tab (IV-1)</b>	période fondamentale	77
<b>Tab (IV-2)</b>	Périodes et facteurs de participation modale (Résultats Robot 2015)	78
<b>Tab (IV-3)</b>	Facteur d'amplification dynamique moyen $D$ .	82
<b>Tab (IV-4)</b>	Valeurs des pénalités	82
<b>Tab (IV-5)</b>	Vérification les réactions à la base statiques et dynamiques	83
<b>Tab (IV-6)</b>	Résultantes distribution des forces sismiques	84
<b>Tab (IV-7)</b>	Résultantes distribution des forces sismiques	84
<b>Tab (IV-8)</b>	Vérification des déplacements	85
<b>Tab (IV-9)</b>	Vérification de l'effet P- $\Delta$	86
<b>Tab (IV-10)</b>	Résultats de l'excentricité	87
<b>Tab (IV-11)</b>	Vérification de renversement de la Tour sens longitudinal	88
<b>Tab (IV-12)</b>	Vérification de renversement de la Tour sens transversal	88
<b>Tab (IV-13)</b>	Vérification des forces normales réduit	88
<b>Tab (IV-14)</b>	Les dimensions des poteaux	89
<b>Tab (V-1)</b>	Les sollicitations sur le poteau (60× 70)	92
<b>Tab (V-2)</b>	Les sollicitations sur le poteau (50× 60)	94
<b>Tab (V-3)</b>	Les sollicitations sur le poteau (45× 55)	96

<b>Tab (V-4)</b>	Ferraillage des poteaux dans les différents niveaux de la Tour	98
<b>Tab (V-5)</b>	Vérification au flambement des différents poteaux	99
<b>Tab (V-6)</b>	Vérification des contraintes normales	99
<b>Tab (V-7)</b>	Vérification des contraintes de cisaillement	100
<b>Tab (V-8)</b>	les moments max dans les poutres principales	103
<b>Tab (V-9)</b>	les moments max dans les poutres secondaires	108
<b>Tab (V-10)</b>	les sollicitations des voiles	115
<b>Tab (V-11)</b>	ferraillage des voiles	117
<b>Tab (VI -1)</b>	récapitulatif des moments $M_{xx}$ (KN.m)	126
<b>Tab (VI -2)</b>	récapitulatif des moments $M_{yy}$ (KN.m)	126
<b>Tab (VI -3)</b>	Ferraillage du radier	130
<b>Tab (VI -4)</b>	Vérifications des contraintes du béton	130
<b>Tab (VI -5)</b>	Moments fléchissant soutènement	135
<b>Tab (VI -6)</b>	Ferraillage de voile soutènement	135

# LISTE DE FIGURES

<b>Figure( II.1)</b>	Coupe transversale d'un plancher à corps creux	8
<b>Figure( II.2)</b>	Coupe transversale poutrelle	9
<b>Figure( II.3)</b>	Forme d'un l'acrotère	12
<b>Figure( II.4)</b>	Vue en 3D d'un voile	13
<b>Figure( II.5)</b>	Schéma de terminologie d'escalier	14
<b>Figure( II.6)</b>	Vue en plan d'un escalier droit à deux volées et son schéma statique	14
<b>Figure( II.7)</b>	Evaluation des charges verticales	21
<b>Figure( II.8)</b>	Poteau central	22
<b>Figure( II.9)</b>	Poteau de rive	24
<b>Figure(III-1)</b>	Plan de coffrage de niveau (-3.40)	29
<b>Figure(III-2)</b>	Plan de coffrage de niveau (0.00)	30
<b>Figure(III-3)</b>	Plan de coffrage de niveau (4.08)	30
<b>Figure(III-4)</b>	Plan de coffrage de niveau (7.3.1.10.5.4.13.17)	31
<b>Figure(III-5)</b>	Plan de coffrage de niveau (20.03)	31
<b>Figure(III-6)</b>	schéma statique de poutrelle	34
<b>Figure(III-7)</b>	Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELU	35
<b>Figure(III-8)</b>	Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELS	36
<b>Figure(III-9)</b>	Schéma statique de poutrelle	36
<b>Figure(III-10)</b>	Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELU	38
<b>Figure(III-11)</b>	Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELS	38
<b>Figure(III-12)</b>	Schémas de ferrailage des poutrelles étage courant et RDC	46
<b>Figure(III-13)</b>	Schémas de ferrailage des poutrelles terrasse accessible	47

<b>Figure(III-14)</b>	Schéma de ferrailage de la dalle de compression.	48
<b>Figure(III-15)</b>	Schéma du balcon étudié	49
<b>Figure(III-16)</b>	Schéma statique du balcon	49
<b>Figure(III-17)</b>	Schéma de ferrailage du balcon	51
<b>Figure(III-18)</b>	Schéma d'escalier	52
<b>Figure(III-19)</b>	Schéma d'escalier type 02	52
<b>Figure(III-20)</b>	Les charges d'escalier ont ELU	54
<b>Figure(III-21)</b>	La charge équivalent d'escaier a ELU	54
<b>Figure(III-22)</b>	Ferrailage d'escalier	57
<b>Figure(III-23)</b>	Model de calcul de la poutre palière	58
<b>Figure(III-24)</b>	Ferrailage de poutre palier	62
<b>Figure(III-25)</b>	Coupe transversale de l'acrotère	63
<b>Figure(III-26)</b>	Modèle de calcul de l'acrotère	63
<b>Figure(III-27)</b>	Ferrailage l'acrotère terrasse accessible	67
<b>Figure(III-28)</b>	Ferrailage l'acrotère terrasse inaccessible	67
<b>Figure(III-29)</b>	ferrailage de la dalle machine	72
<b>Figure(IV -1)</b>	Choc horizontal en tête de la console	73
<b>Figure(IV -2)</b>	Vue en 3D du model obteneu par le logiciel	76
<b>Figure(IV -3)</b>	1 <sup>ère</sup> Mode de déformation de la structure à cause des l'efforts sismiques (Résultats Robot 2015)	79
<b>Figure(IV -4)</b>	2 <sup>ème</sup> Mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques (Résultats Robot 2015)	80
<b>Figure(IV -5)</b>	3 <sup>ème</sup> Mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques (Résultats Robot 2015)	80
<b>Figure(IV -6)</b>	Distribution de l'effores normal sur les voiles et les poteaux.	81
<b>Figure(V -1)</b>	As cal de poteaux (60× 70)	93
<b>Figure(V -2)</b>	As cal de poteaux (50× 60)	95
<b>Figure(V -3)</b>	As cal de poteaux (45× 55)	97
<b>Figure(V -4)</b>	Coupe de ferrailage des poteaux	100
<b>Figure(V -5)</b>	moments max a ELU des poutres pricipales	102

<b>Figure(V -6)</b>	moments max a ELS des poutres principales	102
<b>Figure(V -7)</b>	moments max a ACC des poutres principales	103
<b>Figure(V -8)</b>	As travée cal des poutres principales	104
<b>Figure(V -9)</b>	As appuis cal de poutres principales	105
<b>Figure(V -10)</b>	Vérification de l'effort tranchant de la poutre principale.	106
<b>Figure(V -11)</b>	vérification des contraintes des poutres (55*30) Donc les vérifications des contraintes est vérifiées	106
<b>Figure(V -12)</b>	moments max a ELU des poutres secondaires.	107
<b>Figure(V -13)</b>	moments max a ELS des poutres secondaires	107
<b>Figure(V -14)</b>	moments max a ACC des poutres secondaires	108
<b>Figure(V -15)</b>	As travée cal des poutres secondaires	109
<b>Figure(V -16)</b>	As appuis cal des poutres secondaires	110
<b>Figure(V -17)</b>	Vérification de l'effort tranchant de la poutre secondaires	111
<b>Figure(V -18)</b>	vérification des contraintes des poutres (45*30) Donc les vérifications des contraintes est vérifiées	111
<b>Figure(V -19)</b>	Coupe de ferrailage des poutres principales au niveau d'appuis et travées	112
<b>Figure(V -20)</b>	Coupe de ferrailage des poutres secondaires au niveau d'appuis et travées	112
<b>Figure(V -21)</b>	shéma statique de voile	113
<b>Figure(V -22)</b>	shéma de ferrailage de voile	118
<b>Figure(VI -1)</b>	Semelle flexible sur sol Homogène	120
<b>Figure(VI -2)</b>	Semelle rigide sur sol Homogène	120
<b>Figure(VI -3)</b>	Distribution des contraintes a ELS	122
<b>Figure(VI -4)</b>	Distribution des contraintes a ELU	123
<b>Figure(VI -5)</b>	Distribution des contraintes combinaisons accidentelles	123

<b>Figure(VI -6)</b>	Distribution des contraintes de cisaillement $\tau_{xx}$	124
<b>Figure(VI -7)</b>	Distribution des contraintes de cisaillement $\tau_{yy}$	124
<b>Figure(VI -8)</b>	Vérification de renversement de la Tour sens longitudinal	125
<b>Figure(VI -9)</b>	Vérification de renversement de la Tour sens transversal	126
<b>Figure(VI -10)</b>	As cal en travée suivant Lx	127
<b>Figure(VI -11)</b>	As cal en travée suivant Ly	128
<b>Figure(VI -12)</b>	As cal sur appui suivant Lx	129
<b>Figure(VI -13)</b>	As cal sur appui suivant Ly	129
<b>Figure(VI -14)</b>	Schéma ferrailage de radier	131
<b>Figure(VI -15)</b>	Disposition des armatures de longrine	132
<b>Figure(VI -16)</b>	Schéma du mur de soutènement	133
<b>Figure(VI -17)</b>	Evaluation des charges	134
<b>Figure(VI -18)</b>	Schème de ferrailage du voile soutènement	136



## Liste des symboles

<b>A :</b>	Aire d'une section d'acier de répartition
<b>At :</b>	Aire d'une section d'acier transversal
<b>As :</b>	Aire d'une section d'acier
<b>a :</b>	Une dimension (en générale longitudinal).
<b>B :</b>	Aire d'une section de béton .
<b>Br :</b>	Section réduite du béton
<b>b :</b>	Une dimension (largeur d'une section).
<b>b<sub>0</sub> :</b>	Épaisseur brute de l'âme de la poutre.
<b>Cr :</b>	coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage.
<b>C<sub>u</sub> :</b>	La cohésion du sol (KN/m <sup>2</sup> ).
<b>D :</b>	Facteur d'amplification dynamique moyen.
<b>d :</b>	Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.
<b>d :</b>	Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée.
<b>e :</b>	Excentricité d'une résultante ou effort par rapport au centre de gravité de la section
<b>ELS :</b>	comptée
<b>ELU :</b>	Etat limite de service.
<b>Es :</b>	Etat limite ultime.
<b>E<sub>vj</sub> :</b>	Module d'élasticité de l'acier
<b>E<sub>ij</sub> :</b>	Module de formation différé du béton à l'âge de j jour
<b>f<sub>e</sub> :</b>	Module de déformation instantanée du béton à l'âge de j jour
<b>f :</b>	limite d'élasticité de l'acier
<b>f<sub>j</sub> A<sub>f</sub> adm :</b>	Flèche positivement vers les compressions.
<b>f<sub>e</sub> :</b>	la flèche correspondant à j.
<b>f<sub>ej</sub> :</b>	Limite d'élasticité.
<b>F<sub>ij</sub> :</b>	Résistance caractéristique à la compression du béton a l'âge « j » jours
<b>F<sub>c28</sub> :</b>	Résistance caractéristique à la traction du béton a l'âge « j » jours.
<b>F :</b>	Grandeurs précédentes avec j=28j.
<b>F :</b>	Force ou action en général.
<b>j :</b>	Coefficient de sécurité = 1,5.
<b>ht :</b>	Nombre de jours.
<b>h :</b>	Hauteur totale du plancher.
<b>h<sub>0</sub> :</b>	Hauteur totale d'une section.
<b>h<sub>e</sub> :</b>	épaisseur de la dalle de compression.
<b>i :</b>	hauteur libre d'étage.
<b>I :</b>	Rayon de giration d'une section de B A.
<b>g :</b>	Moment d'inertie (m <sup>4</sup> ).
<b>G :</b>	Densité des charges permanentes
<b>L :</b>	Charge permanente
<b>L<sub>max</sub> :</b>	Longueur ou portée.
<b>l<sub>f</sub> :</b>	La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).
<b>l<sub>s</sub> :</b>	Longueur de flambement.
<b>M :</b>	Longueur de scellement.
<b>M<sub>g</sub> :</b>	Moment en général.
<b>M<sub>d</sub> :</b>	Moment fléchissant gauche
<b>M<sub>t</sub> :</b>	Moment fléchissant droite
<b>M<sub>0</sub> :</b>	Moment en travée.
<b>n :</b>	moment isostatique.
<b>n :</b>	Coefficient d'équivalence acier-béton.

$N_s$ :	Nombre de marches sur la volée.
$N_u$ :	Effort normal de service.
$N$ :	Effort normal ultime.
$p$ :	Effort normale du aux charges verticales.
$q_u$ :	Action unitaire de la pesanteur.
$q_s$ :	Charge ultime.
$q$ :	Charge de service
$Q$ :	Charge variable
$Q$ :	Action variables quelconque.
$R$ :	Facteur de qualité.
$S_t$ :	Coefficient de comportement global.
$T_2$ :	Espacement des armatures transversales.
$V$ :	Période caractéristique, associé à la catégorie du site.
$W$ :	Effort tranchant.
$W_{qi}$ :	Poids propre de la structure.
$W_{Gi}$ :	Charges d'exploitation.
$X$ :	Poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.
$\sigma_{bc}$ :	Coordonnée en général, abscisse en particulier.
$\sigma_s$ :	Contrainte de compression du béton.
$\gamma_w$ :	Contrainte de compression dans l'acier
$\gamma_b$ :	Poids volumique de l'eau (t/m <sup>3</sup> ).
$\gamma_s$ :	Coefficient de sécurité.
$\varphi$ :	Coefficient de sécurité.
$\sigma_{adm}$ :	Angle de frottement interne du sol (degrés).
$\tau_u$ :	Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).
$\eta$ :	Contrainte de cisaillement (MPa).
$\beta$ :	Facteur d'amortissement.
$\mu_l$ :	Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charg d'exploitation.
$\mu_u$ :	Moment réduit limite.
$\lambda_i$ :	Moment ultime réduit.
$\lambda_v$ :	Coefficient instantané.
	Coefficient différé

# Introduction

# **Introduction Générale**

---

## **Introduction Générale**

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir faire. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation d'universitaire à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

Un ingénieur en structures est donc responsable d'étudier la stabilité des constructions soumises à des différentes actions, permanentes ou exploitations dans le temps, statiques ou dynamique. Cette étude nécessite de maîtriser l'outil informatique et des logiciels talque Robot, Sap, Etabs.....dans le but de satisfaire la sécurité, l'économie et le confort.

Dans le présent travail on présentera une étude détaillée d'un hôtel comportant un RDC, et cinq étages avec deux sous-sol. Cette étude vise à mettre en application tous nos connaissances acquises durant les cinq années de formation. Pour ce faire il faut impérativement se munir de ces règlements (RPA99/version2003. CBA93. BAEL91.et DTR)

Notre étude est réalisée par un logiciel de calcul basé sur le principe des éléments finis logiciel Robot Structural Analysais pour faire le calcul dynamique des éléments structuraux.

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires.

# Chapitre I

*Présentation et  
Caractéristiques des  
matériaux*

## **I. Introduction**

Un hôtel est un établissement commercial qui offre un service d'hébergement payant en chambres meublées à une clientèle de passage. En général, un hôtel assure l'entretien quotidien des chambres et des lits, ainsi que la fourniture du linge de toilette.

### **I.1. Présentation de l'ouvrage**

Le travail présenté dans cette note des calculs, concerne le calcul d'un Hôtel 3 étoiles

la structure est en béton armé en « **2 sous sol+R+5** » cet ouvrage sera implanté dans une région classée en Zone **IIa (wilaya de SETIF)**, de moyenne sismicité et implanté dans un site **meuble (S3)** selon Le Règlement Parasismique Algérien (R.P.A 99 version 2003).

L'ouvrage à étudier est en béton armé de (**2 sous sol+R+5**), il est implanté dans la wilaya de **SETIF**, cette région est classée comme une zone d'une sismicité moyenne (**Zone IIa**) et classée dans le groupe d'usage (**2**) selon la classification des zones et les groupes d'usages établie par le règlement Parasismique Algérien RPA 99 (version 2003).

#### **I.1.1 Caractéristiques du projet**

Chaque étoile attribuée à un hôtel a des caractéristiques bien précises. Intéressons-nous aux caractéristiques d'un hôtel 3 étoiles :

- La superficie : la chambre doit mesurer  $13.5m^2$  et les sanitaires doivent être compris dans cet espace.
- Les équipements : la chambre doit avoir les équipements suivants, à savoir ; un interrupteur pour l'éclairage à côté du lit, une lampe sur la table ou le bureau, un meuble porte-bagage, un téléphone et la télévision avec les chaînes adéquates, des oreillers et couvertures supplémentaires en cas de besoin, le petit-déjeuner peut être demandé dans la chambre mais sans obligation. En ce qui concerne la partie commune, l'hôtel doit fournir une connexion internet, des journaux et magazines, un espace salon et un ascenseur dès que l'établissements hôteliers ne sont pas obligés d'en disposer. Ce sont donc toutes les caractéristiques qu'un client puisse attendre d'une chambre double dans un hôtel classé 3 étoiles.

#### **I.1.2 justification du projet**

Le projet en étude est justifié par :

- La disponibilité de la demande.
- La disponibilité de la main d'oeuvre.

- Le rythme de développement de la branche de production appelée à évoluer.
- La possibilité du bénéfice des avantages accordés aux promoteurs des projets neufs.

### I.1.3 description architecturale

Notre projet a pour but l'étude d'un hôtel 3 étoiles de type ( 2sous+R+5)

-1<sup>ère</sup> sous sol a usage restaurant.

-2<sup>ème</sup> sous sol a usage parking.

-RDC a usage salle de jeux et cafeteria.

-1<sup>ère</sup> et 3<sup>ème</sup> a usage des chambres.

-2<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> a usage suites et des chambres.

-5<sup>ème</sup> locale technique et buanderie et repassage.

-En a aussi une terrasse inaccessible.

- Chaque niveaux il ya un cage d'escalier + ascenseur.

### I.1.4 données géotechnique du site

Cet projet est classé par le règlement parasismique algérien « R.P.A99 versions 2003 »  
commune zone sismicité moyenne(**Zone IIa**)

-La contrainte admissible du sol =**1.30bar** (rapport géotechnique).

-Le projet appartient au groupe d'usage **2**

-Le site considère comme un site **meuble (S3)**

**I.1.5 Caractéristiques structurales de l'ouvrage**

L'ouvrage a les caractéristiques géométriques suivantes :

<b>-Longueur totale (m)</b>	33.32
<b>-Largeur totale (m)</b>	22.92
<b>-Hauteur totale (m)</b>	27.03
<b>-Hauteur de sous sol (m)</b>	-3.40
<b>-Hauteur de RDC (m)</b>	4.08
<b>-Hauteur d'étage courant (m)</b>	3.23

Tableau I.1. Les caractéristiques de l'ouvrage

**I.1.6. Conception :****a. Choix du contreventement.**

L'ouvrage en question doit être parasismique, il rentre dans le cadre de l'application du **RPA99/version 2003**. d'après l'article 3-4 du **RPA99/version 2003**, le contreventement sera assuré par les voiles porteurs.

**b /Description structurale :**

- ❖ **Les planchers :** constitués de poutrelles avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissant dans son plan aux éléments de contreventement verticaux. Les Balcons sont en dalle pleine.
- ❖ **Les escaliers :** sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.
- ❖ **L'ascenseur :** L'ascenseur est un appareil élévateur avec sa boîte permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.
- ❖ **Les façades et les cloisons :** les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 15 et 10 cm séparées par une âme d'air de 5cm. et en Panneaux composites (Murs Rideaux) et les murs de séparation intérieurs seront en une seule paroi de brique de 10cm.



- ❖ **L'acrotère** : C'est un mur en béton armé, de hauteur 60 cm et d'épaisseur 10 cm contournant le bâtiment, il est encastré à sa base au plancher terrasse, ce dernier n'est pas accessible.
- ❖ **L'infrastructure** : Elle assure les fonctions suivantes :
  - Transmission des charges verticales et horizontales de la superstructure au sol.
  - Limitation des tassements différentiels et uniforme.

## **I.2. Généralités**

### **I.2.1. Règlements et normes utilisés**

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

- CBA93 (Code De Béton Armé).
- RPA99 version 2003(Règlement Parasismique Algérien).
- BAEL91 (Béton Armé Aux Etats Limites).
- DTR BC2.2 (Document Technique Réglementaire Charges Et Surcharges).

### **I.2.2. Méthodes de calcul aux états limites**

La méthodologie adoptée s'articule autour des points suivants :

- Etablissement d'un modèle numérique de calcul tridimensionnel en élément finis de la structure par le logiciel **Robot Structural Analysis 2015**.
- Définition des différentes charges statiques **G et Q**.
- Définition des charges statiques et dynamiques **Ex, Ey**.
- Calculs et vérifications selon le **BAEL91** et le **RPA99 version 2003**.

### **I.2.3. Action et sollicitation**

#### **I.2.3.1. sollicitation de calcul vis-à-vis des états limites :**

- ✓ A l'état limite ultime ELU : la combinaison est .....  $1.35G + 1.5Q$
- ✓ A l'état limite de service ELS : la combinaison est .....  $G + Q$
- ✓ Sollicitations sismiques : les combinaisons sismiques données par RPA 99/2003

Situation accidentelle :

D'après le RPA99version 2003 on aura :

- $G + Q + E$
- $G + Q \pm 1.2E$
- $0.8G \pm E$

### I.2.4. Caractéristiques des matériaux

#### ▪ Béton:

Le béton est un matériau constitué par le mélange de ciment, granulats (sables, gravillons) et d'eau de gâchage. La quantité de liant utilisée pour produire un volume d'un mètre cube de béton est ce qu'on appelle dosage. La formule couramment utilisée pour un mètre cube de béton est la suivante:

- Ciment:  $350 \text{Kg/m}^3$  (CPJ42.5).
- Gravier:  $800 \text{litre/m}^3$  ( $\emptyset \leq 25 \text{mm}$ ).
- Eau:  $180 \text{L/m}^3$ .

Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction.

Le béton armé utilisé dans la construction de l'ouvrage sera conforme aux règles techniques de conception et de calcul des structures (C.B.A 93 et R.P.A 99). La préparation du béton sera faite automatiquement à l'aide d'une bétonnière ou d'une centrale à béton.

#### I.2.4.1. Résistance mécanique:

##### a- Résistance caractéristique à la compression:

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette dernière elle est donnée à "j" jours en fonction de la résistance à 28 jours par les formules suivantes

$$\begin{cases} f_{c28} \leq 40 \text{Mpa} \Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \cdot f_{c28} \\ f_{c28} > 40 \text{Mpa} \Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} \cdot f_{c28} \end{cases}$$

- pour  $28 \text{ jours} < j < 60 \text{ jours}$  .....  $f_{cj} = f_{c28}$

- pour  $j \geq 60 \text{ jours}$  .....  $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$  (à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement).

Pour notre étude on choisit une résistance de calcul :  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

Les caractéristiques sont conformes aux règles CBA93 et RPA99 version 2003, pour le présent projet on adoptera :

- $f_{c28} = 25\text{MPa}$

- $f_{t28} = 2.1\text{MPa}$

❖ **l'états limites ultimes:**

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

- $\gamma_b = 1.15$  situation accidentelle
- $\gamma_b = 1.50$  situation courante

❖ **l'états limites des services:**

$$f_{bc} = 15\text{MPa}$$

▪ **Acier:**

Les aciers utilisés en béton armé se distinguent suivant leur nuance et leur état de surface (ronds lisses ou a barres à haute adhérence) et sont classés de la façon suivante :

- ronds lisses bruts obtenue par laminage.
- barres à haute adhérence obtenue par laminage à chaud d'un acier naturellement dur.

Fils à haute adhérence obtenue par laminage à chaud suivi d'un écrouissage par tréfilage et/ou laminage à froid.

treillis soudés formés par assemblages de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence.

Les barres utilisées sont caractérisées par leur diamètre nominal ( $\emptyset$ ).sauf accord préalable avec le fournisseur, la longueur développée des barres n'excédera pas 12 m. (longueur commerciale courante).

Les armatures d'un béton armé sont des aciers qui se distinguent par leurs nuances et leurs états de surfaces (RL, HA)

- Les ronds lisses FeE235 correspondent, respectivement, à des limites d'élasticités garanties de 235 MPa.
- Les aciers à haute adhérence FeE400 à des limites d'élasticités garanties de 400 MPa

Les contraintes limites sont :

❖ **l'états limites ultimes:**

	$\gamma_s = 1.15$	$\gamma_s = 1$
<b>F<sub>e</sub> E400</b>	$\sigma_s = 348\text{MPa}$	$\sigma_s = 400\text{MPa}$

**Tableau I.2.**les contraintes.

❖ **l'états limites des services:**

D'après les règles CBA93, on distingue trois cas de fissures:

- Fissuration peu nuisible: aucune vérification n'est nécessaire car la contrainte n'est soumise à aucune limitation.
- Fissuration préjudiciable: c'est le cas des éléments exposés aux intempéries, il y a risque d'infiltration

$$\bar{\sigma}_{St} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \left( 0.5 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\}$$

- Fissuration très préjudiciable : milieu agres

$$\bar{\sigma}_{St} = 0.8 \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \left( 0.5 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\}$$

✓ **Matériaux à utiliser :**

Matériaux	Caractéristique mécanique	Valeurs (MPa)
<b>BETON</b>	- Résistance caractéristique ( $f_{c28}$ )	<b>25</b>
	- Contrainte limite à l'ELU : <b>situation durable</b>	<b>14.17</b>
	<b>situation accidentelle</b>	<b>22,20</b>
	- Contrainte limite à l'ELS ( $\sigma_{bc}$ )	<b>15</b>
	- Module de déformation longitudinale instantanée $E_{ij}$	<b>32164,19</b>
	- Module de déformation longitudinale différée $E_{vj}$	<b>10818,86</b>
<b>ACIER</b>	- Limite d'élasticité $f_e$ pour les barres HA	<b>400</b>
<b>ACIER</b>	Contrainte limite: Situation accidentelle	<b>400</b>
	situation courante	<b>348</b>

**Tableau I.3.**Caractéristiques des matériaux utiliser.

# Chapitre II

## Pré-dimensionnement des éléments

## II .1. Introduction

Le pré-dimensionnement a pour objet le calcul préliminaire des sections des différents éléments résistants donnés dans le plan d'architecture. Les sections prédéfinies pourraient être modifiées en cas de non vérification des conditions préconisées par les règlements en vigueur **RPA 99** et **BAEL 91**.

**La transmission des charges se fait comme suit :**

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

## II.2.Pré-dimensionnement des planchers

### II.2.1. Plancher corps creux

Les hourdis doivent avoir une épaisseur minimale de 4 cm, selon le (**BAEL 91 B.6.8, 423**).

❖ **Condition de flèche : (BAEL91 B.6.8, 424):**

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et peuvent reposer sur 2,3 ou 4 appuis constitués par des poutres, poutrelles ou murs.

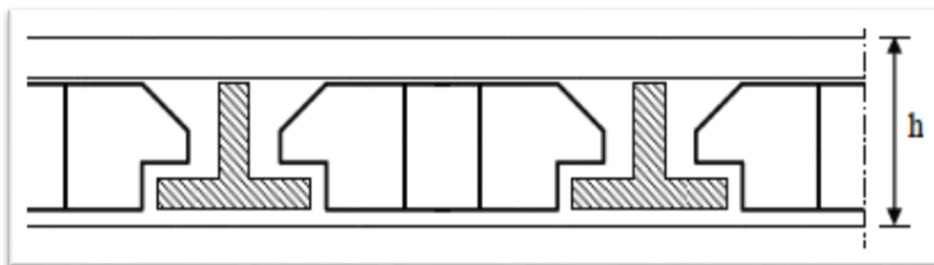
L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

\*Le plancher est dimensionné à partir du critère de flèche.

$L_{max}=5.62m$

$$h_t \geq \frac{562}{22.5} \rightarrow h_t \geq 24.97cm$$

On adopte un plancher d'une épaisseur :  $h_t = 25cm$   $\left\{ \begin{array}{l} 20cm : \text{ de corps creux} \\ 5cm : \text{ dalle de compression} \end{array} \right.$



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

### ❖ Dimensionnement des poutrelles :

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux.

Les poutrelles sont des sections en T, en béton armé servant à transmettre les charges vers les poutres principales. La disposition des poutrelles se fait selon deux critères

❖ Sont disposées parallèlement à la plus petite portée (sens porteur, le plancher travaillant dans un seul sens).

❖ Si les poutres dans les deux sens sont égales alors on choisit le sens ou on a plus d'appuis (critère de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.

$$b = \min \left( \frac{Ln}{2} ; \frac{L_{max}}{10} ; 6h_0 \right)$$

$$Ln = 5.60 - 0.50 = 5.10\text{m}$$

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

$$50\text{cm} \geq b \geq 80\text{cm} \text{ donc : } b = 75 \text{ cm}$$

$$b = \min \left( \frac{510}{2} ; \frac{560}{10} ; 30 \right) \text{ donc : } b = 30\text{cm}$$

$$b_0 = b - 2b_1 = 75 - 2 \times 30 = 15\text{cm}$$

$h_t$ (cm)	$h_0$ (cm)	$b$ (cm)	$b_1$ (cm)	$b_0$ (cm)
25	5	75	30	15

Tableau. II.1. Les dimensions des plancher.

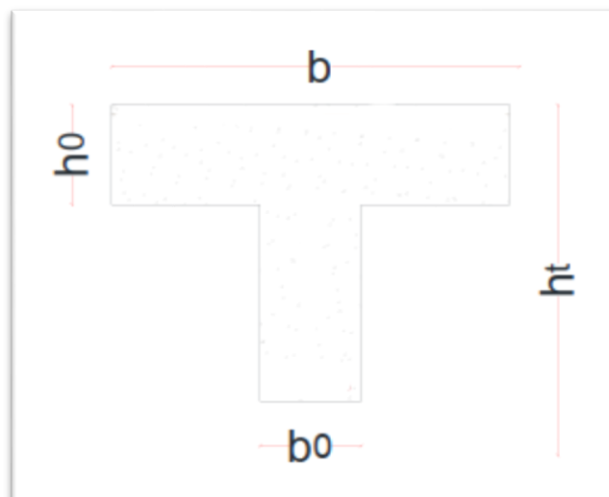


Figure II.2. Coupe transversale poutrelle.

### II.2.2. Plancher à dalle pleine

Les dalles sont les plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, elles reposent sur 2, 3 ou 4 appuis.

L'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions ci-après :

• **Critère de résistance à la flexion**

$$e \geq \frac{L_x}{20} \quad \rightarrow \text{pour les dalles isostatiques.}$$

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \quad \rightarrow \text{Pour les dalles sur deux, trois ou quatre appuis ayant } (\rho < 4).$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \quad \rightarrow \text{Pour les dalles sur deux, trois ou quatre appuis ayant } (\rho \geq 0.4).$$

$L_x$  : la plus petite dimension du panneau de dalle.

• **Critère de coupe- feu**

$$e \geq 7\text{cm} \quad \rightarrow \text{pour 1 heure de coup de feu.}$$

$$e \geq 11\text{cm} \quad \rightarrow \text{Pour 2 heures de coup de feu.}$$

$$e \geq 14\text{cm} \quad \rightarrow \text{Pour 4 heures de coup de feu.}$$

• **Critère d'isolation phonique (acoustique)**

$$e \geq 14\text{cm} \quad (\text{Ce critère ne s'applique pas pour les balcons, terrasses, ...etc.}).$$

### II.3. Pré-dimensionnement des poutres

Selon le **RPA 99V2003** (article 7.5.1) ; les poutres doivent respecter les conditions ci-après :

$$\text{D'après le CBA93: } \left\{ \begin{array}{l} \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.8h \end{array} \right. ; \text{ avec : } \left\{ \begin{array}{l} L_{\max} : \text{Travée de la poutre} \\ h : \text{Hauteur de la poutre} \\ b : \text{Largeur de la poutre} \end{array} \right.$$

$$\text{D'après le RPA99 (version2003)[article7.5.1 P64]: } \left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

✓ **Poutres principales (poutres porteuses)**

La hauteur  $h$  de la poutre est déterminée par la condition de rigidité ou de non déformabilité.



Caractérisée par la relation suivante :

Selon le CBA93 on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Travée de la poutre : } L = 7.31 \text{ m} \\ \text{Hauteur : } \frac{731}{15} \leq h \leq \frac{731}{10} \rightarrow 48.73 \leq h \leq 73.10 \rightarrow h = 55 \text{ cm} \\ \text{Largeur : } 0.3 \times 50 \leq b \leq 0.8 \times 50 \rightarrow 18 \leq b \leq 48 \rightarrow b = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Selon le RPA99 version 2003[article7.5.1 P64] :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow 60 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifié} \\ b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifié} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{55}{30} = 1.83 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifié} \end{array} \right.$$

### Conclusion

Toutes les vérifications de R.P.A 99 versions 2003 sont satisfaisantes, alors :

Poutre porteuse..... **(b × h) = (55×30) cm<sup>2</sup>**

✓ **Les poutres secondaires (poutres non porteuses)**

La hauteur h de la poutre est déterminée par la condition de rigidité ou de non déformabilité

Caractérisée par la relation suivante :

Selon le CBA 93 on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Travée de la poutre : } L = 5.62 \text{ m} \\ \text{Hauteur : } \frac{5.62}{15} \leq h \leq \frac{5.62}{10} \rightarrow 37.47 \leq h \leq 56.20 \rightarrow h = 45 \text{ cm} \\ \text{Largeur : } 0.3 \times 45 \leq b \leq 0.8 \times 45 \rightarrow 13.5 \leq b \leq 36 \rightarrow b = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Selon le RPA99 version 2003[article7.5.1 P64] :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifié} \\ b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifié} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{45}{30} = 1.5 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifié} \end{array} \right.$$

### Conclusion

Toutes les vérifications de R.P.A 99 versions 2003 sont satisfaisantes, alors :

Poutre non porteuse..... **(b × h) = (45×30) cm<sup>2</sup>**

### II.4. L'acrotère

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute, elle est considérée comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale due à la main courante.

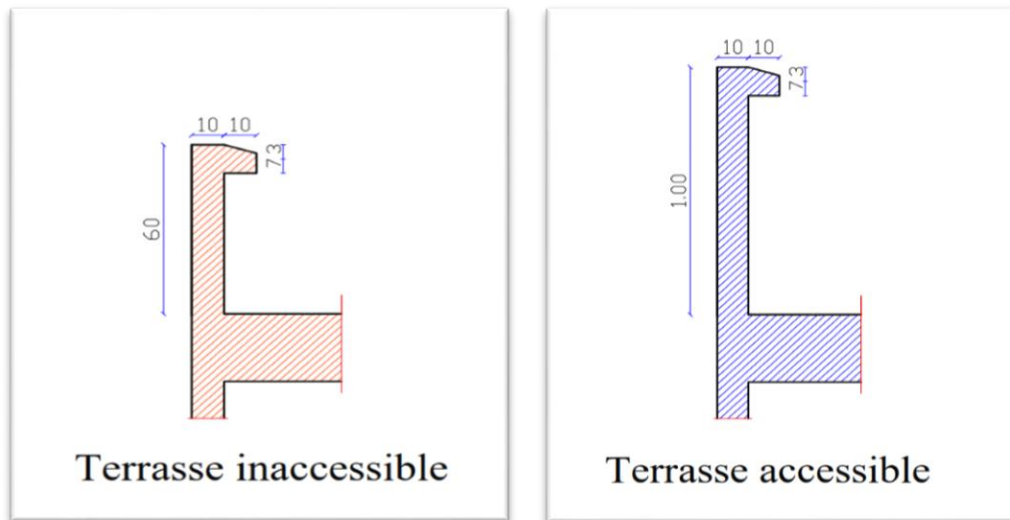


Figure II.3. Forme d'un l'acrotère.

✚ Terrasse accessible

$$\begin{cases} \text{La surface : } S = 1 \times 0.1 + 0.07 \times 0.1 + 0.03 \times 0.1 \times 0.5 = 0.1085 \text{ m}^2 \\ \text{Le poids : } G = 0.1085 \times 25 = 2.71 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

✚ Terrasse inaccessible

$$\begin{cases} \text{La surface : } S = 0.6 \times 0.1 + 0.07 \times 0.1 + 0.03 \times 0.1 \times 0.5 = 0.0685 \text{ m}^2 \\ \text{Le poids : } G = 0.0685 \times 25 = 1.71 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

### II.5. Les voiles

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

Selon le RPA99 V2003 l'épaisseur minimale d'un voile est de 15cm.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités.

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

$$\begin{cases} h_e : \text{hauteur libre du voile (hauteur d'étage - hauteur de la poutre secondaire)} \\ e : \text{épaisseur du voile.} \end{cases}$$

➤ Sous-sol

$$h_e = 340 - 45 = 295 \text{ cm}$$

$$e = \max\left(\frac{295}{20}; 15 \text{ cm}\right) \Rightarrow$$

$$e = \max(14.75; 15 \text{ cm}) \Rightarrow \mathbf{15 \text{ cm}}$$

➤ RDC

$$h_e = 408 - 45 = 363 \text{ cm}$$

$$e = \max\left(\frac{363}{20}; 15 \text{ cm}\right) \Rightarrow$$

$$e = \max(18.15; 15 \text{ cm}) \Rightarrow \mathbf{18.15 \text{ cm}}$$

➤ Autres niveaux

$$h_e = 323 - 45 = 278 \text{ cm} \Rightarrow e = \max\left(\frac{278}{20}; 15 \text{ cm}\right) \Rightarrow$$

$$e = \max(13.90; 15 \text{ cm}) \Rightarrow \mathbf{15 \text{ cm}}$$

➤ Au final on prend

✚ **Sous-sol et RDC**      **e = 20 cm.**

✚ **Autres étages**      **e = 20 cm**

➤ Longueur minimale du voile :      **L ≥ 4 . e**

Des fondations jusqu' au RDC **L = 80cm** ; Du 1er étage jusqu' au bout **L= 80cm.**

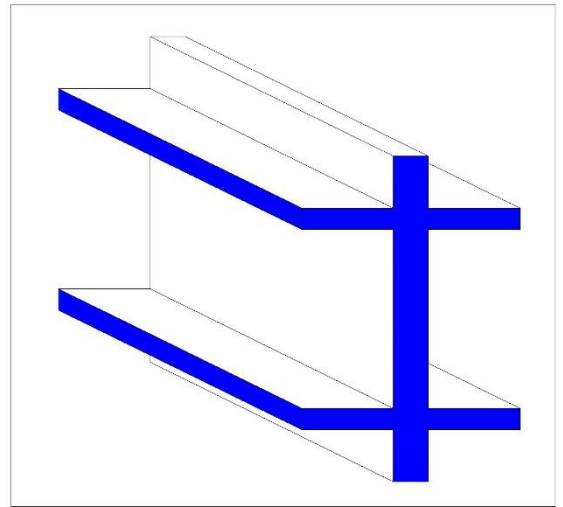


Figure II.4. Vue en 3d d'un voile.

II.6. Les escaliers

Dans une structure la circulation verticale se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. L'escalier se compose d'une ou de plusieurs volées, comportant des marches et des paliers d'arrivée, de départ et éventuellement, des paliers intermédiaires.

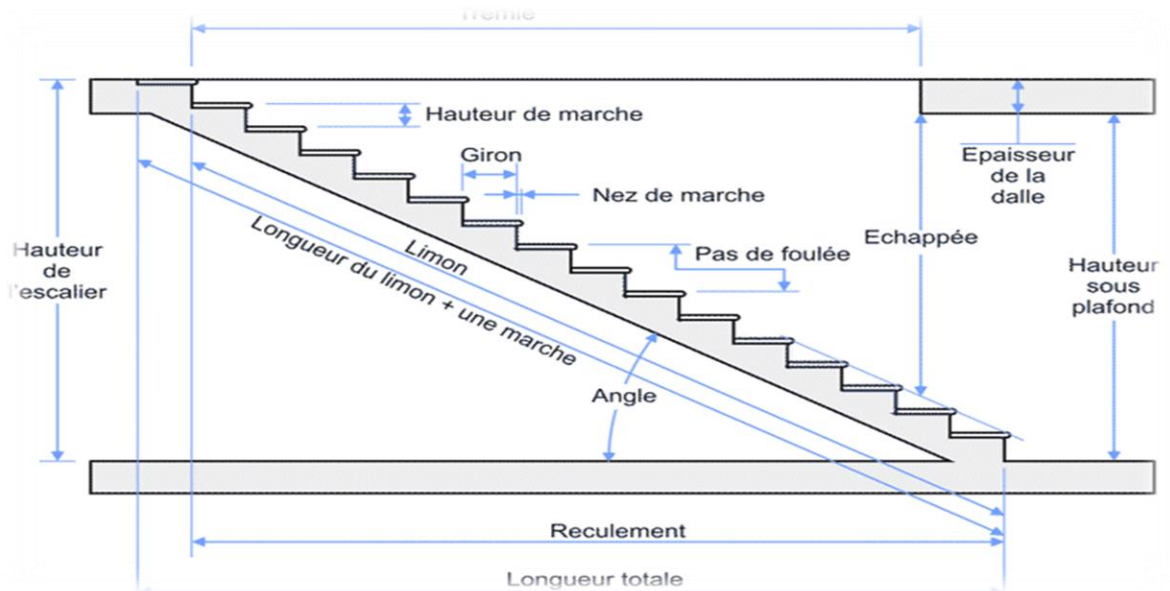


Figure II.5. Schéma de terminologie d'escalier.

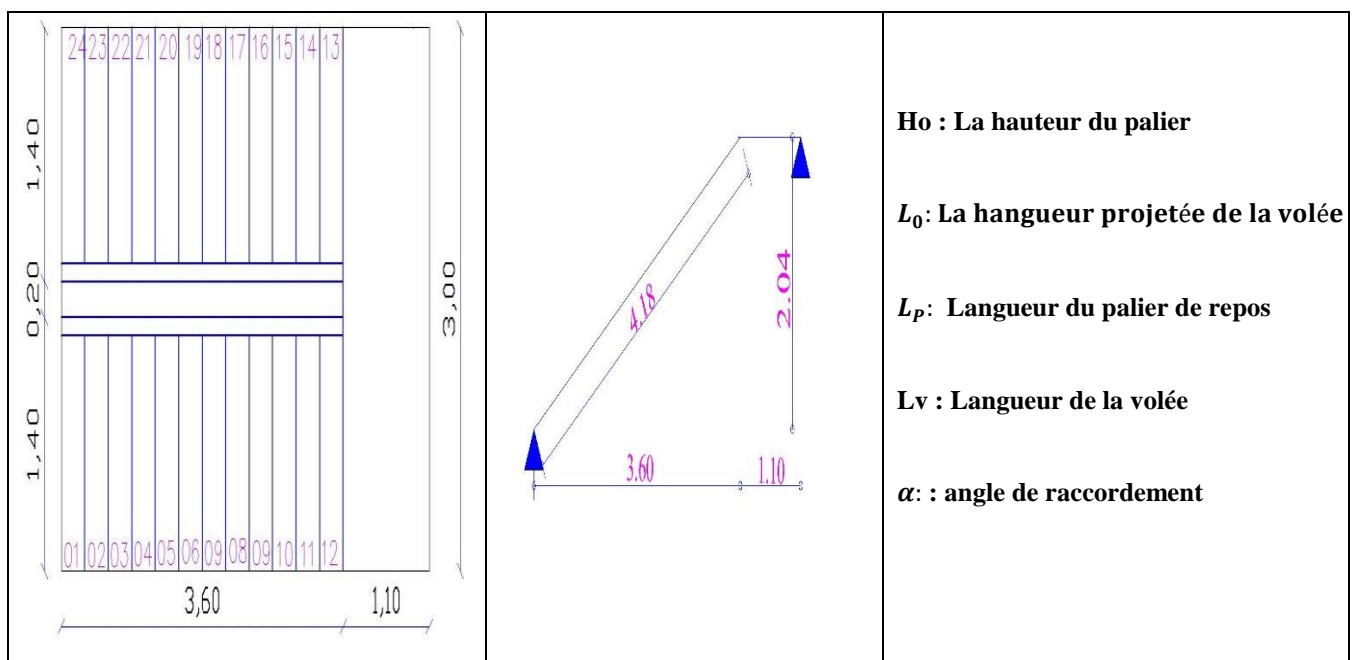


Figure II.6. Vue en plan d'un escalier droit à deux volées et son schéma statique.

$H_0$  : La hauteur du palier

$L_0$  : La longueur projetée de la volée

$L_p$  : Longueur du palier de repos

$L_v$  : Longueur de la volée

$\alpha$  : angle de raccordement

• Première volée :

❖ **Epaisseur de la Paillasse**

La longueur développée est :  $L = L_p + L_v$

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H_0^2}$$

$$L = 1.10 + \sqrt{3.60^2 + 2.04^2} = 5.24\text{m}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{524}{30} \leq e \leq \frac{524}{20}$$

$17.47 \leq e \leq 26.2$  ..... Pour deux heures de coupe-feu, donc On prend :  $e = 18$  cm.

❖ **Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

On a :  $L_0 = 3.60\text{m}$  ,  $H = 2.04\text{m}$

en fixant la hauteur des contre marches  $h$  à 17 cm, nous aurons le nombre de contre marche

égal à:  $n = \frac{H}{h} \Rightarrow n = \frac{204}{17} = 12$

✚ Le nombre de contre marche est :  $n = 12$ .

✚ Le nombre de marche est :  $n - 1 = 11$ .

❖ **Calcul du giron(g) :**

La détermination du giron se fait à partir de la formule de **BLONDEL** :

$$\text{On a : } 2h + g = 64\text{cm} \Rightarrow g = 30\text{cm}$$

❖ **Angle de raccordement  $\alpha$**

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{H_0}{L_0}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{2.04}{3.60}\right) = 29.54^\circ$$

• Deuxième volée :

$$g = 30 \text{ cm} , h = 17\text{cm} , n = 12 , n - 1 = 11 , e = 18 \text{ cm} , \alpha = 29.54^\circ$$

**NB** : dans notre projet nous disposons de trois (3) cages d'escaliers différentes, en se basant sur des relations empiriques offrant des conditions de confort aux usagers comme la relation de Blondel citée ci-dessus, les résultats de calcul des caractéristiques géométriques des différents escaliers sont représentés dans le tableau suivant :

position	vue en plan	schéma statique	Caractéristique géométrique	
<b>Sous -sol</b>			<p>h=17cm g=30cm n=10 n-1=9 e=18cm <math>\alpha = 29.54^\circ</math></p>	
<b>RDC</b>			<p>h=17cm g=30cm n=12 n-1=11 e=18cm <math>\alpha = 29.54^\circ</math></p>	
<b>Les étages</b>			Volée 1	Volée 2
			<p>h=17cm g=30cm n=11 n-1=10 e=18cm <math>\alpha = 29.54^\circ</math></p>	<p>h=17cm g=30cm n=10 n-1=9 e=18cm <math>\alpha = 29.54^\circ</math></p>

Tableau. II.2. Dimensionnement des escaliers.

## II.7. Evaluation des charges et surcharges

La descente des charges a pour but la détermination des charges et surcharges revenant à chaque élément porteur. Elle permet aussi de déterminer les actions qui s'exercent sur un élément d'ouvrage, afin de procéder à son pré dimensionnement.

### ❖ Les murs

N°	Matériaux	Epaisseur (m)	D (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit ciment	0.02	20	0.4
2	Brique creuse	0.10	9	0.9
3	parpaing	0.10	7.5	0.75
4	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
<b>Charge permanent G</b>				<b>2.25</b>

Tableau II.3. Évaluations des charges de mur extérieur.

N°	Matériaux	Epaisseur (m)	D (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
2	Brique creuse	0.10	9	0.9
3	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
<b>Charge permanent G</b>				<b>1.3</b>

Tableau II.4. Évaluations des charges de mur intérieur

❖ Plancher terrasse inaccessible

N°	Matériaux	Epaisseur (m)	D (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Protection gravillon	0.04	20	0.8
2	Etanchéité multicouches	0.02	6	0.12
3	Forme de pente	0.05	22	1.1
4	Isolation thermique	0.04	4	0.16
5	corps creux	0.25	/	2.8
6	Enduit au plâtre	0.02	10	0.2
<b>Charge permanent G</b>				<b>5.27</b>
<b>Charge d'exploitation Q</b>				<b>1</b>

Tableau II.5. Évaluation des charges de plancher terrasse inaccessible.

❖ Plancher terrasse accessible

N°	Matériaux	Epaisseur (m)	D (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lite de sable	0.02	18	0.36
4	corps creux	0.05	/	2.8
5	Enduit au plâtre	0.02	10	0.2
<b>Charge permanent G</b>				<b>4.16</b>
<b>Charge d'exploitation Q</b>				<b>1.5</b>

Tableau II.6. Évaluation des charges de plancher terrasse accessible



❖ Plancher étage courant et RDC

N°	Matériaux	Epaisseur (m)	D (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
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	corps creux	0.25	/	2.8
5	Enduit au plâtre	0.02	10	0.2
6	Mur intérieur	/		1.3
<b>Charge permanent G</b>				<b>5.5</b>
<b>Charge d'exploitation Q</b>				<b>2.5</b>

Tableau II.7 : évaluations des charges de plancher étage courant.

❖ Balcon

N°	Matériaux	Epaisseur (m)	D (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
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 ciment	0.02	20	0.4
<b>Charge permanent G</b>				<b>5.25</b>
<b>Charge d'exploitation Q</b>				<b>3.5</b>

Tableau II.8 : évaluations des charges de balcon.

❖ Les Escalier :

✓ Palier

N°	Matériaux	Epaisseur (m)	D (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.03	20	0.6
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit de ciment	0.02	20	0.4
<b>Charge permanent G</b>				<b>5.73</b>
<b>Charge d'exploitation Q</b>				<b>4</b>

Tableau II.9: Évaluations des charges de Palier.

✓ Paillasse

N°	Matériaux	Epaisseur (m)	D (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )	
1	Carrelage	H	0.02	22	0.44
		V			0.02 (h/g) = 0.01
2	Mortier de pose	H	0.03	20	0.6
		V			0.03 (h/g) = 0.02
3	Marche	$\frac{h}{2} = 0.09$	25	2.25	
4	Dalle pleine	$\frac{0.18}{\cos \alpha} = 0.21$	25	5.25	
5	Enduit de ciment	0.02	20	0.4	
6	Garde-corps	/	/	0.15	
<b>Charge permanent G</b>				<b>9.71</b>	
<b>Charge d'exploitation Q</b>				<b>4</b>	

Tableau II.10 : Évaluations des charges de Paillasse

## II.8. Pré dimensionnement des poteaux

Le calcul de la section du béton sera fait en compression centré, les règles CBA 93 préconisent de prendre la section réduite en laissant 1cm de chaque côté en tenant compte de la ségrégation du béton.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon 3 critères :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme (flambement).
- Conditions de RPA

### II.8.1. Calcul des charges et surcharges revenant aux poteaux

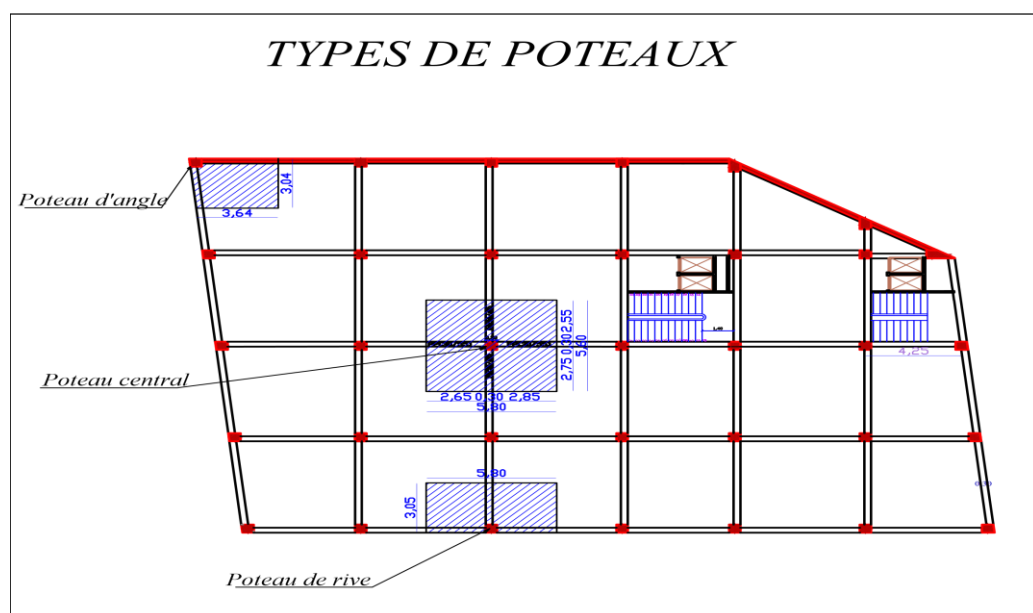


Figure II.7. Evaluation des charges verticales

#### II.8.1.1. Calcul des surfaces d'influence pour chaque poteau

En admettant la discontinuité des différents éléments de plancher (hourdis, poutrelle, poutre) ainsi que celle de travées prise en compte, on doit majorer les charges évaluées :

- De 10% pour les poteaux centraux
- Les charges évaluées sur le poteau de rive et d'angle n'étant pas réduite

II.8.1.2. Surface poteau le plus sollicité central

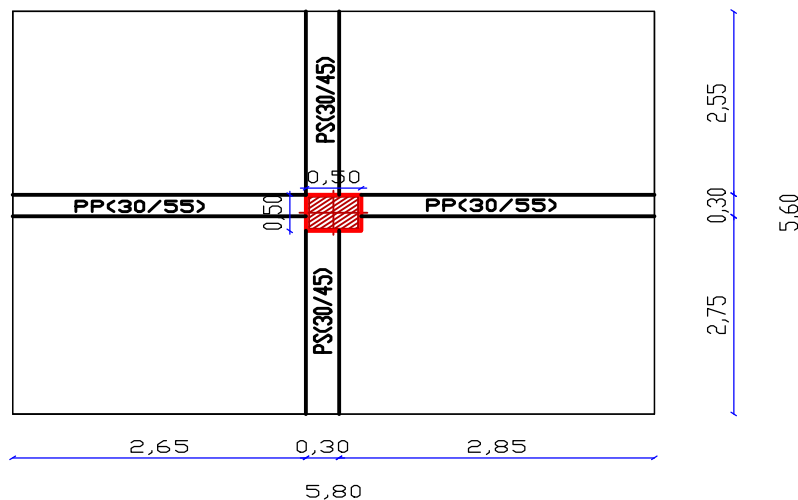


Figure II.8. Poteau central.

$$S_t(G) = (2.65 + 2.85) \times (2.75 + 2.55) = 29.15 \text{ m}^2$$

$$S_t(Q) = (2.65 + 2.85 + 0.5) \times (2.75 + 2.55 + 0.5) = 34.8 \text{ m}^2$$

❖ Dégression des Charge permanente

Niveaux	Elément	G(KN)
Terrasse	Plancher terrasse	$29.15 \times 5.27 = 153.62$
	2×Poutre	$0.3 \times 0.55 \times 25 \times (5.80 + 5.60) = 47.02$
	Poteau	$0.5 \times 0.5 \times 25 \times 3.23 = 20.19$
<b>Totale</b>		<b>G = 220.83</b>
Les Etage 4étage	étage courant	$29.15 \times 5.5 = 160.32$
	2×Poutre	$0.3 \times 0.55 \times 25 \times (5.80 + 5.60) = 47.02$
	Poteau	$0.5 \times 0.5 \times 25 \times 3.23 = 20.19$
	<b>G = 910.12</b>	
<b>Totale</b>		<b>G = 1130.95</b>
RDC	étage courant	$29.15 \times 5.5 = 160.32$
	2×Poutre	$0.3 \times 0.55 \times 25 \times (5.80 + 5.60) = 47.02$

<b>G = 232.84</b>		
<b>Totale</b>		G = 1363.79
<b>2-S. S</b>	étage courant	$29.15 \times 5.5 = 160.32$
	2×Poutre	$0.3 \times 0.55 \times 25 \times (5.80 + 5.60) = 47.02$
	Poteau	$0.5 \times 0.5 \times 25 \times 3.40 = 21.25$
	<b>G = 457.18</b>	
<b>Totale</b>		<b>G = 1820.97KN</b>

Tableau II.11. Charge permanente poteaux central

❖ **Dégression des Surcharges d'Exploitation**

Niveau	Formule de calcul	Q (KN/m <sup>2</sup> )	$S_t(Q)$ (m <sup>2</sup> )
5-5	$Q_{terrasse}$	1	34.80
4-4	$Q_{terrasse} + 1 \times Q_{courant}$	3.5	
3-3	$Q_{terrasse} + 0.95 \times 2 \times Q_{courant}$	5.75	
2-2	$Q_{terrasse} + 0.90 \times 3 \times Q_{courant}$	7.75	
1-1	$Q_{terrasse} + 0.85 \times 4 \times Q_{courant}$	9.5	
RDC	$Q_{terrasse} + 0.8 \times 5 \times Q_{courant}$	11	
S.S	$Q_{terrasse} + 0.75 \times 6 \times Q_{courant}$	12.25	
S.S	$Q_{terrasse} + 0.71 \times 7 \times Q_{courant}$	13.42	
<b>Totale = 13.42</b>		$S_t(Q) \times Q$	<b>Q = 467.016KN</b>

Tableau II.12. Charge d'Exploitation poteaux central

La section du béton sera déterminée selon l'effort centré maxima de compression. La section est donc calculée selon la formule donnée par le **CBA 93** l'article B.8.4.1

$$N_u \leq \beta \left[ \left( \frac{B_r \times F_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} \right) + \frac{A_s \times F_e}{\gamma_s} \right] \rightarrow B_r \geq \frac{\beta N_u}{\theta \left( \frac{\sigma_{bc}}{0.9} \right) + 0.85 \left( \frac{A}{B_r} \right) \sigma_s}$$

$$\text{avec : } \begin{cases} \frac{A}{B_r} = 0.008 \text{ poue zone IIa} \\ \beta = 1 + 0.2(\lambda/35)^2 \text{ pour } \lambda = 35 \Rightarrow \beta = 1.2 \\ B_r = (a - 2)(b - 2) \text{ cm}^2 \\ \sigma_{bc} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.85 \times \frac{25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$B_r \geq \frac{1.2 \times N_u}{1 \times (\frac{14.2}{0.9}) + 0.85 \times (0.008) \times 348} \times 10 \Rightarrow B_r \geq 0.6614 \times N_u$$

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 1820.97 + 1.5 \times 467.016 = 3158.83 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } B_r \geq 0.6614 \times N_u = 0.6614 \times 3158.83 = 2089.25 \text{ cm}^2$$

On suppose que la section du poteau est carrée  $a = b \Rightarrow a \geq \sqrt{B_r} + 2$

$$a \geq \sqrt{2089.25} + 2 = 47.71 \text{ cm} \Rightarrow a = 50 \text{ cm}$$

Donc on choisit : **(50 × 50) cm<sup>2</sup>** la section du poteau central.

### II.8.1.3. Surface poteau le plus sollicité rive

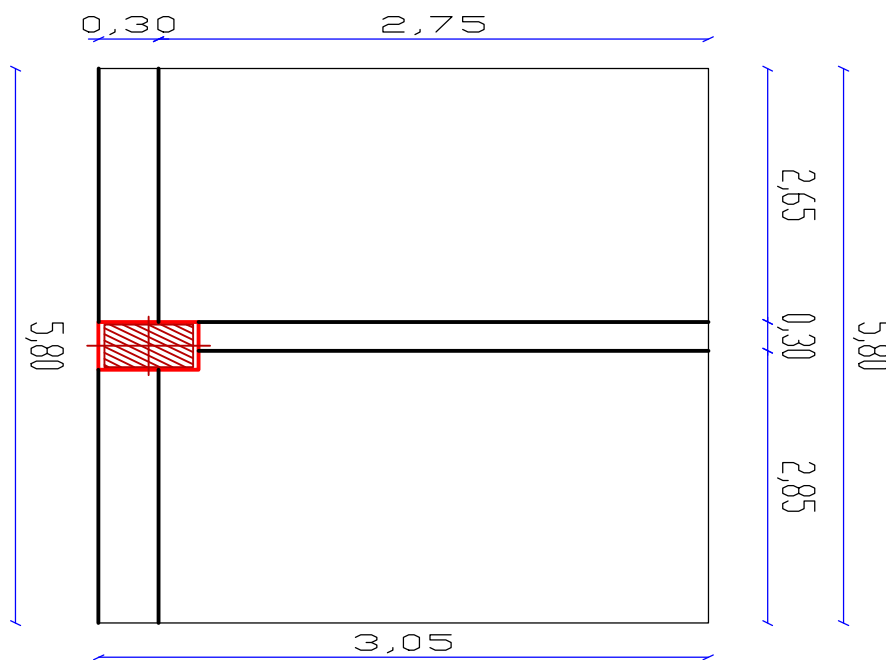


Figure II.9. Poteau de rive.

$$S_t(G) = 2.75 \times (2.65 + 2.85) = 15.125 \text{ m}^2$$

$$S_t(Q) = (2.75 + 0.3) \times (2.65 + 2.85 + 0.5) = 18.30 \text{ m}^2$$

❖ Dégression des Charge permanente

Niveaux	Elément	G(KN)
Terrasse	Plancher terrasse	$15.125 \times 5.27 = 79.71$
	2×Poutre	$0.3 \times 0.55 \times 25 \times ( 3.05+ 5.60 ) = 35.68$
	Poteau	$0.5 \times 0.5 \times 25 \times 3.23 = 20.19$
<b>Totale</b>		<b>G = 135.58</b>
Les Étage 4étage	étage courant	$15.125 \times 5.5 = 83.19$
	2×Poutre	$0.3 \times 0.55 \times 25 \times ( 3.05 + 5.80 ) = 36.51$
	Poteau	$0.5 \times 0.5 \times 25 \times 3.23 = 20.19$
	<b>G = 559.56</b>	
<b>Totale</b>		<b>G = 695.14</b>
RDC	étage courant	$15.125 \times 5.5 = 83.19$
	2×Poutre	$0.3 \times 0.55 \times 25 \times ( 3.05 + 5.80 ) = 36.51$
	Poteau	$0.5 \times 0.5 \times 25 \times 4.08 = 25.50$
	<b>G = 145.2</b>	
<b>Totale</b>		<b>G = 840.34</b>
2-S. S	étage courant	$15.125 \times 5.5 = 83.19$
	2×Poutre	$0.3 \times 0.55 \times 25 \times ( 3.05 + 5.80 ) = 36.51$
	Poteau	$0.5 \times 0.5 \times 25 \times 3.40 = 21.25$
	<b>G = 281.90</b>	
<b>Totale</b>		<b>G = 1122.24KN</b>

Tableau II.13. Charge permanente poteaux rive

❖ Dégression des Surcharges d'Exploitation

Niveau	Formule de calcul	Q (KN/m <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub> (Q) (m <sup>2</sup> )
5-5	Q <sub>terrasse</sub>	1	18.30
4-4	Q <sub>terrasse</sub> + 1 × Q <sub>courant</sub>	3.5	
3-3	Q <sub>terrasse</sub> + 0.95 × 2 × Q <sub>courant</sub>	5.75	
2-2	Q <sub>terrasse</sub> + 0.90 × 3 × Q <sub>courant</sub>	7.75	
1-1	Q <sub>terrasse</sub> + 0.85 × 4 × Q <sub>courant</sub>	9.5	
RDC	Q <sub>terrasse</sub> + 0.8 × 5 × Q <sub>courant</sub>	11	
S.S	Q <sub>terrasse</sub> + 0.75 × 6 × Q <sub>courant</sub>	12.25	
S.S	Q <sub>terrasse</sub> + 0.71 × 7 × Q <sub>courant</sub>	13.42	
<b>Totale = 13.42</b>	S <sub>t</sub> (Q) × Q	Q = 245.59KN	

Tableau II.14. Charge d'Exploitation poteaux rive

Selon les règles BAEL 91, (article B.8.4.1), l'effort normal ultime N<sub>u</sub> agissant dans le poteau :

$$N_u \leq \beta \left[ \left( \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} \right) + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \rightarrow B_r \geq \frac{\beta N_u}{\theta \left( \frac{\sigma_{bc}}{0.9} \right) + 0.85 \left( \frac{A}{B_r} \right) \sigma_s}$$

$$\text{avec : } \begin{cases} \frac{A}{B_r} = 0.008 \text{ poue zone IIa} \\ \beta = 1 + 0.2(\lambda/35)^2 \text{ pour } \lambda = 35 \Rightarrow \beta = 1.2 \\ B_r = (a - 2)(b - 2) \text{ cm}^2 \\ \sigma_{bc} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.85 \times \frac{25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$B_r \geq \frac{1.2 \times N_u}{1 \times \left( \frac{14.2}{0.9} \right) + 0.85 \times (0.008) \times 348} \times 10 \Rightarrow B_r \geq 0.6614 \times N_u$$

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 1122.42 + 1.5 \times 245.59 = 1883.65 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } B_r \geq 0.6614 \times N_u = 0.6614 \times 1883.65 = 1245.85 \text{ cm}^2$$

On suppose que la section du poteau est carrée  $a = b \Rightarrow a \geq \sqrt{B_r} + 2$

$$a \geq \sqrt{1245.85} + 2 = 37.30 \text{ cm} \Rightarrow a = 45 \text{ cm}$$

Donc on choisit : **(45 × 45) cm<sup>2</sup>** la section du poteau rive.



**II.8.2. Vérifications à la stabilité de forme (flambement)**

D'après le CBA93 (Article B.8.8.1) Le poteau doit être vérifié à l'état limite de stabilité de forme (flambement) par la formule suivante est :

$$N_u \leq \alpha \left[ \left( \frac{B_r \times F_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} \right) + \left( \frac{A_s \times F_e}{\gamma_s} \right) \right]$$

$A_s$  : section d'armatures comprimées

$\alpha$ : Coefficient réducteur qui est en fonction de l'élançement  $\lambda$

pour :  $\lambda \leq 50$  : 
$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0.85}{\beta}$$

Tel que :  $\lambda = \frac{L_f}{i}$  (pour les poteaux rectangulaires)

$L_f = 0.7L_0$  : Longueur de flambement. **BAEL91 (Article B.8.3.31)**

$L_0$ : hauteur libre du poteau = (hauteur d'étage – hauteur de la poutre principale)

$i = \sqrt{\frac{I}{S}} = \sqrt{\frac{b^2}{12}}$  : rayon de giration ;  $I = \frac{bh^3}{12}$  : moment d'inertie de la section

**• Vérification du Poteau au niveau du sous-sol**

$L_0 = 3.40 - 0.55 = 2.85m \Rightarrow L_f = 2m$  ;  $I = 0.00521m^4$  ;  $i = 0.144m$  ;  $\lambda = 13.8 < 50$

$\alpha = 0.82$

Selon le BAEL :  $A_s \in [0,8 \% Br ; 1,2 \% Br]$  donc On prend  **$A_s = 1\% Br$**

D'après la formule :  $Br \geq \frac{N_u}{\alpha} \times \frac{1}{\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{f_e}{100\gamma_s}} = 0.175 m^2$

On a :  $Br = 0.21m^2$                        $Br = 0.21m^2 > 0.175 m^2$

Avec la même méthode on va vérifier le poteau le plus sollicité dans chaque niveau comme suit :

Niveaux	$N_u(KN)$	$L_0$ (m)	$L_f$ (m)	$i(m)$	$\lambda$	$\alpha$	$B_r$ Calculi( $m^2$ )	$B_r$ ( $m^2$ )	Observation
Les5 étage	1541.03	2.68	1.88	0.101	18.6	0.80	0.087	0.10	Vérifiée
RDC	1857.62	3.53	2.47	0.115	21.5	0.79	0.107	0.12	Vérifiée
Sous - sol	3158.83	2.85	2	0.144	13.8	0.82	0.175	0.21	Vérifiée

Tableau. II.15. Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux.

### II.8.3. Vérifications des conditions du RPA99/2003

Min (b, h) = 50 cm  $\geq$  25 cm .....vérifiée.

Min (b, h) = 50 cm  $\geq$   $h_e / 20 = 340/20 = 17$  cm ..... vérifiée.

$\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{1}{4} \leq \frac{1}{1} \leq 4$ ..... Vérifiée.

### II.9. Conclusion

Vu que les conditions sont vérifiées, on peut opter les dimensions qu'on a proposées au-dessus

- Plancher à corps creux : (20+5) cm, Dalle plane : e=14cm.
- Épaisseur des volées e=20cm.
- Épaisseur d'escalier e=18cm.
- Poutres Principales (30×55) cm<sup>2</sup> ; Poutres Secondaires (30×45) cm<sup>2</sup>.
- Pour les poteaux sont donnés dans le tableau suivant :

Etages	Sous -Sol	RDC	Les étages
Section b×h (cm <sup>2</sup> )	50×50	45×45	40×40

Tableau. II.16. Les dimensions des poteaux.

# Chapitre III

Etude des éléments

Secondaires

### III .1. Introduction

L'élément structuraux n'apportant pas de condition significative à la résistance aux actions sismique d'ensemble à leurs distributions peuvent être considérés comme élément secondaire, à condition que leurs résistances à ces actions soient effectivement négligée et qu'ils ne soient soumis du fait des déformations imposées qu'a des sollicitations négligeables vis-à-vis des sollicitations d'autre origine. Les éléments secondaires à étudier sont :

- Les planchers (plancher à corps creux).
- Les balcons en dalles pleines
- Les escaliers.
- Acrotère.
- Ascenseur.

### III.2. Calculs des planchers

Les planchers sont des éléments plans horizontaux, supposés être infiniment rigides dans leur plan. Ils ont pour rôle :

- Transmettre les charges aux éléments porteurs.
- Assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.

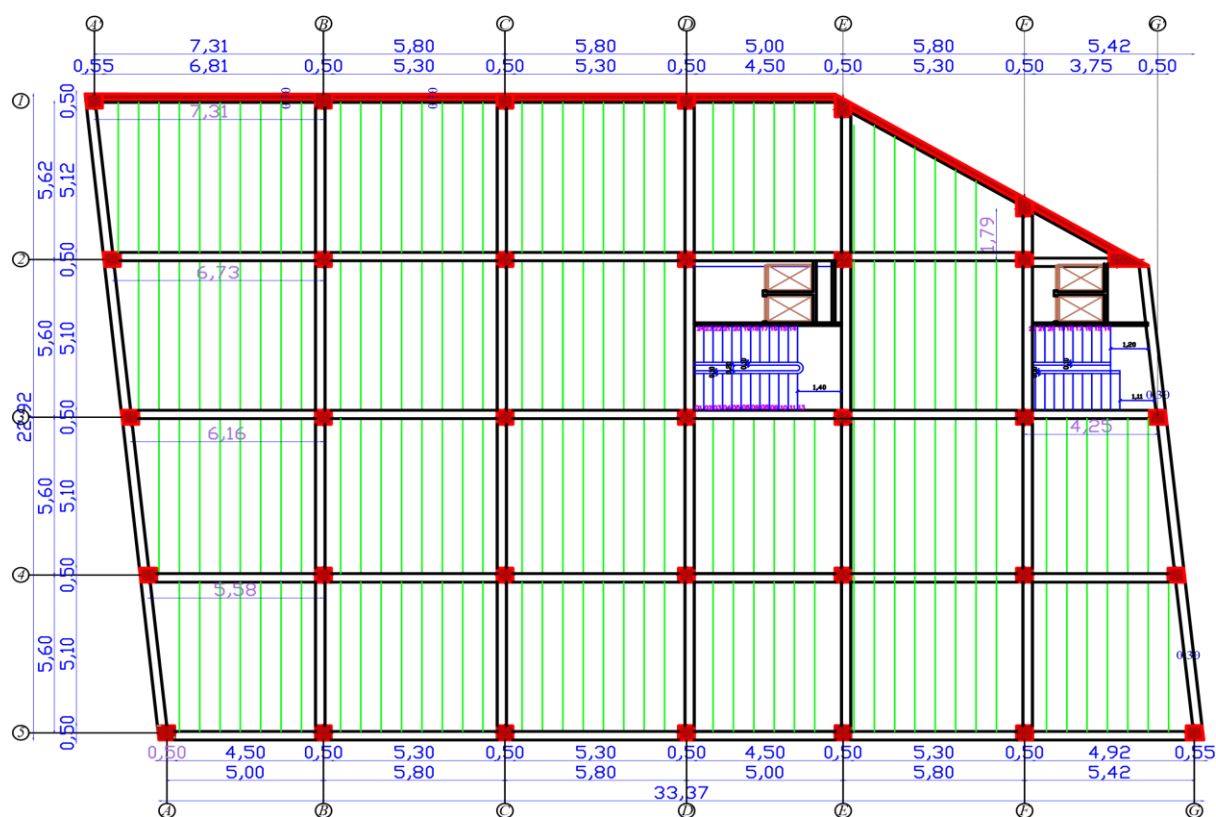


Figure III-1 : Plan de coffrage de niveau (-3.40)

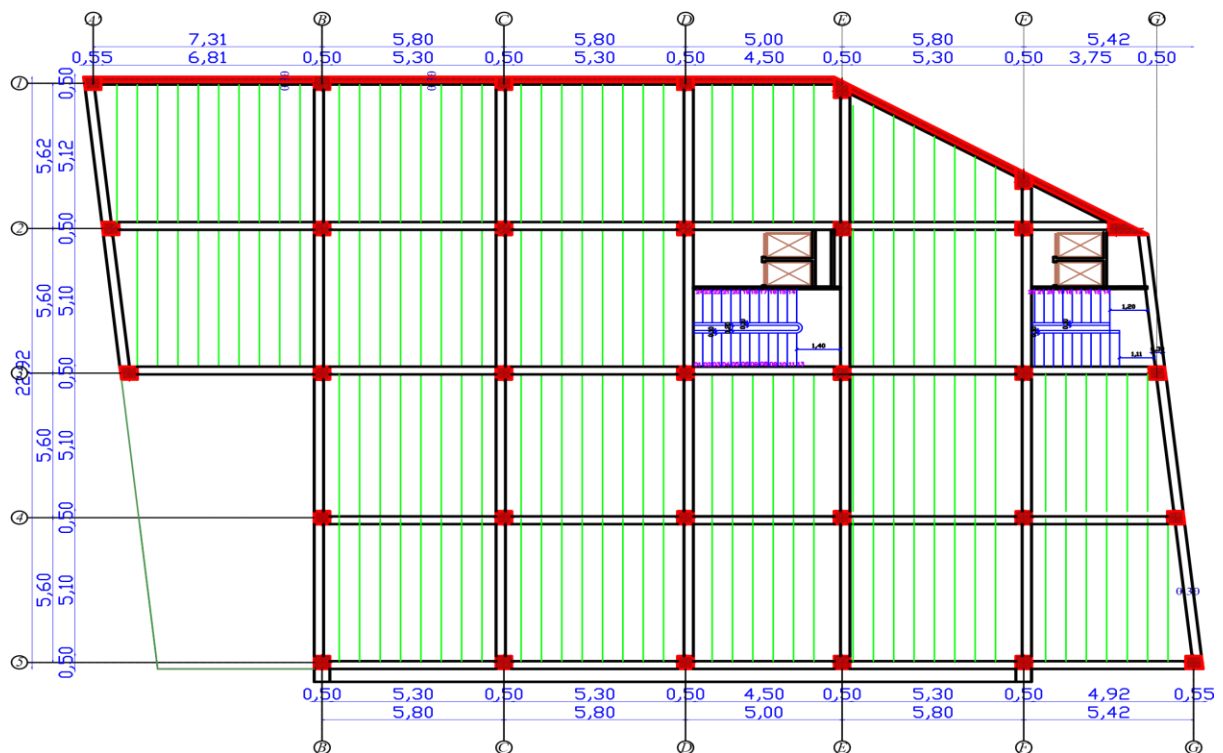


Figure III-2 : Plan de coffrage de niveau (0.00)

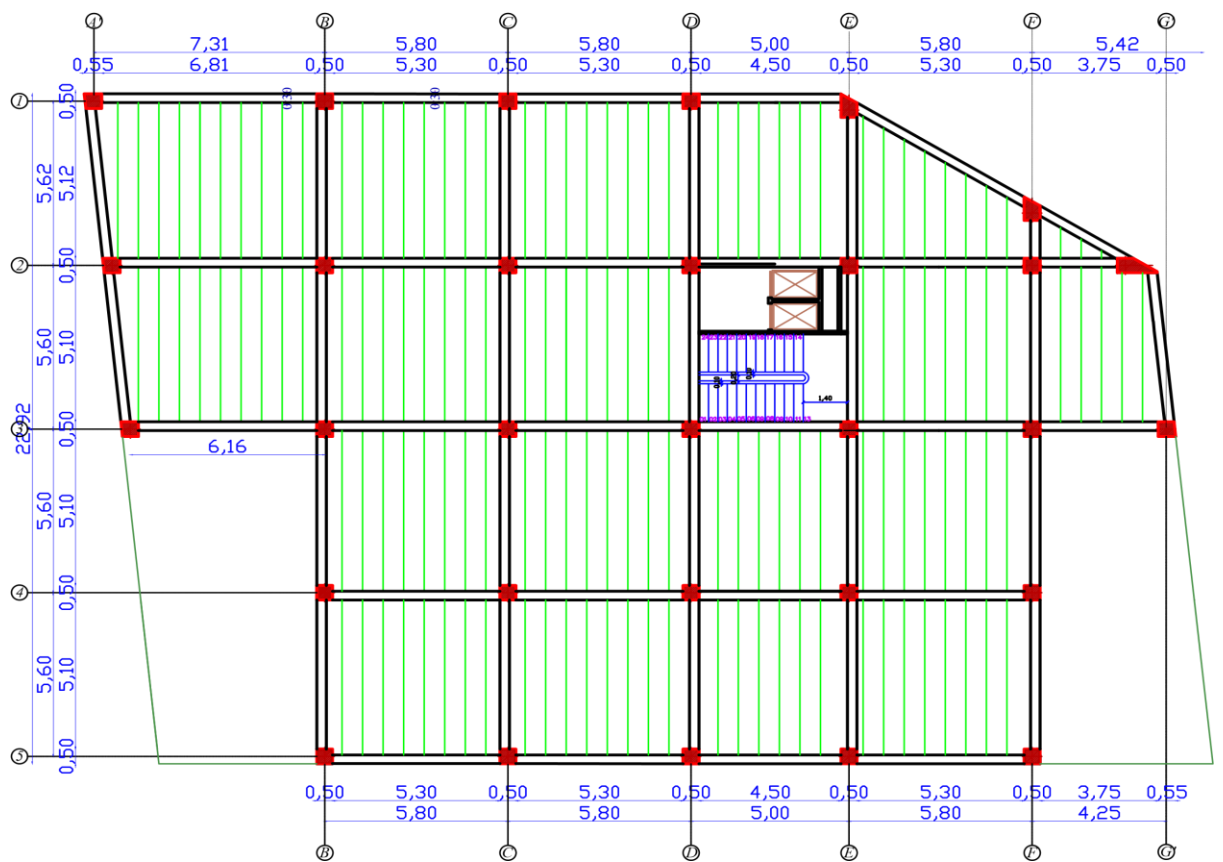


Figure III-3 : Plan de coffrage de niveau (4.08)

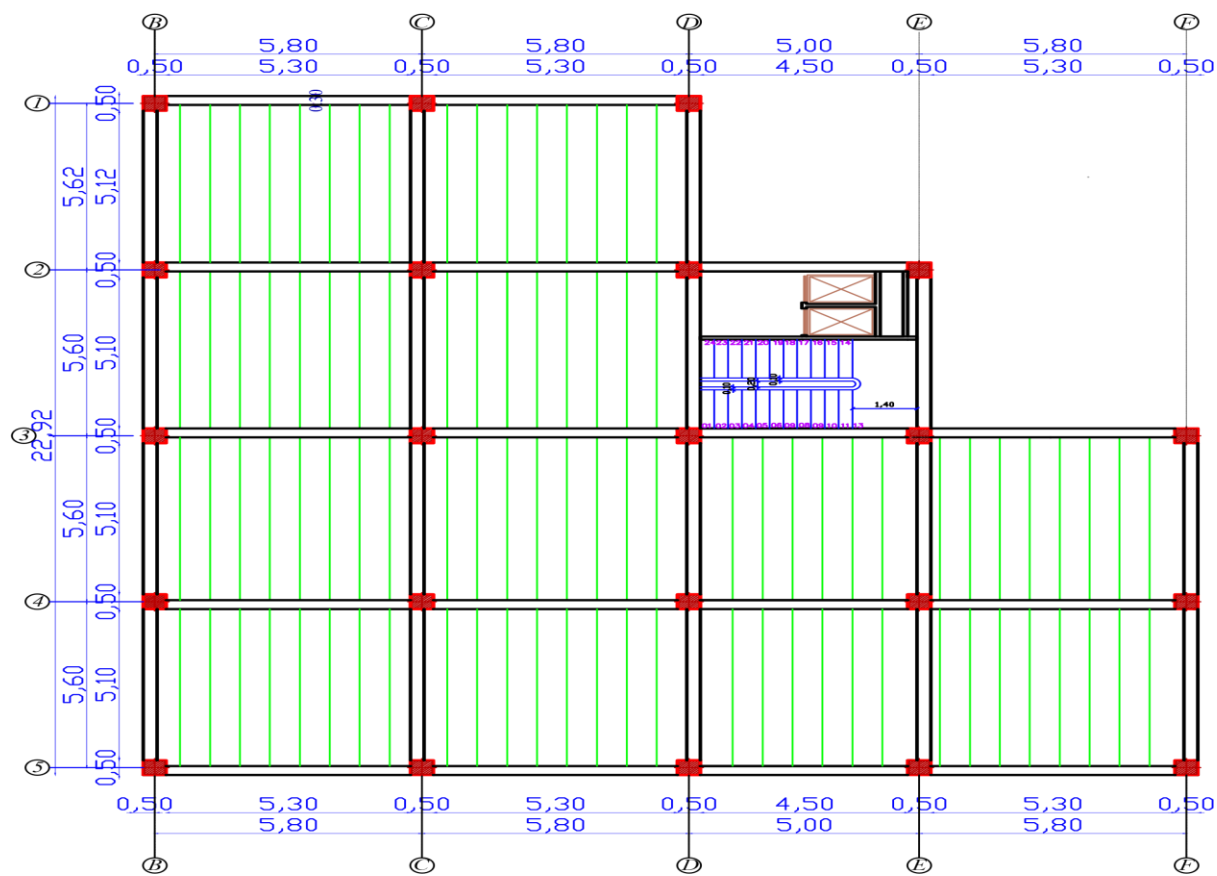


Figure III-4 : Plan de coffrage de niveau (7.3.1.10.5.4.13.17)

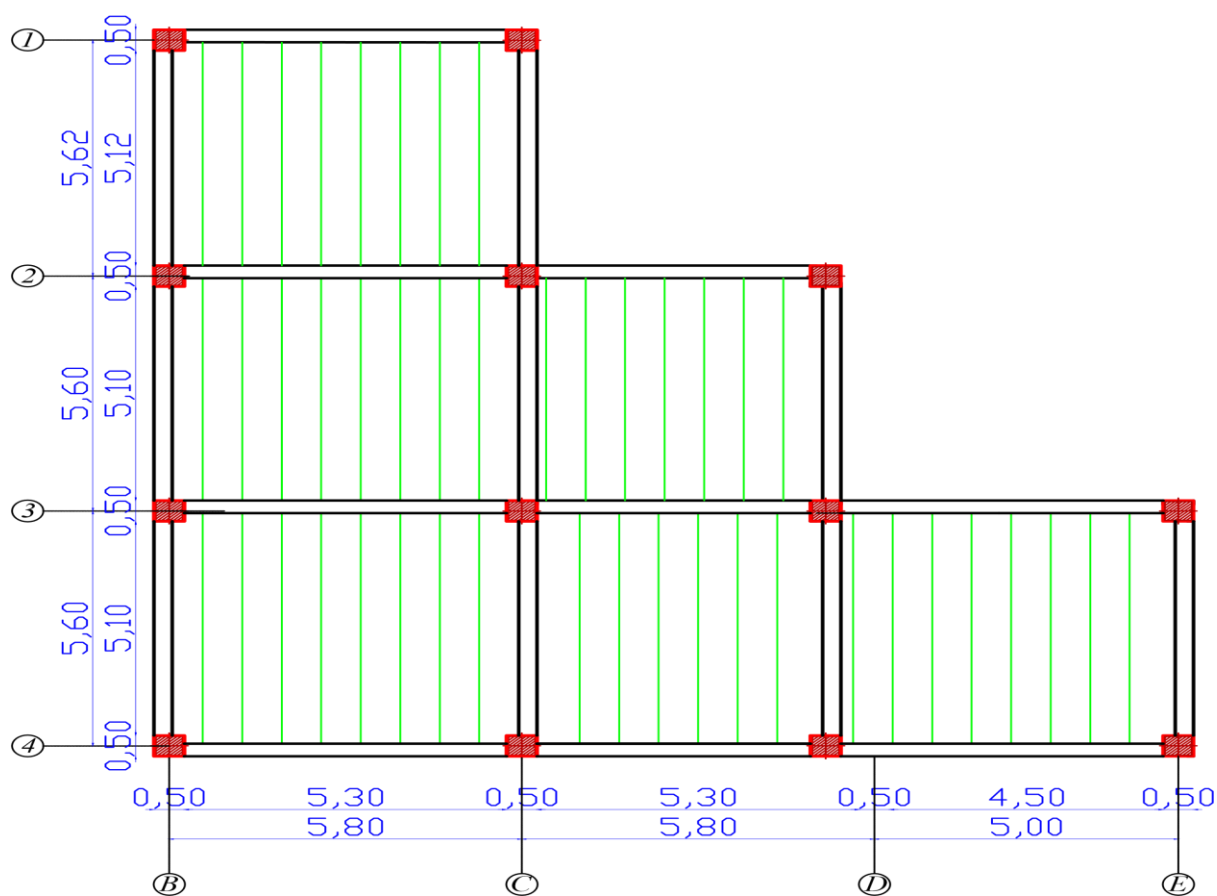


Figure III-5 : Plan de coffrage de niveau (20.03)

### III.2.1. Evaluation des charges

$$g = G \times 0.75$$

$$q = Q \times 0.75$$

$$E.L.U : P_u = 1,35g + 1,5q$$

$$E.L.S : P_{ser} = g + q$$

	<b>G</b> (KN/m <sup>2</sup> )	<b>Q</b> (KN/m <sup>2</sup> )	<b>g</b> (KN/ml)	<b>q</b> (KN/ml)	<b>P<sub>u</sub></b> (KN/ml)	<b>P<sub>ser</sub></b> (KN/ml)
<b>Planche terrasse</b>	5.27	1	3.95	0.75	6.46	<b>4.70</b>
<b>Planche courante</b>	<b>5.50</b>	<b>2.5</b>	<b>4.12</b>	<b>1.87</b>	<b>8.38</b>	<b>6</b>

Tableau III-1. Evaluation des charges de plancher.

### III.2.2. Etudes des poutrelles

Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis, leur étude s'effectue selon l'une des méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

#### a) Rappel sur la méthode de calcul utilisée pour le calcul des nervures (méthode forfaitaire).

- Les poutres et les poutrelles (nervures) d'un plancher peut être calculées en utilisant les méthodes classiques de la résistance des matériaux, ou bien en utilisant des méthodes approchées dites forfaitaires que l'on va présenter.
- L'utilisation de la méthode forfaitaire est justifiée par la vérification simultanée des conditions suivantes :
  - ✚ Plancher à surcharge d'exploitation modérée :  $Q \leq \max (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$ .
  - ✚ Les moments d'inertie dans les sections transversales, sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.
  - ✚ Les rapports des portées successives doivent être compris entre 0.8 et 1.25
 
$$0.8 \leq (l_n / l_{n+1}) \leq 1.25$$
  - ✚ La fissuration est non préjudiciable.

**Principe de la méthode :** elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et sur appui, à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment ( $M_0$ ) dans la travée dite de comparaison (travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée).

Etapes à suivre :

Soit  $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$  le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérées.

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

-- $M_w$  et  $M_e$  les valeurs absolues des moments sur appui de gauche et de droite dans la travée considérée.

-- $M_t$  moment maximale en travée dans la travée considérée.

Les 3 précédents moments doivent vérifier les conditions suivantes :

$$M_t \geq \max \{1.05.M_0 ; (1 + 0.3 \alpha) \times M_0 \} - (M_w + M_e) \times 0.5$$

Ceci dans le cas général.

Dans les cas particuliers, on a :

$$\begin{cases} M_t \geq (1 + 0.3 \alpha) \times M_0 \times 0.5 : \text{ dans une travée intermédiaire.} \\ M_t \geq (1.2 + 0.3 \alpha) \times M_0 \times 0.5 : \text{ dans une travée de rive.} \end{cases}$$

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire être au moins égale à :

$0.6M_0 \rightarrow$  poutre à 2 travées.

$0.5 M_0 \rightarrow$  pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de 2 travées .

$0.4 M_0 \rightarrow$  pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de 3 travées.

✓ **Effort tranche V :**

$$\begin{cases} \text{Gauche} \rightarrow V_w = -2 \times \left( \frac{M_w + M_t}{a} \right) \\ \text{Droite} \rightarrow V_e = 2 \times \left( \frac{M_e + M_t}{b} \right) \end{cases} \text{ avec } \begin{cases} a = l \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} \\ b = l \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_w + M_t}{M_e + M_t}}} \end{cases}$$



b) Application (étude de cas)

➤ Etage courant :

Poutrelle type 01 :



Figure III-6 : schéma statique de poutrelle.

Méthode FORFITAIRE :

G=5.5 KN/m<sup>2</sup>                      Q=2.5 KN/m<sup>2</sup>

✚ Plancher à surcharge d’exploitation Vérifiée

2.5 ≤ max (11 ; 5 KN/m<sup>2</sup>) ..... Vérifiée

✚ Les rapports des portées successives doivent être compris entre 0.8 et 1.25  
Vérifiée

$\frac{5.60}{5.60} = 1 \leq 1.25$  ..... Vérifiée

$\frac{5.60}{5.80} = 0.96 \leq 1.25$  ..... Vérifiée

$\frac{5.80}{5.60} = 1.03 \leq 1.25$  ..... Vérifiée

✚ La fissuration est non préjudiciable.

Donc tous les conditions de méthode forfaitaire et Vérifiée

❖ Calcul les sollicitations :

A/ ELU :

Le rapport des charges d’exploitation à la somme des charges permanentes

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{2.5}{5.5+2.5} = 0.31$$

$$\begin{cases} (1 + 0.3 \alpha) = 1.09 : \text{ dans une travée intermédiaire.} \\ (1.2 + 0.3 \alpha) = 1.29 : \text{ dans une travée de rive.} \end{cases}$$

Don le cas travée de rive :

Le moment isostatique :  $\frac{ql^2}{8} = \frac{8.38 \cdot 5.60^2}{8} = 32.85 \text{KN.m}$

$M_t \geq (1.2 + 0.3 \alpha) \times M_0 \times 0.5 \Rightarrow M_t > 21.19 \text{KN.m}$

$M_t \geq \max \{1.05 \cdot M_0 ; (1 + 0.3 \alpha) \times M_0\} - (M_w + M_e) \times 0.5$

$\Rightarrow M_t \geq 24.31 \text{ KN.m}$

Donc on prend :  $M_t = 24.31 \text{ KN.m}$

Travée	L(m)	Pu (KN/ml)	M0 (KN.m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)	Tg (KN)	Td (KN)
1	5.60	8.38	32.85	6.57	16.42	24.31	-23.66	27.24
2	5.60	8.38	32.85	16.42	13.14	21.03	-26.19	25.03
3	5.80	8.38	35.24	14.10	17.62	22.55	-25.90	27.05
4	5.60	8.38	32.85	16.42	6.57	24.31	-27.24	23.66

Tableau III-2. Des sollicitations ELU.

B/ ELS :

Travée	L(m)	Pu (KN/ml)	M0 (KN.m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)	Tg (KN)	Td (KN)
1	5.60	6	23.52	4.70	11.76	17.41	-16.94	19.51
2	5.60	6	23.52	11.76	9.41	15.05	-18.75	17.92
3	5.80	6	25.23	10.09	12.61	16.15	-18.54	19.37
4	5.60	6	23.52	11.76	4.70	17.41	-19.51	16.94

Tableau III-3. Des sollicitations ELS.

Les résultats des diagrammes des moments et des efforts tranchants :

ELU

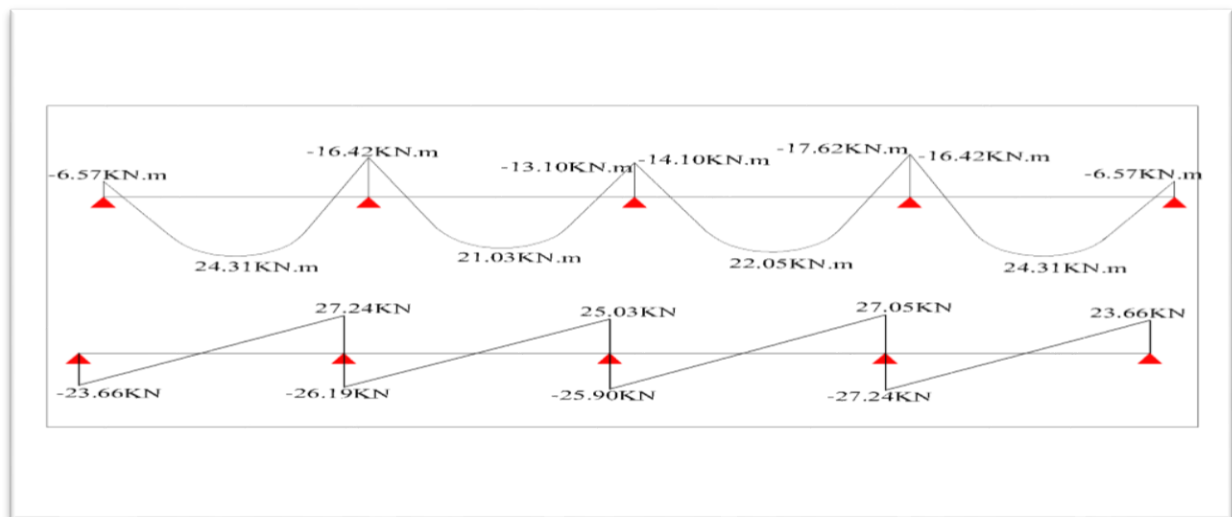


Figure III.7 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELU.

ELS

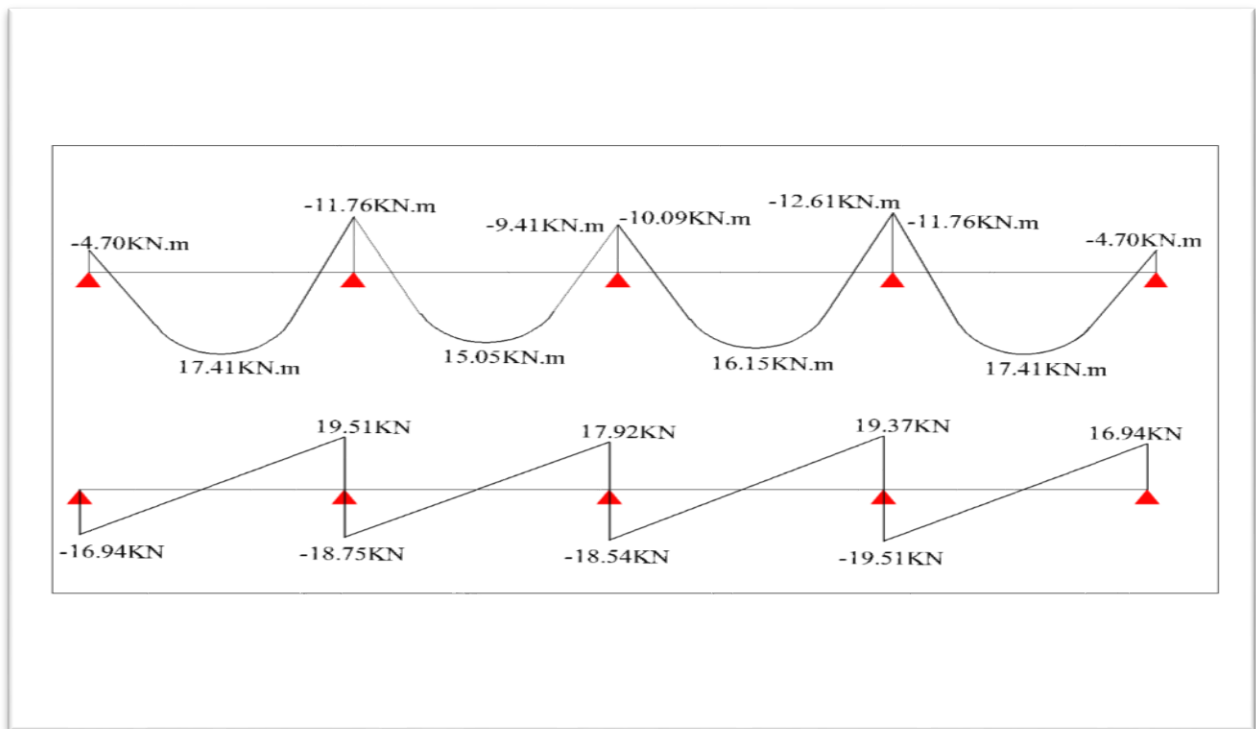


Figure III.8 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELS.

➤ **Plancher terrasse**

Poutrelle type 02 :

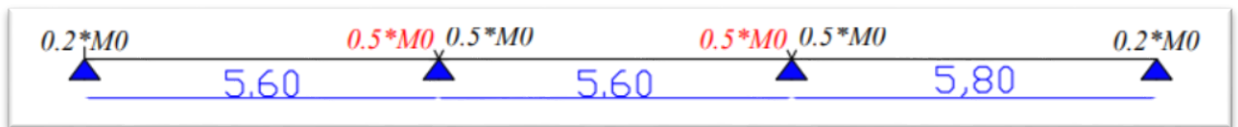


Figure III-9 : schéma statique de poutrelle.

Méthode FORFITAIRE :

$G=5.27 \text{ KN/m}^2$        $Q=1 \text{ KN/m}^2$

✚ Plancher à surcharge d'exploitation Vérifiée

$1 \leq \max (10.54 ; 5 \text{ KN/m}^2) \dots\dots\dots$  Vérifiée

✚ Les rapports des portées successives doivent être compris entre 0.8 et 1.25  
Vérifiée

$\frac{5.60}{5.60} = 1 \leq 1.25 \dots\dots\dots$  Vérifiée

$\frac{5.60}{5.80} = 0.96 \leq 1.25 \dots\dots\dots$  Vérifiée

✚ La fissuration est non préjudiciable.

Donc tous les conditions de méthode forfaitaire et Vérifiée.

❖ **Calcul les sollicitations :**

**A/ ELU :**

Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1}{5.27+1} = 0.16$$

$$\left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3 \alpha) = 1.05 : \text{ dans une travée intermédiaire.} \\ (1.2 + 0.3 \alpha) = 1.25 : \text{ dans une travée de rive.} \end{array} \right.$$

Travée	L(m)	Pu (KN/ml)	M0 (KN.m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)	Tg (KN)	Td (KN)
1	5.60	6.46	25.32	5.06	12.66	17.73	-17.53	20.26
2	5.60	6.46	25.32	12.66	12.66	13.93	-19	19
3	5.80	6.46	27.16	13.58	5.43	19.01	-29.96	18.17

**Tableau III-4.** Des sollicitations ELU.

**B/ ELS :**

Travée	L(m)	Pu (KN/ml)	M0 (KN.m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)	Tg (KN)	Td (KN)
1	5.60	4.70	18.42	3.68	9.21	12.90	-12.75	14.74
2	5.60	4.70	18.42	9.21	9.21	10.13	-13.81	13.81
3	5.80	4.70	19.76	9.88	3.95	13.83	-15.25	13.22

**Tableau III-5.** Des sollicitations ELS.

Les résultats des diagrammes des moments et des efforts tranchants :

ELU

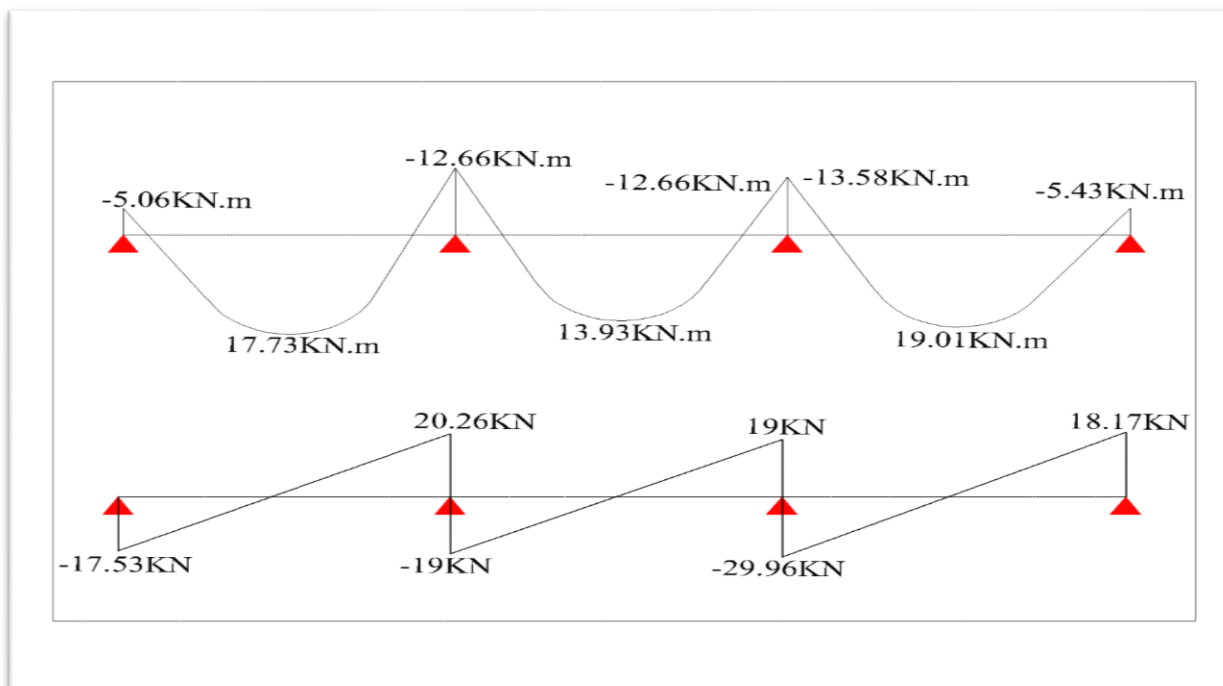


Figure III.10: Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELU.

ELS

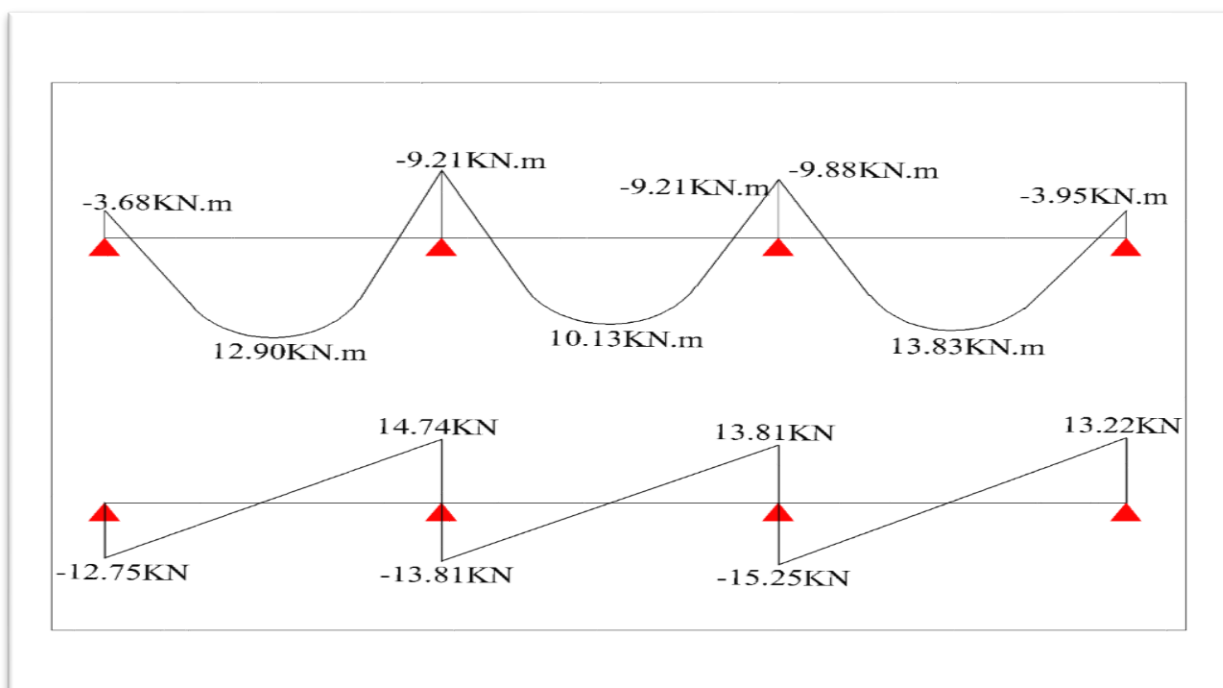


Figure III.11: Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELS.

III.2.3. Ferrailage des poutrelles

Pour le calcul du ferrailage, on considérera la nervure la plus sollicitée des planchers terrasse et celle de l'étage courant. Il sera analogue au calcul d'une poutre de section T é soumise à la flexion simple.

Type de plancher	ELU			ELS		
	$M_A$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	V(KN)	$M_A$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	V(KN)
Plancher courant	17.72	24.31	27.24	12.61	17.41	19.51
Plancher terrasse	13.58	19.01	29.96	9.88	13.83	15.25

Tableau III-6. Sollicitations des poutrelles

- Plancher courant

ELU

Poutrelle en T :  $\begin{cases} b = 75 \text{ cm} & ; b_0 = 15 \text{ cm} \\ h_t = 25 \text{ cm} ; h_0 = 5 \text{ cm} ; d = 22 \text{ cm} & \text{avec: } f_{c28} = 25 \text{ MPa} , f_e = 400 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 348 \text{ MPa} , \sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPa} \end{cases}$

$$M_{tabl} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{table} = 0.75 \times 0.05 \times 14.2 \times \left( 0.22 - \frac{0.05}{2} \right) \times 10^3 = 103.84 \text{ KN.m}$$

➤ En travée

$M_{table} 103.84 \text{KN.m} > M_{t,max} = 24.31 \text{KN.m}$   
 Calculée une section rectangulaire de dimensions  $b = 75 \text{cm}$  et  $h = 25 \text{cm}$

$$\mu_{bc} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bc} = \frac{24.31 \times 10^6}{750 \times 220^2 \times 14.2} = 0.047$$

$$\mu_{bc} = 0.07 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A} \rightarrow f_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\mu_l = 0.8 \times \alpha_l \times (1 - 0.4 \times \alpha_l)$$

$$\text{avec } \alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times \varepsilon_l}$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{E_s \times \gamma_s} = \frac{400}{200000 \times 1.15} = 1.74 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 1.74 \times 10^{-3}} = 0.668$$

$$\mu_l = 0.8 \times 0.668 \times (1 - 0.4 \times 0.668) = 0.392$$

$$\mu_{bc} = 0.07 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_s} \text{ avec } Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.047}) = 0.06$$

$$Z = 22 \times (1 - 0.4 \times 0.06) = 21.47 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{24.31 \times 10^6}{214.7 \times 348} = 325.37 \text{mm}^2 = 3.25 \text{ cm}^2$$

➤ Sur appui

$M_{table} = 103.84 \text{KN.m} > M_{a,max} = 17.72 \text{KN.m}$   
 Calculée une section rectangulaire de dimensions  $b = 75 \text{cm}$  et  $h = 25 \text{cm}$

$$\mu_{bc} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bc} = \frac{17.72 \times 10^6}{750 \times 220^2 \times 14.2} = 0.034$$

$$\mu_{bc} = 0.05 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A} \rightarrow f_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\mu_l = 0.8 \times \alpha_l \times (1 - 0.4 \times \alpha_l)$$

$$\text{avec } \alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times \varepsilon_l}$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{E_s \times \gamma_s} = \frac{400}{200000 \times 1.15} = 1.74 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 1.74 \times 10^{-3}} = 0.668$$

$$\mu_l = 0.8 \times 0.668 \times (1 - 0.4 \times 0.668) = 0.392$$

$$\mu_{bc} = 0.05 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_s} \text{ avec } Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.034}) = 0.043$$

$$Z = 22 \times (1 - 0.4 \times 0.043) = 21.62 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{17.72 \times 10^6}{216.2 \times 348} = 235.52 \text{mm}^2 = 2.35 \text{ cm}^2$$

❖ **Choix des armatures**

En travée : Donc on adopte  $A_s = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

Sur Appuis : Donc on adopte  $A_s = 1\text{HA}14 + 1\text{HA}12 = 2.67 \text{ cm}^2$

❖ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 75 \times 22 \times \frac{2.1}{400} = 1.99 \text{ cm}^2$$

{ En travée :  $A_s = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.99 \text{ cm}^2$   
 { Sur Appuis:  $A_s = 1\text{HA}14 + 1\text{HA}12 = 2.67 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.99 \text{ cm}^2$  ..... vérifiée

❖ Ferrailage transversale

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_{l.min}, \frac{b_0}{10}\right) = \min\left(\frac{250}{35}, 12, \frac{150}{10}\right) = \min(7.14 \text{ mm}, 6 \text{ mm}, 15 \text{ mm})$$

→  $\phi_t \leq 7.14 \text{ mm}$  On prend  $\phi_t = 6 \text{ mm}$  soit  $A_t = 2\phi = 0.57 \text{ cm}^2$ .

E spacements :  $e \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = \min(19.8, 40 \text{ cm}) = 19.8 \text{ cm}$

Donc :  $e \leq 19.8 \text{ cm}$  soit un espacement de  $e = 15 \text{ cm}$ .

❖ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \begin{cases} \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{27.24 \times 10^{-3}}{0.75 \times 0.22} = 0.165 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times F_{t28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0.15 \times 25}{1.5}, 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa} \end{cases}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots$  vérifiée

ELS

❖ La contrainte dans le béton

➤ En travée

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \begin{cases} \sigma_{bc} = k \times y \quad \text{avec } k = \frac{M_s}{I}, \frac{b \times y^2}{2} + \eta(A + A')y - \eta(A \times d + d' \times A') = 0 \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times F_{t28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$A' = 0 ; \eta = 15 \rightarrow 50 \times y^2 + 15(3.39)y - 15(3.39 \times 22) = 0 \rightarrow y = 4.25 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + \eta \times A_s(d - y)^2 + \eta \times A'_s(d - y)^2$$

$$I = \frac{75 \times 4.25^3}{3} + 15 \times 3.39(22 - 4.25)^2 = 17940.07 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{17.41 \times 10^{-3}}{17940.07 \times 10^{-8}} = 97 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = k \times y = 97 \times 0.0425 = 4.12 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots$$
 vérifiée

➤ Sur appuis

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc} \begin{cases} \sigma_{bc} = k \times y \quad \text{avec } k = \frac{M_s}{I}, \frac{b \times y^2}{2} + \eta(A + A')y - \eta(A \times d + d' \times A') = 0 \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times F_{t28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$A' = 0 ; \eta = 15 \rightarrow 50 \times y^2 + 15(2.67)y - 15(2.67 \times 22) = 0 \rightarrow y = 3.82 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + \eta \times A_s(d - y)^2 + \eta \times A'_s(d - y)^2$$

$$I = \frac{75 \times 3.82^3}{3} + 15 \times 2.67(22 - 3.82)^2 = 14630.59 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{12.61 \times 10^{-3}}{14630.59 \times 10^{-8}} = 86.2 \text{ MN/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = k \times y = 86.2 \times 0.0382 = 3.29 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots$$
 vérifiée



❖ La contrainte maximale dans l'acier

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \begin{cases} \sigma_s = k \times \eta \times (d - y) \\ \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_s = 97 \times 15 \times (0.22 - 0.0425) = 258.26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

❖ Vérifications de la flèche

$$\frac{e}{l} = \frac{0.20}{5.80} = 0.034 > \frac{1}{16} = 0.063 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{3.39}{75 \times 22} = 0.00205 \leq \frac{4.2}{F_e} = \frac{4.2}{400} = 0.011 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- Plancher terrasse

**ELU**

$$\text{Poutrelle en T : } \begin{cases} b = 75 \text{ cm} & ; & b_0 = 15 \text{ cm} \\ h_t = 25 \text{ cm} ; h_0 = 5 \text{ cm} ; d = 22 \text{ cm} & \text{avec: } f_{c28} = 25 \text{ MPa} , f_e = 400 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 348 \text{ MPa} , \sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$M_{tabl} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{table} = 0.75 \times 0.05 \times 14.2 \times \left( 0.22 - \frac{0.05}{2} \right) \times 10^3 = 103.84 \text{ KN.m}$$

➤ En travée

$M_{table} 103.84 \text{KN.m} > M_{t,max} = 19.01 \text{KN.m}$   
 Calculée une section rectangulaire de dimensions  
 $b = 75 \text{cm}$  et  $h = 25 \text{cm}$

$$\mu_{bc} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bc} = \frac{19.01 \times 10^6}{750 \times 220^2 \times 14.2} = 0.037$$

$$\mu_{bc} = 0.07 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A} \rightarrow f_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\mu_l = 0.8 \times \alpha_l \times (1 - 0.4 \times \alpha_l)$$

$$\text{avec } \alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times \varepsilon_l}$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{E_s \times \gamma_s} = \frac{400}{200000 \times 1.15} = 1.74 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 1.74 \times 10^{-3}} = 0.668$$

$$\mu_l = 0.8 \times 0.668 \times (1 - 0.4 \times 0.668) = 0.392$$

$$\mu_{bc} = 0.07 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_s} \text{ avec } Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.037}) = 0.047$$

$$Z = 22 \times (1 - 0.4 \times 0.047) = 21.59 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{19.01 \times 10^6}{215.9 \times 348} = 253.02 \text{mm}^2 = 2.53 \text{ cm}^2$$

➤ Sur appui

$M_{table} = 103.84 \text{KN.m} > M_{a,max} = 13.58 \text{KN.m}$   
 Calculée une section rectangulaire de dimensions  
 $b = 75 \text{cm}$  et  $h = 25 \text{cm}$

$$\mu_{bc} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bc} = \frac{13.58 \times 10^6}{750 \times 220^2 \times 14.2} = 0.026$$

$$\mu_{bc} = 0.05 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A} \rightarrow f_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\mu_l = 0.8 \times \alpha_l \times (1 - 0.4 \times \alpha_l)$$

$$\text{avec } \alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times \varepsilon_l}$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{E_s \times \gamma_s} = \frac{400}{200000 \times 1.15} = 1.74 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 1.74 \times 10^{-3}} = 0.668$$

$$\mu_l = 0.8 \times 0.668 \times (1 - 0.4 \times 0.668) = 0.392$$

$$\mu_{bc} = 0.05 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_s} \text{ avec } Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.026}) = 0.033$$

$$Z = 22 \times (1 - 0.4 \times 0.033) = 21.71 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{13.58 \times 10^6}{217.1 \times 348} = 179.75 \text{mm}^2 = 1.80 \text{ cm}^2$$

❖ **Choix des armatures**

En travée : Donc on adopte  $A_s = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

Sur Appuis : Donc on adopte  $A_s = 1\text{HA}12 + 1\text{T}14 = 2.67 \text{ cm}^2$

❖ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 75 \times 22 \times \frac{2.1}{400} = 1.99 \text{ cm}^2$$

{ En travée :  $A_s = 3 \text{ HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.99 \text{ cm}^2$   
 { Sur Appuis:  $A_s = 1\text{HA}12 + 1\text{HA}14 = 2.67 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.99 \text{ cm}^2$  ..... vérifiée

❖ Ferrailage transversale

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_{l.min}, \frac{b_0}{10}\right) = \min\left(\frac{250}{35}, 12, \frac{150}{10}\right) = \min(7.14 \text{ mm}, 6 \text{ mm}, 15 \text{ mm})$$

→  $\phi_t \leq 7.14 \text{ mm}$  On prend  $\phi_t = 6 \text{ mm}$  soit  $A_t = 2\phi = 0.57 \text{ cm}^2$ .

E spacements :  $e \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = \min(19.8, 40 \text{ cm}) = 19.8 \text{ cm}$

Donc :  $e \leq 19.8 \text{ cm}$  soit un espacement de  $e = 15 \text{ cm}$ .

❖ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \begin{cases} \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{29.96 \times 10^{-3}}{0.75 \times 0.22} = 0.181 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times F_{t28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0.15 \times 25}{1.5}, 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa} \end{cases}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots$  vérifiée

ELS

❖ La contrainte dans le béton

➤ En travée

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \begin{cases} \sigma_{bc} = k \times y \quad \text{avec } k = \frac{M_s}{I}, \frac{b \times y^2}{2} + \eta(A + A')y - \eta(A \times d + d' \times A') = 0 \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times F_{t28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$A' = 0 ; \eta = 15 \rightarrow 50 \times y^2 + 15(3.39)y - 15(3.39 \times 22) = 0 \rightarrow y = 4.25 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + \eta \times A_s(d - y)^2 + \eta \times A'_s(d - y)^2$$

$$I = \frac{75 \times 4.25^3}{3} + 15 \times 3.39(22 - 4.25)^2 = 17940.07 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{13.83 \times 10^{-3}}{17940.07 \times 10^{-8}} = 77.1 \text{ MN/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = k \times y = 77.1 \times 0.0425 = 3.28 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots$$
 vérifiée

➤ Sur appuis

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \begin{cases} \sigma_{bc} = k \times y \quad \text{avec } k = \frac{M_s}{I}, \frac{b \times y^2}{2} + \eta(A + A')y - \eta(A \times d + d' \times A') = 0 \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times F_{t28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$A' = 0 ; \eta = 15 \rightarrow 50 \times y^2 + 15(2.67)y - 15(2.67 \times 22) = 0 \rightarrow y = 3.82 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + \eta \times A_s(d - y)^2 + \eta \times A'_s(d - y)^2$$

$$I = \frac{75 \times 3.82^3}{3} + 15 \times 2.67(22 - 3.82)^2 = 14630.59 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{9.88 \times 10^{-3}}{14630.59 \times 10^{-8}} = 67.53 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = k \times y = 67.53 \times 0.0382 = 2.58 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots$$
 vérifiée

❖ La contrainte maximale dans l'acier

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \begin{cases} \sigma_s = k \times \eta \times (d - y) \\ \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_s = 67.53 \times 15 \times (0.22 - 0.0425) = 179.80 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

❖ Vérifications de la flèche

$$\frac{e}{l} = \frac{0.20}{5.80} = 0.034 > \frac{1}{16} = 0.063 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{3.39}{75 \times 22} = 0.00205 \leq \frac{4.2}{F_e} = \frac{4.2}{400} = 0.011 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

	Plancher	Terrasse	Étages Courants
Travées	$M_{t.max}$ (KN.m)	19.01	24.31
	$\mu_{bc}$	0.037	0.047
	$\alpha$	0.047	0.06
	Z(cm)	21.59	21.47
	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	2.53	3.25
	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	1.99	1.99
	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	<b>3HA12=3.39</b>	<b>3HA12=3.39</b>
appuis	$M_{a.max}$ (KN.m)	13.58	17.72
	$\mu_{bc}$	0.026	0.034
	$\alpha$	0.033	0.043
	Z(cm)	21.71	21.62
	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	1.80	2.35
	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	1.99	1.99
	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	<b>1HA14+1HA12=2.67</b>	<b>1HA14+1HA12=2.67</b>

Tableau III-7. Ferrailage des poutrelles.

	Travées(cm <sup>2</sup> )	appuis(cm <sup>2</sup> )	V(KN)	$\tau_u$	$\bar{\tau}_u$
<b>Plancher</b>					
Terrasse	3HA12=3.39	1HA12+1HA14=2.67	29.96	0.181	2.5
Etages Courants	3HA12=3.39	1HA12+1HA14=2.67	27.34	0.165	2.5

Tableau III-8. Vérifications des efforts tranchants.

Plancher	Travées		Appuis			$\sigma$ (MPA)	
	$M_{t,max}$ (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma$ (MPA)	$M_{a,max}$ (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )		$\sigma$ (MPA)
Terrasse	13.83	17940.07	3.28	9.88	14630.59	2.58	15
Etages Courants	17.41	17940.07	4.12	12.61	14630.59	3.29	15

Tableau III-9. Vérification des contraintes

### III.2.4. Ferrailages des poutrelles

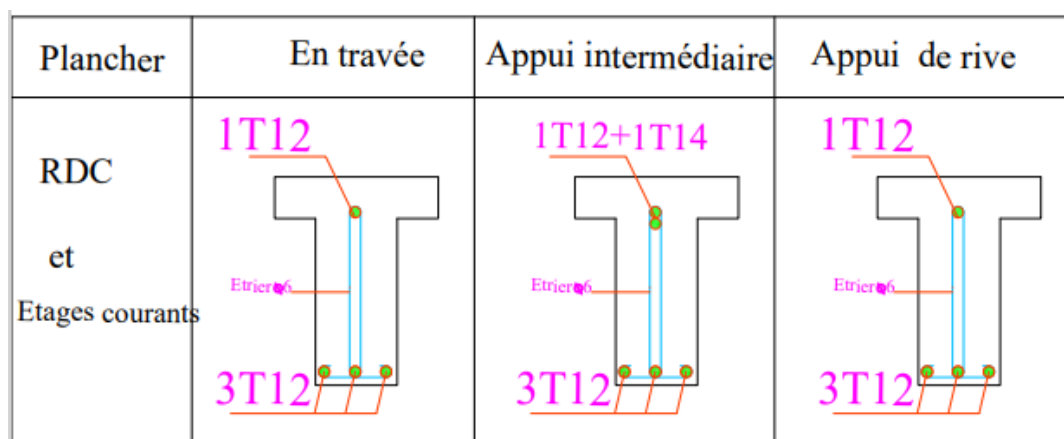


Figure III.12: Schémas de ferrailage des poutrelles étage courant et RDC.

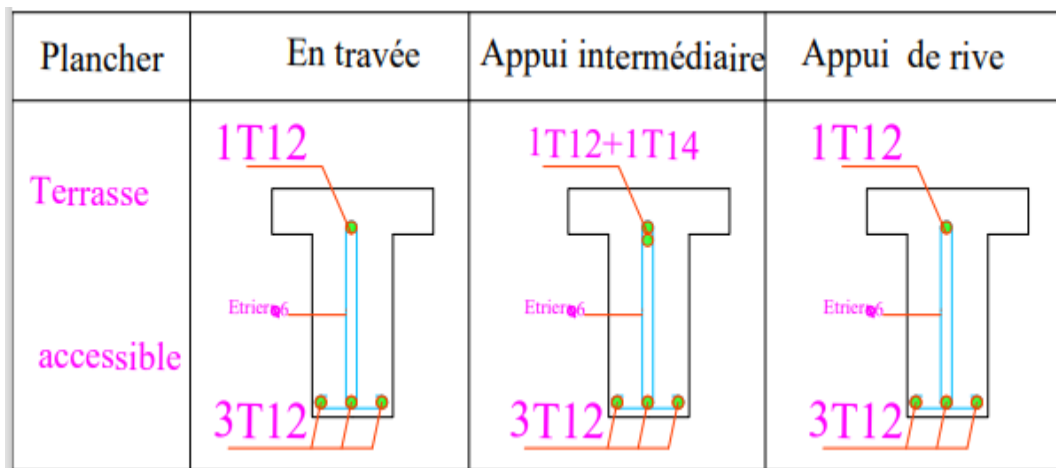


Figure III.13: Schémas de ferrailage des poutrelles terrasse accessible.

### III.2.5. Ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression sera ferrillée suivant les deux sens afin d’éviter les fissurations, le ferrailage est en treillis soudés(BAEL91B.6.8.4)

Les conditions suivantes doivent être respectés :

- résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- les dimensions des mailles sont normalisées (ART.B68. BAEL91) comme suit :
  - 20cm pour les armatures perpendiculaires au nervures.
  - 33cm pour les armatures parallèles au nervures.

Soit : A : la section dès les armatures perpendiculaires au nervures.

(A en : cm<sup>2</sup> pour mètre de nervures).

Les armatures parallèles au nervures, autres que les armatures supérieures des poutrelles, doivent avoir une section par mètre linéaire au moins égale à (A/2).

Dans notre cas, on a une dalle de compression de 4cm d’épaisseur.

Soit :

L : Ecartement entre nervures =75cm.

FeE=400MPa pour les treillis soudés de Ø6.

❖ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

$$A_* = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 75}{400} = 0.75 \text{ cm}^2 / \text{ml} \dots \dots \dots \text{CBA93(B.6.8.4.2.3)}$$

On choie : 5 Ø6 = 1.41cm<sup>2</sup> /ml avec : e=20cm

❖ **Armatures de répartition**

$$A_l = \frac{A_*}{2} = \frac{1.41}{2} = 0.71 \text{ cm}^2 / \text{ml} \dots \dots \dots \text{CBA93(B.6.8.4.2.3)}$$

On choie : 5 Ø6 = 1.41cm<sup>2</sup> /ml avec : e=20cm.

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudé dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens.

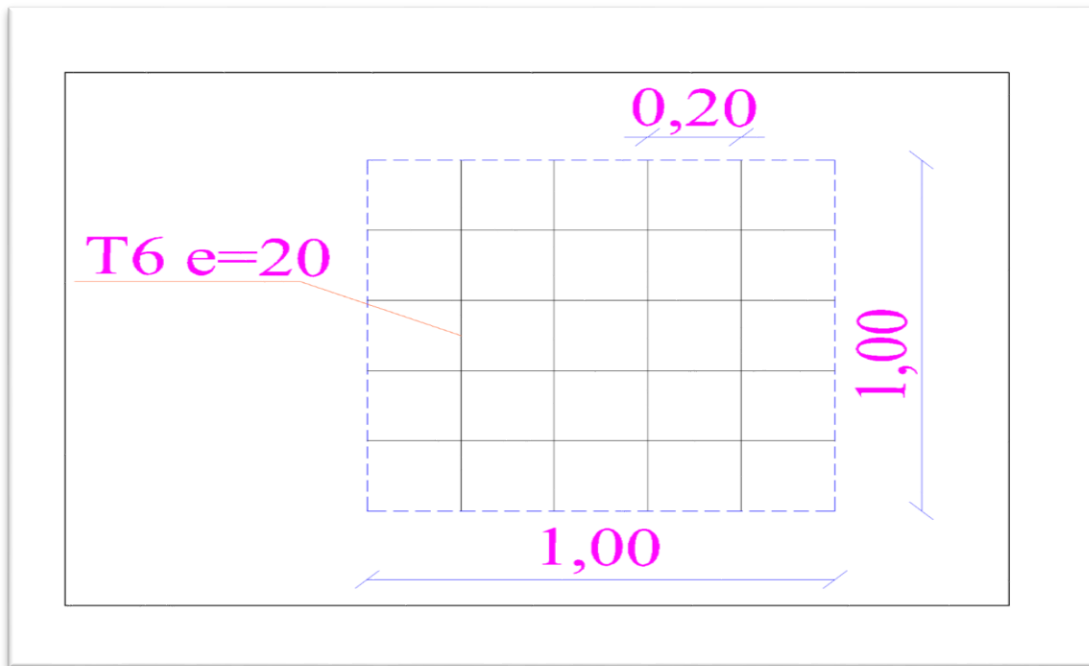


Figure III.14. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

### III.3. Etude des balcons

#### Introduction :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastré dans les poutres, l'épaisseur est conditionnée par :

$$\frac{L}{15} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad \text{Avec : } L=0.50\text{m}$$

$$\frac{50}{15} \leq e \leq \frac{50}{20} + 7 \quad \Leftrightarrow \quad 3.33 \leq e \leq 9.5$$

Avec des considérations pratiques (expérience), on a vu que l'épaisseur ainsi obtenue n'est pas plus pratique alors on doit majorer à  $e = 15 \text{ cm}$ .

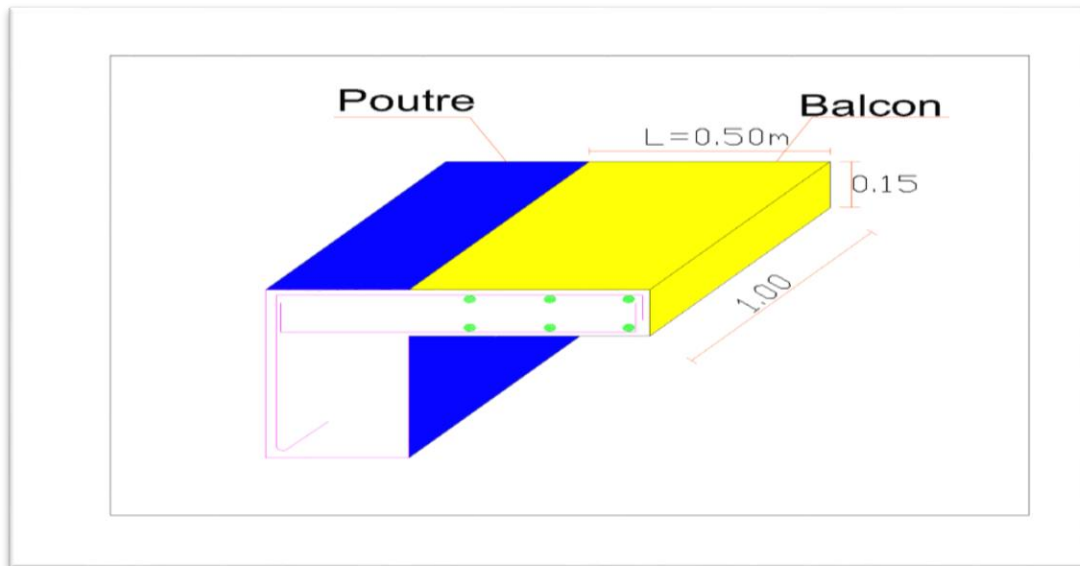


Figure III.15. Schéma du balcon étudié

### III.3.1. Evaluation des charges

Poids de mur rideau =  $100 \text{Kg/m}^3$  ;  $e = 8 \text{cm}$  ;  $H_{RDC} = 4.08 \text{cm}$

$$P = 1 \times 0.08 \times 4.08 = 0.33 \text{KN}$$

	L(m)	G (kN/ml)	Q (kN/ml)	P (KN)
BALCON	0.50	5.25	3.5	0.33

Tableau III-10. Charge et surcharge de balcon.

### III.3.2. Calcul des moments

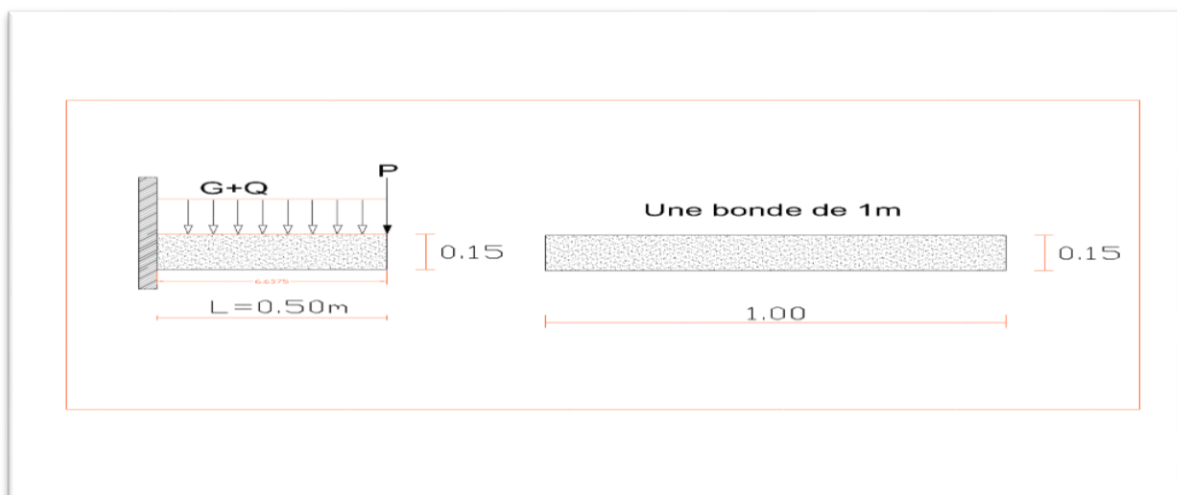


Figure III.16. Schéma statique du balcon.

$$\begin{cases} \text{ELU : } q_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 1 \text{ml} ; P_u = (1,35 P) \times 1 \text{ml} \\ \text{ELS : } q_s = G + Q \times 1 \text{ml} , P_s = P \end{cases}$$



Le moment ultime a l'encastrement :  $M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} + P_u \times l$

Effort tranchant :  $V_u = q_u \times l + P_u$

Le moment service à l'encastrement :  $M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} + P_s \times l$

Effort tranchant :  $V_s = q_s \times l + P_s$

ELU				ELS			
$q_u$ (kN/m)	$p_u$ (kN)	$M_u$ (kN.m)	$V_u$ (kN)	$q_s$ (kN/m)	$p_s$ (kN)	$M_s$ (kN.m)	$V_s$ (kN)
12.34	0.44	1.76	6.61	8.75	0.33	1.26	4.70

Tableau III-11. Calcul des sollicitations de balcon.

### III.3.3. Calcul du ferrailage

#### III.3.3.1. Calcul du ferrailage longitudinal :

❖ Ferrailage à l'état limite ultime :  $M_u=1.76\text{KN.m}$

Le calcul se fait à la flexion simple

On a:  $b = 100 \text{ cm}$ ;  $d = 0.9 \times h = 13 \text{ cm}$ ;  $h = 15 \text{ cm}$ ;  $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$

$$\mu_{bc} = \frac{M_0}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bc} = \frac{1.76 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.007$$

$$\mu_{bc} = 0.013 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A} \rightarrow f_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\mu_l = 0.8 \times \alpha_l \times (1 - 0.4 \times \alpha_l) \text{ avec } \alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times \varepsilon_l}$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{E_s \times \gamma_s} = \frac{400}{200000 \times 1.15} = 1.74 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 1.74 \times 10^{-3}} = 0.668$$

$$\mu_l = 0.8 \times 0.668 \times (1 - 0.4 \times 0.668) = 0.392$$

$$\mu_{bc} = 0.013 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_s} \text{ avec } Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.007}) = 0.009$$

$$Z = 13 \times (1 - 0.4 \times 0.009) = 12.95 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{1.76 \times 10^6}{129.5 \times 348} = 39.05 \text{ mm}^2 = 0.39 \text{ cm}^2$$

❖ **Choix des armatures**

$A_p = 4 \text{ HA10} = 3.14 \text{ cm}^2$ , avec espacement de 25cm

$A_r = 3 \text{ HA10} = 2.36 \text{ cm}^2$ , avec espacement de 17cm

❖ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_p = 4 \text{ HA10} = 3.14 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \\ A_s = 3 \text{ HA10} = 2.36 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

**III.3.3.2. Calcul du ferrailage transversal :**

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{6.61 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.051 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times F_{t28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0.15 \times 25}{1.5}, 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa} \end{cases}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

**III.3.4. Schéma de ferrailage**

Les armatures principales seront bien ancrées dans les poutres, et les armatures de répartition seront placées en haut.

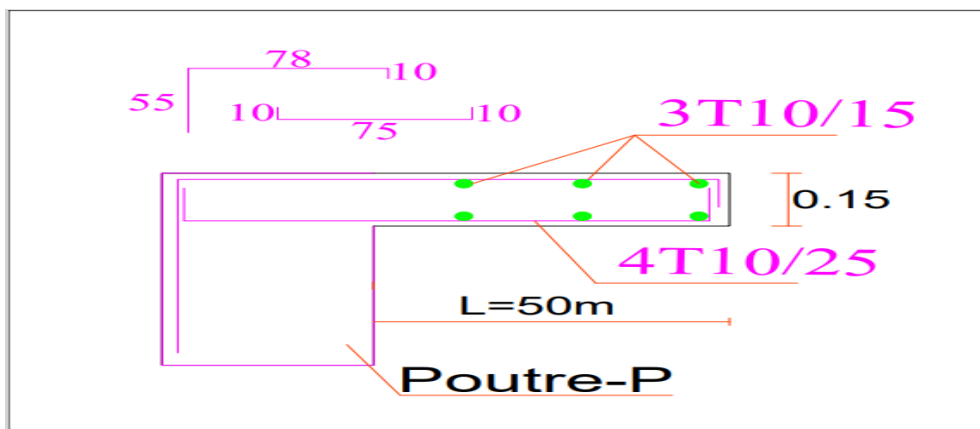


Figure III.17. Schéma de ferrailage du balcon

**III.4. Etude des escaliers**

**III.4.1. Introduction**

L'escalier est un élément de l'ouvrage permettant la communication entre les différents étages. On fera l'étude le type d'escalier le plus sollicitée en termes dimensions, escalier type 2 d'RDC.

III.4.2. Terminologie

Un escalier se compose d'un nombre de marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche "g" s'appelle le giron, est la hauteur d'une marche "h",

Le mur qui limite l'escalier s'appelle le mur déchiffre.

Le plafond qui monte sous les marches s'appelle paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle la contre marche, la cage est le volume se situe l'escalier, les marches peuvent prendre appui sur une poutre droite ou courbe dans lequel qu'on appelle le limon. La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.

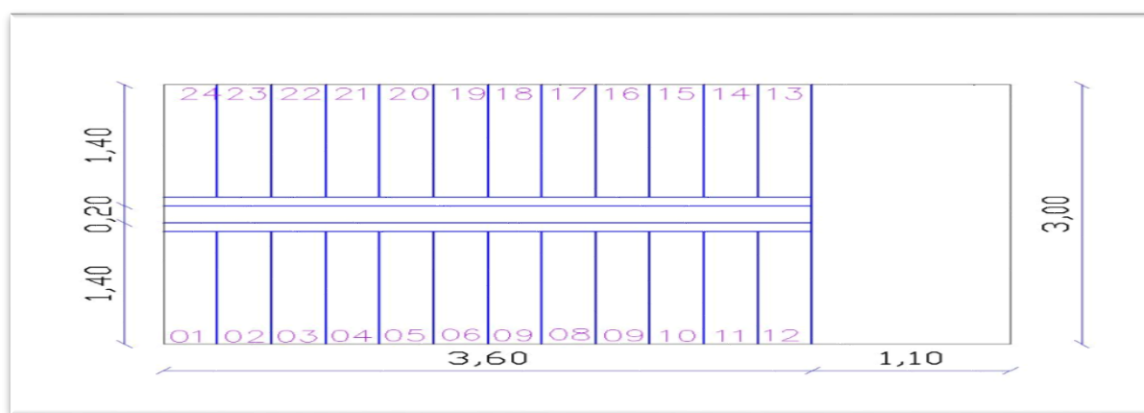


Figure III.18. Schéma d'escalier.

III.4.3. Escalier de type

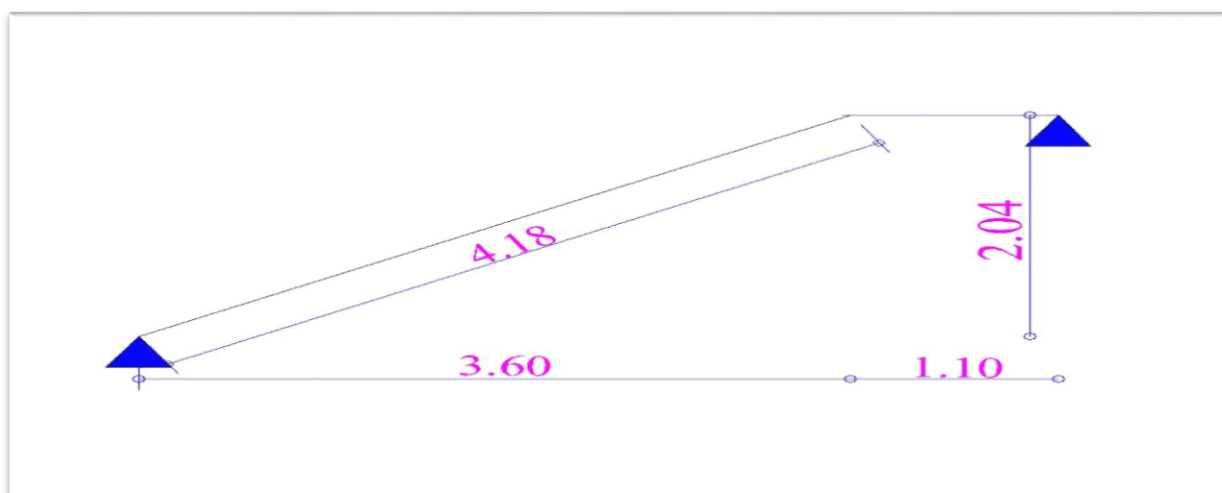


Figure III.19. Schéma d'escalier type 02

- Charges et surcharges

- ✓ Palier

-La charge permanente  $G = 5.73 \text{ KN/m}^2$

-La charge d'exploitation  $Q = 4 \text{ KN/m}^2$

- ✓ Paillasse

-La charge permanente  $G = 9.71 \text{ KN/m}^2$

-La charge d'exploitation  $Q = 4 \text{ KN/m}^2$

On fait le calcul pour 1 m de largeur.

Les combinaisons d'actions à considérer dans les calculs sont :

- ✓ Etat limite ultime :  $1,35G + 1,5Q$
- ✓ Etat limite de service :  $G + Q$

Le tableau suivant présente les charges de calcul des escaliers l'état limite ultime et de service.

Section	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU	ELS
			$1,35G + 1,5Q$	$G + Q$
Paillasse	9.71	4	19.11	13.71
Palier	5.73	4	13.73	9.73

**Tableau III-12.** Combinaisons des charges de l'escalier

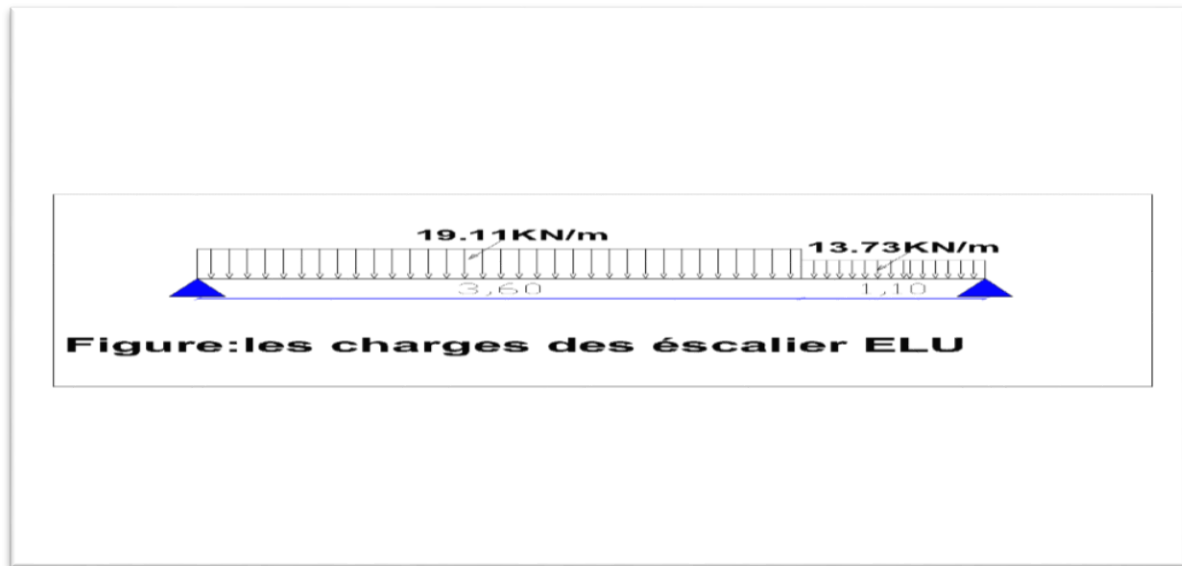


Figure III.20. Les charges d'escalier ont ELU.

- La charge équivalente

La notion de charge équivalente permet de faciliter uniquement les calculs. Elle se déduit de l'expression suivante :

$$G(\text{moy}) = \sum \frac{qu * L_i}{L_i}$$

$$q(u) = \frac{19.11 \times 3.60 + 13.73 \times 1.1}{3.60 + 1.1} = 17.85 \text{ KN/m}^2$$

$$q_e(s) = \frac{13.71 \times 3.60 + 9.73 \times 1.1}{3.60 + 1.1} = 12.78 \text{ KN/m}^2$$

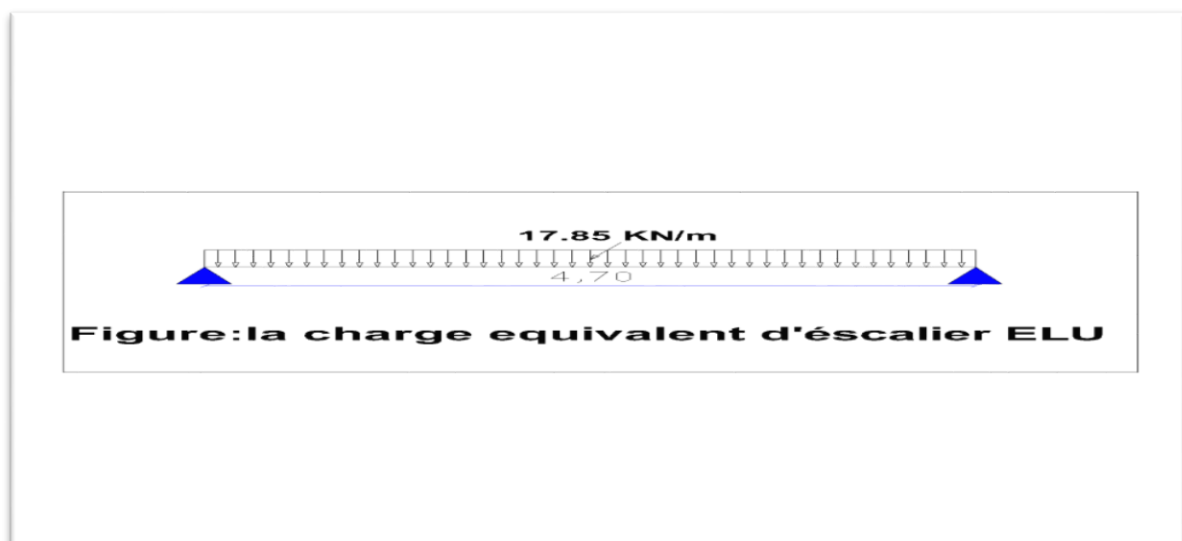


Figure III.21. La charge équivalent d'escalier a ELU.

❖ Calcul des moments max et efforts tranchants max :

$$\text{Moment(max)} = \frac{q \times l^2}{8}$$

$$\text{Effort tranchant (max)} = \frac{q \times l}{2}$$

Les calculs sont effectués pour les plages projetées. Le calcul se fait généralement en considérant l’encastrement partiel de l’escalier au niveau des poutres. Pour ce faire, nous considérerons les réductions suivant :

✓ Moment en travée :  $M_{\text{travée}} = 0,85 M_{\text{isostatique}}$

✓ Moment sur appui :  $M_{\text{appui}} = -0,30 M_{\text{isostatique}}$ .

Le tableau suivant donne les valeurs de traitement des cas :

Étas	Moment isostatique(KN.m)	Moment travée (KN .m)	Moment appui (KN .m)	Effort tranchant(KN)
ELU	49.29	41.90	14.79	41.95
ELS	35.29	30	10.59	//

Tableau III-13. Sollicitation L’ELS de l’escalier

**III.4.4. Calcul à l’ELU**

On considère une bande de 1m et effectuons des calculs de ferrailage lorsqu’elle est flexion simple. Nous pensons que la fissuration n’est pas nuisible et effectuons des calculs de ferrailage uniquement à état limite.

On a:  $b = 100 \text{ cm}$ ;  $d = 0.9 \times h = 16 \text{ cm}$ ;  $h = 18 \text{ cm}$ ;  $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$

❖ Ferrailage longitudinal :

➤ En travée	➤ Sur appui
$\mu_{bc} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bc} = \frac{41.90 \times 10^6}{1000 \times 160^2 \times 14.2} = 0.115$	$\mu_{bc} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bc} = \frac{14.79 \times 10^6}{1000 \times 160^2 \times 14.2} = 0.041$
$\mu_{bc} = 0.165 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$	$\mu_{bc} = 0.058 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$
$A = \frac{M_t}{Z \times f_s}$ avec $Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$	$A = \frac{M_a}{Z \times f_s}$ avec $Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$
$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bc}})$	$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bc}})$
$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.115}) = 0.153$	$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.041}) = 0.052$
$Z = 16 \times (1 - 0.4 \times 0.153) = 15.02 \text{ cm}$	$Z = 16 \times (1 - 0.4 \times 0.052) = 15.67 \text{ cm}$
$A_u = \frac{41.90 \times 10^6}{150.2 \times 348} = 801.61 \text{ mm}^2 = 8.02 \text{ cm}^2$	$A_u = \frac{14.79 \times 10^6}{156.7 \times 348} = 271.22 \text{ mm}^2 = 2.71 \text{ cm}^2$

❖ Choix des armatures

➤ En travée :

$A_p = 6\text{HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2$ , avec espacement de 15cm

$A_r = 6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2$ , avec espacement de 15cm

➤ Sur Appuis :

$A_p = 5\text{HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2$ , avec espacement de 20cm

$A_r = 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2$ , avec espacement de 25cm

❖ Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 100 \times 16 \times \frac{2.1}{400} = 1.94 \text{ cm}^2$$

En travée  $\left\{ \begin{array}{l} A_p = 6\text{HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.94 \text{ cm}^2 \\ A_r = 6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.94 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

En Appuis  $\left\{ \begin{array}{l} A_p = 5\text{HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.94 \text{ cm}^2 \\ A_r = 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.94 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

Vérification au cisaillement :

Effort tranchant maximal :  $V=41.95 \text{ KN}$

La contrainte de cisaillement maximale est de :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.26 \text{ MPA}$$

La fissuration étant peu nuisible, il faudra vérifier que :

$$\tau_u = 0.26 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \times F_{t28}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa}\right) = \min\left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}, 4 \text{MPa}\right) = 3.33 \text{MPa}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots$  vérifiée

**III.4.5. Vérification à l'ELS**

Vérification de la contrainte de compression d'après le B.A.E.L.

Pour les poutres à section rectangulaire soumises à la flexion simple dont les armatures sont Acier de Fe =400MPa.

si la condition suivante est vérifiée :  $\alpha u < \alpha$ .

$$\alpha = \frac{(\partial-1) + \frac{f_{c28}}{100}}{2} \text{ Avec } \partial = \frac{M_u}{M_s}$$

Section	$\partial = \frac{M_u}{M_s}$	$\alpha u$	$\alpha$	Comparaison
travée	1.40	0.153	0.45	0.153 < 0.45..OK
Appui	1.40	0.052	0.45	0.052 < 0.45..OK

Tableau III-14. Vérification à E.L.S.

**III.4.6. Schéma de ferrailage de l'escalier**

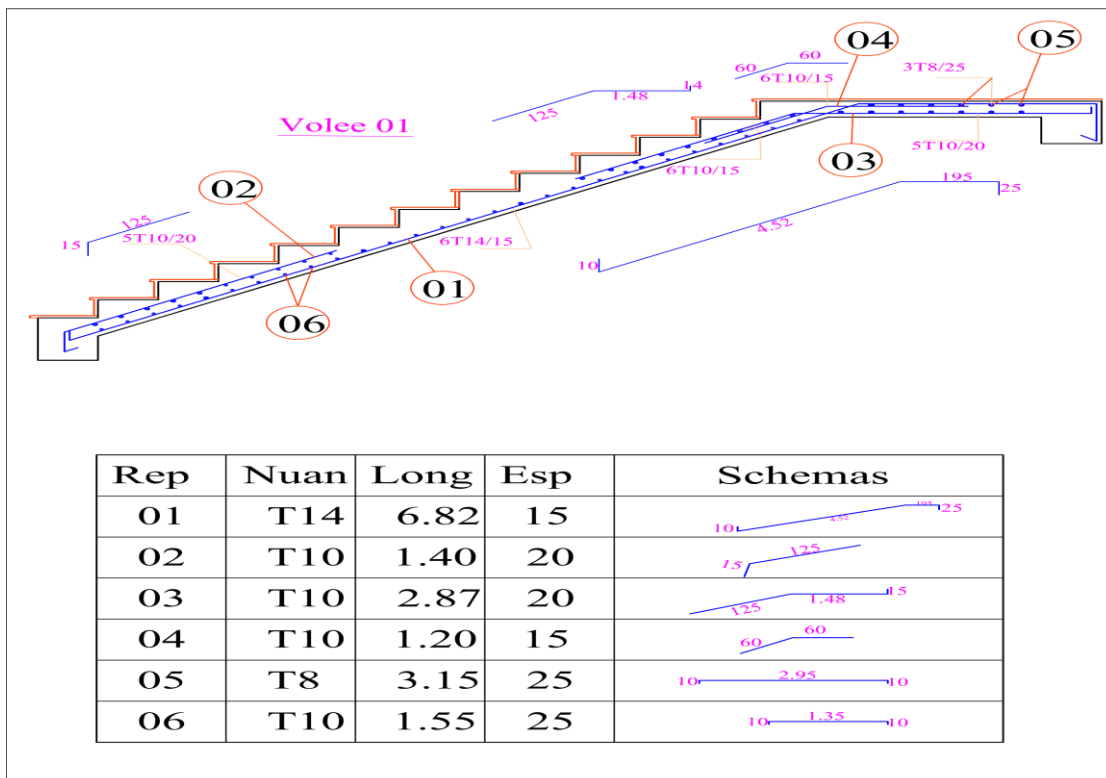


Figure III-22 : Ferrailage d'escalier



III.4.7. Etude de la poutre palière :

III.4.7.1. Définition

Les poutres palières sont prévues pour servir comme support au escalier, elles sont encastées dans leurs extrémités et elles reprennent les charges suivantes :

- Charges dues à leurs poids propres.
- Charges dues aux réactions du paliers.

Le calcul se fait à l’ELU puisque la fissuration est considérée comme peu nuisible.

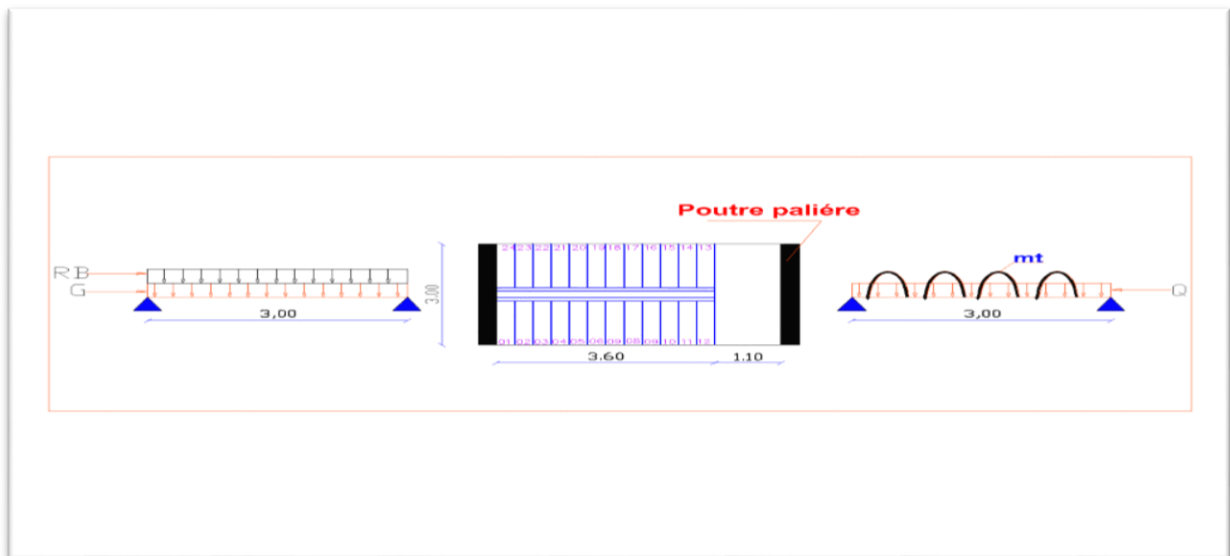


Figure III.23. Model de calcul de la poutre palière.

❖ Pré-dimensionnement de la poutre palière

Selon le **BAEL91** les dimensions de la poutre sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Travée de la poutre : } L = 3\text{m} \\ \text{Hauteur : } \frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10} \rightarrow 20 \leq h \leq 30 \rightarrow h = 30 \text{ cm} \\ \text{Largeur : } 0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \rightarrow 12 \leq b \leq 20 \rightarrow b = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Selon le RPA99 version 2003[article7.5.1 P64] :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifié} \\ b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 20 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifié} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{30}{20} = 1.5 \leq 4 \dots \dots \dots \text{vérifié} \end{array} \right.$$

Donc les dimensions de la poutre de palier sont de (30x20) cm<sup>2</sup>

❖ Définition des charges

Poids propre de la poutre :  $G_0 = 0,30 \times 0,20 \times 25 = 1.5 \text{ KN/ml}$

Poids propre du mur :(mur extérieure) :  $G_m = 2.25 \times 2.04 = 5 \text{ KN/ml}$

Le poids de palier :  $G_p = 5.73 \text{ KN/ml}$ .

Donc :  $G = 1.5 + 5 + 5.73 = 12.23 \text{ KN/ml}$ .

$Q = 4 \text{ KN/ml}$

❖ Calcul des sollicitations

$$\begin{matrix} \text{ELU : } q_u = (1,35 G + 1.5 Q) \\ \text{ELS : } q_s = G + Q \end{matrix} ; \begin{cases} \text{Le moment isostatique : } M_0 = \frac{q \times l^2}{8} \\ \text{Effort tranchant : } V_u = q \times \frac{l}{2} \end{cases} ; \begin{cases} M_a = 0.3M_0 \\ M_t = 0.85M_0 \end{cases}$$

	q (KN/m)	L (m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>a</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>max</sub> (KN)
ELU	22.51	3	25.32	7.60	21.52	33.76
ELS	16.23		18.26	5.48	15.52	24.34

Tableau III.15. Sollicitation la poutre palière

III.4.7.2. Calcul à l'ELU en flexion

On a:  $b = 20 \text{ cm}$ ;  $d = 0.9 \times h = 27 \text{ cm}$ ;  $h = 30 \text{ cm}$ ;  $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$

➤ En travée

$$\mu_{bc} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bc} = \frac{21.52 \times 10^6}{200 \times 270^2 \times 14.2} = 0.104$$

$$\mu_{bc} = 0.113 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_s} \text{ avec } Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.104}) = 0.137$$

$$Z = 27 \times (1 - 0.4 \times 0.137) = 25.52 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{21.52 \times 10^6}{255.2 \times 348} = 274.60 \text{ mm}^2 = 2.75 \text{ cm}^2$$

➤ Sur appui

$$\mu_{bc} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bc} = \frac{7.60 \times 10^6}{200 \times 270^2 \times 14.2} = 0.037$$

$$\mu_{bc} = 0.04 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_a}{Z \times f_s} \text{ avec } Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.037}) = 0.047$$

$$Z = 27 \times (1 - 0.4 \times 0.047) = 26.49 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{7.60 \times 10^6}{264.9 \times 348} = 82.44 \text{ mm}^2 = 0.82 \text{ cm}^2$$

❖ Choix des armatures

En travée : Donc on adopte  $A_s = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

Sur Appuis : Donc on adopte  $A_s = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

❖ Condition de non fragilité

En plus de la condition de non fragilité on ajoute pour les poutres la section d'acier Minimale recommandée par les règles (RPA99v2003 .7.5.2.1 P165)

$$A_{\min} = \max\left(0.005bh ; 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e}\right) = (3\text{cm}^2 ; 0.65\text{cm}^2) = 3\text{cm}^2$$

$$\begin{cases} \text{En travée : } A_s = 3\text{HA12} = 3.39\text{cm}^2 \geq A_{\min} = 3\text{cm}^2 \\ \text{Sur Appuis: } A_s = 3\text{HA12} = 3.39\text{cm}^2 \geq A_{\min} = 3\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

❖ Armatures transversales

Suivant l'article A.5.1, 22 des règles BAEL91 modifié99 on a :

$$\frac{A_t \times F_e}{b \times s_t} \geq 0.4\text{MPa}$$

St : est l'espacement des cours s'armatures transversales, qui est donné par l'article 7.5.2.2 des règles RPA comme suit

➤ Zone nodale :

$$s_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi ; 30\text{cm}\right) = \min(7.5 ; 14.4 ; 30\text{cm}) = 7.5\text{cm} \rightarrow s_t = 7\text{cm}$$

Avec  $\phi$  est le plus petit des diamètres longitudinaux c.-à-d. 1.2 cm,

➤ Hors zone nodale :

$$s_t \leq \frac{h}{2} = 15\text{cm} \rightarrow \text{Donc on adopte } s_t = 15\text{cm}$$

$$\begin{cases} A_t \geq 0.4 \times \frac{b \times s_t}{F_e} = 0.4 \times \frac{200 \times 150}{235} = 51.06\text{mm}^2 = 0.51\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ A_t = 0.003 \times b \times s_t = 0.003 \times 20 \times 15 = 0.9\text{cm}^2 \end{cases}$$

III.4.7.3. Vérification à nécessaire

❖ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \begin{cases} \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{33.67 \times 10^{-3}}{0.2 \times 0.27} = 0.623\text{MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times F_{t28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right) = \min\left(\frac{0.15 \times 25}{1.5}, 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa} \end{cases}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

❖ La contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \begin{cases} \sigma_{bc} = k \times y \quad \text{avec } k = \frac{M_s}{I}, \frac{b \times y^2}{2} + \eta(A + A')y - \eta(A \times d + d' \times A') = 0 \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times F_{t28} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa} \end{cases}$$

$$A' = 0 ; \eta = 15 \rightarrow 50 \times y^2 + 15(3.39)y - 15(3.39 \times 27) = 0 \rightarrow y = 4.75\text{cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + \eta \times A_s(d - y)^2 + \eta \times A'_s(d - y)^2$$

$$I = \frac{20 \times 4.75^3}{3} + 15 \times 3.39(27 - 4.75)^2 = 25888.4\text{cm}^4$$

$$k = \frac{18.26 \times 10^{-3}}{25888.4 \times 10^{-8}} = 70.53\text{MN/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = k \times y = 70.53 \times 0.0475 = 3.35 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

❖ **La contrainte dans l'acier**

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s \begin{cases} \sigma_s = k \times \eta \times (d - y) \\ \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_s = 70.53 \times 15 \times (0.27 - 0.0475) = 235.39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

❖ **Vérifications de la flèche**

Si les conditions suivantes sont pas vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

$$\frac{e}{l} = \frac{0.3}{3} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.063 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{3.39}{20 \times 27} = 0.006 \leq \frac{4.2}{F_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**III.4.7.4. Calcul des armatures à la torsion**

❖ **Calcul de la contrainte tangentielle de torsion**

Selon l'article A.5.4.2 des règles BAEL91 modifiée99, les contraintes de cisaillement

Dues à la torsion pour une section :

$$\tau_u = \frac{T_u}{2 \times b_0 \times \Omega} \text{ avec } b_0 = \frac{a}{6} ; T_u = c \times V_u \times \frac{l}{2}$$

- $a$  : le diamètre du grand cercle inscrit dans le contour extérieur de la section
- $c \times V_u = 0.1 \times 33.76 = 3.376 \text{ KN}$
- $\Omega$  : l'aire du contour à mi-épaisseur des parois
- $T_u =$  le moment de torsion ultime

$$a = 0.2 \text{ m} \rightarrow b_0 = 0.033 \text{ m} \rightarrow \Omega = (a - b_0)(b - b_0) = 0.044 \text{ m}^2 ; T_u = 5.064 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{2 \times b_0 \times \Omega} = \tau_u = \frac{5.064 \times 10^{-3}}{2 \times 0.033 \times 0.044} = 1.74 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

❖ **Vérification de contraintes tangentielles**

L'article A.5.4.3 des règles BAEL91 recommande de faire la vérification suivante :

$$\sqrt{\tau_{uT}^2 + \tau_{uf}^2} \leq \overline{\tau}_u$$

$$\rightarrow \sqrt{1.74^2 + 0.619^2} = 1.85 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

❖ **Détermination des armatures de torsion**

➤ Les armatures longitudinales

Suivant la règle des coutures décrit par l'article A.5.3.1 des règles BAEL91 on à :

$$A_l = \frac{M_T \times \mu \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times F_e}$$

$$\text{avec } \mu = 2(a + b - 2b_0) \rightarrow \mu = 0.868 \text{ m} \rightarrow A_l = 1.96 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte pour les armatures longitudinales de torsion : } A_{sT} = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

- Les armatures transversales

$$A_t = \frac{M_T \times s_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times F_e}$$

→  $e = 15 \text{ cm} \rightarrow A_t = 0.58 \text{ cm}^2$

❖ **Ferraillage totale**

La poutre palier, on doit superposer les deux ferraillages de flexion et de torsion

- Armatures longitudinales

$$\begin{cases} \text{En travée : } A_s = A_{sT} + A_{sf} = 3\text{HA12} + 3\text{HA12} = 6\text{HA12} = 6.78 \text{ cm}^2 \\ \text{En Appuis: } A_s = A_{sT} + A_{sf} = 3\text{HA12} + 3\text{HA12} = 6\text{HA12} = 6.78 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- Armatures transversales

$A_t = A_{tT} + A_{tf} = 0.58 + 0.9 = 1.48 \text{ cm}^2$  Les armatures transversales  $A_t = 4\text{T8} = 2.01 \text{ cm}^2$

❖ **Vérification au ferraillage minimal (Torsion-flexion)**

- Armatures longitudinales

$$\begin{cases} \text{en travée: } \frac{A_s \times F_e}{b_0 \times \mu} = \frac{6.78 \times 400 \times 10^{-4}}{0.033 \times 0.868} = 9.47 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa} \\ \text{en appui: } \frac{A_s \times F_e}{b_0 \times \mu} = \frac{6.78 \times 400 \times 10^{-4}}{0.033 \times 0.868} = 9.47 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa} \end{cases} \dots \dots \text{vérifiée}$$

- Armatures transversales

$$\frac{A_t \times F_e}{b_0 \times s_t} = \frac{2.01 \times 235 \times 10^{-4}}{0.033 \times 0.15} = 9.54 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa} \dots \dots \text{vérifiée}$$

**III.4.7.5. Schéma de ferraillage :**

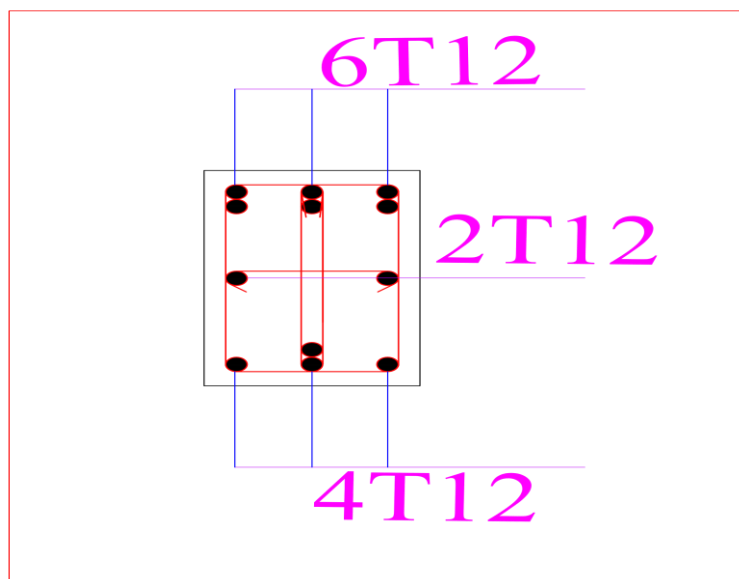


Figure III.24. Ferraillage de poutre palier.

III.5. Etude de l'acrotère

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse, cet élément est assimilé à une console encastree dans le plancher, son rôle est la sécurité et la protection contre les infiltrations des eaux pluviales.

**Méthode de calcul :** l'acrotère est considéré comme une console verticale soumise à son poids propre (par bande de 1 mètre) et à l'action d'une charge d'exploitation horizontale perpendiculairement à la ligne d'action de son poids propre (horizontalement) ; il sera donc calculé à la flexion composée.

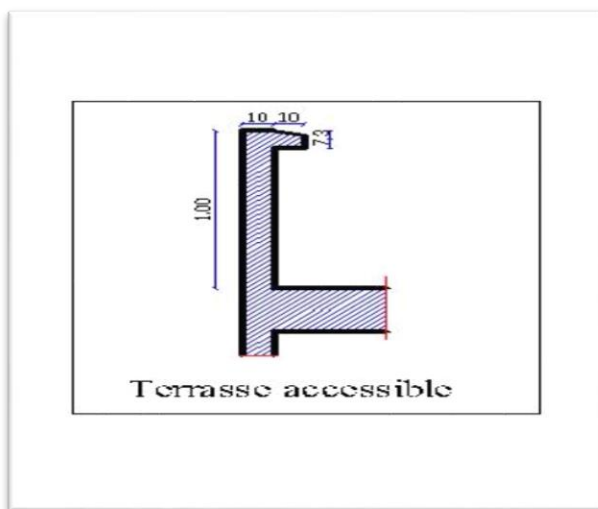


Figure III.25. Coupe transversale de l'acrotère.

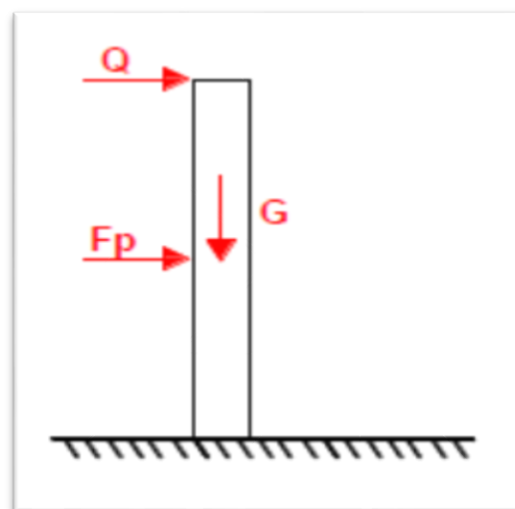


Figure III.26. Modèle de calcul de l'acrotère.

❖ Evaluation des charges et surcharges

Poids propre :  $G = 0.1085 \times 25 = 2.71 \text{ KN/ml}$

Charge d'exploitation :  $Q = 1 \text{ KN/ml}$

La force sismique :  $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots \dots \dots \text{RPA99 (Art 6.2.3)}$

$\left\{ \begin{array}{l} A = 0,15 \text{ (zone IIa): coefficient d'accélération de la zone} \\ C_p = 0,8 : \text{facteur de force horizontale} \\ W_p = 2.71 \text{ KN : poids propre de l'acrotère} \end{array} \right. \rightarrow F_p = 1.30 \text{ KN}$

❖ Sollicitations

G : Créé un effort normal :  $N_G = G = 2.71 \text{ KN}$

Crée un Moment :  $M_G = 0$

Q : Créé un effort normal :  $N_Q = 0 \text{ KN}$

Crée un Moment :  $M_Q = Q \times H = 1 \times 1 = 1 \text{ KN.m}$

Fp : Créé un effort normal :  $N_{Fp} = 0 \text{ KN}$

Crée un Moment :  $M_{Fp} = F_p \times h = 1.30 \times 1 = 1.30 \text{ KN.m}$

Donc: la surcharge d'exploitation est donnée par :  $Q = \max(1, 1.30) \Rightarrow Q = 1.30 \text{ KN/ml}$

❖ **Combinaison des sollicitations**

✓ **ELU**

L'effort normal :  $N_U = 1.35 \times G = 1.35 \times 2.71 = 3.67 \text{ KN}$

Moment d'encastrement :  $M_u = 1.5 \times Q \times h = 1.5 \times 1.30 \times 1 = 1.95 \text{ KN.m}$

L'effort tranchant :  $T_u = 1.5 \times 1.30 = 1.95 \text{ KN}$

✓ **ELS**

L'effort normal :  $N_U = G = 2.71 \text{ KN}$

L'effort tranchant :  $T_u = Q = 1.30 \text{ KN}$

Moment d'encastrement :  $M_u = Q \times h = 1.30 \times 1 = 1.30 \text{ KN.m}$

Le calcul de l'acrotère se fait en flexion composée pour une bande de 1m

Cas	Combinaisons	M (K N.m)	N(KN)	T(KN)
ELU	1.35G + 1.5Q	1.95	3.67	1.95
ELS	G+Q	1.30	2.71	1.30

Tableau III.16. Combinaisons d'actions de l'acrotère.

**III.5.1. Calcul à l'ELU**

Le travail consiste à étudier une section rectangulaire avec :

$h = 10 \text{ cm}$ ,  $b = 100 \text{ cm}$ ,  $d = 8 \text{ cm}$ ,  $d' = 2 \text{ cm}$

❖ **Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime**

On a :  $e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.95}{3.67} = 0.53 \text{ m} \rightarrow e_u = 53 \text{ cm}$  ;  $\frac{h}{2} - d' = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$

❖ **Calcul en flexion simple**

$$e_a = e_u + \left(\frac{h}{2} - d'\right) = 0.53 + 0.03 = 0.56$$

$$M_f = N_u \times e_a = 3.67 \times 0.56 = 2.05 \text{ KN.m}$$

❖ **Calcul du Moment réduit**

$$\mu_{bc} = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

avec  $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$  donc :  $\mu_{bc} = \frac{2.05 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14.2} = 0.022$

$\mu_{bc} < \mu_{lu} \rightarrow A' = 0$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bc}}\right)$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.022}\right) = 0.028$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 8 \times (1 - 0.4 \times 0.028) = 7.91 \text{ cm}$$

❖ **Armatures fictive**

$$A_u = \frac{M_f}{Z \times f_s} \text{ avec : } f_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u = \frac{2.05 \times 10^6}{79.1 \times 348} = 74.47 \text{ mm}^2 = 0.74 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} = 0.97 \text{ cm}^2$$

On remarque que  $A_u < A_{\min}$  Donc le ferrailage se fera avec  $A_{\min}$

Soit  $A_s = 4\text{HA}8$  avec un espacement  $e = 100/4 = 25 \text{ cm}$

❖ **Choix des armatures**

$A_p = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ , avec espacement de 25cm

:  $A_r = A_p / 4 = 0.5 \text{ cm}^2$  soit  $3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2$ , avec espacement de 15cm

### III.5.2. Vérification nécessaire

❖ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \begin{cases} \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{1.95 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.024 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times F_{t28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0.15 \times 25}{1.5}, 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa} \end{cases}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots$  vérifiée

❖ **La contrainte dans le béton**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \begin{cases} \sigma_{bc} = k \times y \text{ avec } k = \frac{M_s}{I}, \frac{b \times y^2}{2} + \eta(A + A')y - \eta(A \times d + d' \times A') = 0 \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times F_{t28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$A' = 0 ; \eta = 15 \rightarrow 50 \times y^2 + 15(2.01)y - 15(2.01 \times 8) = 0 \rightarrow y = 1.92 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + \eta \times A_s(d - y)^2 + \eta \times A'_s(d - y)^2$$

$$I = \frac{100 \times 1.92^3}{3} + 15 \times 2.01(8 - 1.92)^2 = 1350.47 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{1.3 \times 10^{-3}}{1350.47 \times 10^{-8}} = 92.6 \text{ MN/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = k \times y = 92.6 \times 0.0192 = 1.78 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots$$
 vérifiée



❖ La contrainte dans l'acier

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \begin{cases} \sigma_{bc} = k \times \eta \times (d + y) \\ \overline{\sigma_{bc}} = \min\left(\frac{2 \times F_e}{3}, 110 \sqrt{\eta \times F_{t28}}\right) \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = 0.0926 \times 15 \times (80 + 19.2) = 137.79 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = \min\left(\frac{2 \times 400}{3}, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**NB :** dans notre projet nous disposons de type d'acrotère déférentes (terrasse accessible et inaccessible), en se basant sur des relations empiriques offrant des conditions de confort aux usagers comme les armateurs. Les résultats de calcul des caractéristiques de l'acrotère sont représentés dans le tableau suivant :

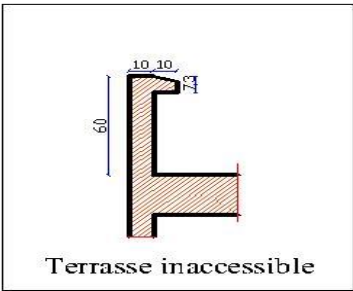
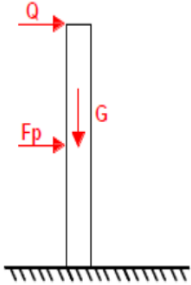
Type de Terrasse	Coupe transversal	Modèle de calcul	Evaluation des Charges			Combinaison des sollicitations					
			PP	Q	F <sub>p</sub>	ELU			ELS		
Terrasse inaccessible			1.7	1	0.82	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	T <sub>u</sub>	N <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	N <sub>u</sub>
						2.29	0.9	1.5	1.7	0.6	1

Tableau III.17. Sollicitation dans L'acrotère terrasse inaccessible.

❖ Calcul ferrailage

Les résultats sont résumés dans ce tableau :

Situation	M(KN.m)	μ <sub>bc</sub>	α	Z (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choisi (cm <sup>2</sup> )	τ <sub>u</sub> (MPa)	τ <sub>u</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)
	0.96	0.010	0.012	7.96	0.35	0.97	4HA8	0.019	2.5	6.07	15

Tableau III.18. Ferrailage de l'acrotère terrasse inaccessible.

III.5.3. Schéma de ferrailage de l'acrotère

Disposition des armatures : étant donné le sens aléatoire du séisme et du vent, on placera des armatures longitudinales symétriques sur les 2 faces de l'acrotère. Le schéma du ferrailage est illustré à travers la figure suivante :

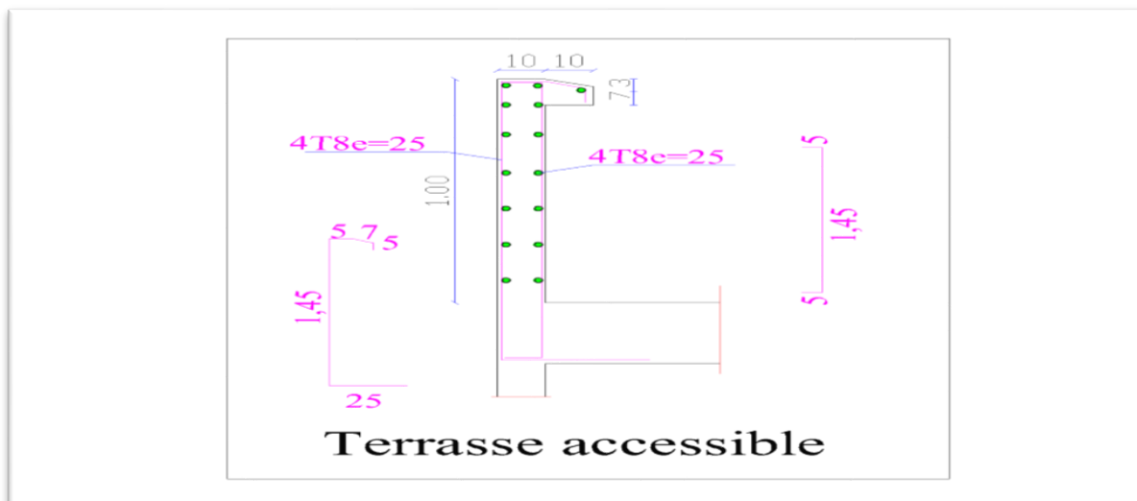


Figure III.27. Ferrailage l'acrotère terrasse accessible.

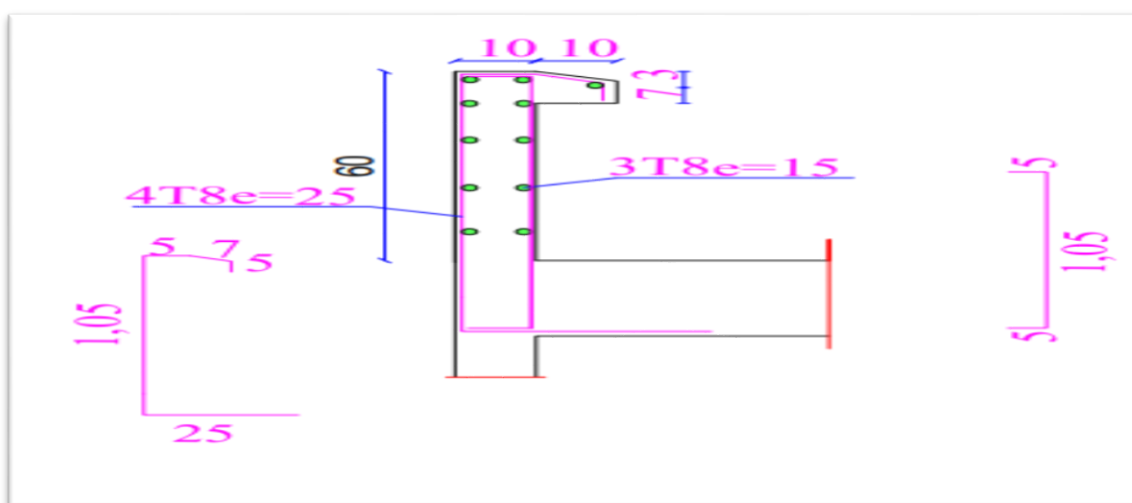


Figure III.28. Ferrailage l'acrotère terrasse inaccessible.

## III.6. Etude de L'ascenseur

### III.6.1. Définition

L'ascenseur est un dispositif assurant dans les bâtiments le transport vertical des personnes aux différents niveaux.

Les valeurs normalisées de charges et de vitesses sont définies par la norme française NFISO 4190-1, Pour la vitesse : 0.63 m/s, 1m/s, 1.60m/s et pour la charge elle est en fonction du nombre de personnes dans la cabine :

Nombre de personnes	Chargement [Kg]	Chargement [KN]
4 personnes	320	3.20
5 personnes	400	4.00
6 personnes	450	4.50
8 personnes	630	6.30
9 personnes	680	6.80
10 personnes	800	8.00
13 personnes	1000	10.00

Tableau III.19. Chargement d'un ascenseur.

Les différents types d'ascenseur :

- Ascenseur classique (avec un local machines)
- Ascenseur Hydraulique
- Ascenseur à câbles de traction (électrique)

Le meilleur choix pour notre structure est l'ascenseur à câbles de Traction (électrique).

### Définition

Un ascenseur à câble de traction (électrique) est un nouveau modèle qui se constitue d'un couplage mécanique d'un moteur électrique avec (sa commande et sa régulation) et d'un système d'entraînement mécanique de la cabine.

### III.6.2. Caractéristiques de l'ascenseur

**L<sub>y</sub>** : Longueur de l'ascenseur = 150cm.

**B** : Largeur de l'ascenseur = 100cm.

**H** : Hauteur de l'ascenseur = 220cm.

$F_c$  : Charge due à la cuvette =145KN

$P_m$  : Charge due à l'ascenseur =15KN

$D_m = 51$ KN. La charge nominale est de 630kg.

$V$  : La vitesse =1m/ s.

### III.6.3. Pré-dimensionnement

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.

On a :

- Epaisseur de la dalle :  $l_x = 1.70$  m,  $L_y = 2.30$  m
- La surface de passage d'ascenseur :  $S = 1.70 \times 2.30 = 3.91$  m<sup>2</sup>

❖ Nous avons des conditions à vérifier :

✚ **Résistance à la flexion :**

$$\frac{L_x}{50} \leq e_x \leq \frac{L_y}{40} \Rightarrow \frac{170}{50} \leq e_x \leq \frac{230}{40} \Rightarrow 3.40 \leq e_x \leq 5.75$$

✚ **Condition de l'E.N. A :**

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine est  $e \geq 25$ cm

✚ **Condition de la flèche :**

$$\frac{e}{L_x} > \frac{M_t}{20M_x} \quad \text{Avec } M_t = 0.85M_x$$

$$e > 0.85 \times \frac{L_x}{20} = 7.22 \text{cm}$$

Finalement On prend :  $e = 25$ cm

### III.6.4. Détermination des charges et surcharges

✚ **Charges permanentes :**

$G_1 = e \times \rho \Rightarrow 25 \times 0.25 = 6.25$ KN/ m<sup>2</sup>  $\Rightarrow$  poids de la dalle en béton armé.

$G_2 = 22 \times 0.05 = 1.1$  KN/ m<sup>2</sup>  $\Rightarrow$  Poids du revêtement en béton.

$G' = G_1 + G_2 = 7.35$  KN/ m<sup>2</sup>

$G_3 = \frac{F_c}{S} = \frac{145}{3.91} = 37.08$  KN/ m<sup>2</sup>  $\Rightarrow$  Poids de la machine

$G_t = 37.08 + 7.35 \Rightarrow 44.43$  KN/ m<sup>2</sup>

✚ **Surcharge d'exploitation :**

$$Q = Q_1 + Q_2$$

$$Q_1 = 1 \text{KN/m}^2$$

$$Q_2 = \frac{Q}{S} = \frac{6.30}{3.91} = 1.61 \text{KN/ m}^2$$

$$Q = 1 + 1.61 = 2.62 \text{KN/ m}^2$$

✚ **Combinaison de charges :**

$$\text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 44.43 + 1.5 \times 2.62 = 63.91 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 44.43 + 2.62 = 47.05 \text{ KN/m}^2$$

✚ **Calcul de « $\alpha$ »**

$$0.4 < \alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.74 < 1 \quad \Rightarrow \text{ dalle porte dans les deux sens.}$$

$$\text{A l'état limite ultime (E.L.U)} \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = \frac{1}{8(1+2.4\alpha^3)} = 0.054 \\ \mu_y = \alpha^2[1 - 0.95(1 - \alpha)^2] = 0.512 \end{array} \right.$$

❖ **Calcul des moments pour les bandes de largeur unité**

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l^2 = 0.054 \times 63.91 \times 1.70^2 = 9.97 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = \mu_y \times M_{0x} = 0.512 \times 9.97 = 5.10 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Calcul des moments dans la dalle**

✓ Les moments en travée

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 0.85 \times 9.97 = 8.47 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 0.85 \times 5.10 = 4.33 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Les moments en appuis

$$\begin{cases} M_{ax} = 0.5 \times M_{0x} = 0.5 \times 9.97 = 4.98 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = 0.5 \times M_{0y} = 0.5 \times 5.10 = 2.55 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Valeurs minimales à respecter

$$\begin{cases} \text{travée} : M_{ty} = 4.33 \text{ KN.m} \geq \frac{M_{tx}}{4} = 2.12 \dots \dots \text{CNV} \\ \text{appuis} : \max(M_{ay}, M_{ax}) = 4.98 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### III.6.5. Ferrailage de la dalle

Le calcul se fait en flexion simple pour une section rectangulaire (1m x h).

- Largeur de la poutre : b=100 cm
- Hauteur de la section : h=25 cm
- Hauteur utile des aciers tendus : d= 0.9h =22.5 cm

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{q_u}{q_s} = \frac{63.91}{47.05} = 1.36$$

$$\mu_{lu} = \left[ 3440 \times \theta \times \gamma + 49 \times f_{c28} \times \frac{1}{\theta} - 3050 \right] \times 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = \left[ 3440 \times 1 \times 1.36 + 49 \times 25 \times \frac{1}{1} - 3050 \right] \times 10^{-4} = 0.285$$

❖ Selon X

➤ En travée

$$\mu_{bc} = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bc} = \frac{8.47 \times 10^6}{1000 \times 225^2 \times 14.2} = 0.012$$

$$\mu_{bc} = 0.022 < \mu_l = 0.285 \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_s} \text{ avec } Z = d \times (1 - 0.6 \times \mu_{bc})$$

$$Z = 22.5 \times (1 - 0.6 \times 0.012) = 22.34 \text{ cm}$$

$$A_{tx} = \frac{8.47 \times 10^6}{223.4 \times 348} = 108.95 \text{ mm}^2 = 1.1 \text{ cm}^2$$

➤ Sur appui

$$\mu_{bc} = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bc} = \frac{4.98 \times 10^6}{1000 \times 225^2 \times 14.2} = 0.069$$

$$\mu_{bc} = 0.013 < \mu_l = 0.285 \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_s} \text{ avec } Z = d \times (1 - 0.6 \times \mu_{bc})$$

$$Z = 22.5 \times (1 - 0.6 \times 0.069) = 21.57 \text{ cm}$$

$$A_{ax} = \frac{4.98 \times 10^6}{215.7 \times 348} = 66.34 \text{ mm}^2 = 0.66 \text{ cm}^2$$

❖ Selon Y

➤ En travée

$$\mu_{bc} = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bc} = \frac{4.33 \times 10^6}{1000 \times 225^2 \times 14.2} = 0.006$$

$$\mu_{bc} = 0.004 < \mu_l = 0.285 \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_s} \text{ avec } Z = d \times (1 - 0.6 \times \mu_{bc})$$

$$Z = 22.5 \times (1 - 0.6 \times 0.006) = 22.42 \text{ cm}$$

$$A_{ty} = \frac{4.33 \times 10^6}{224.2 \times 348} = 55.50 \text{ mm}^2 = 0.55 \text{ cm}^2$$

➤ Sur appui

$$\mu_{bc} = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bc} = \frac{2.55 \times 10^6}{1000 \times 225^2 \times 14.2} = 0.003$$

$$\mu_{bc} = 0.003 < \mu_l = 0.285 \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_s} \text{ avec } Z = d \times (1 - 0.6 \times \mu_{bc})$$

$$Z = 22.5 \times (1 - 0.6 \times 0.003) = 22.46 \text{ cm}$$

$$A_{ay} = \frac{2.55 \times 10^6}{224.6 \times 348} = 32.62 \text{ mm}^2 = 0.33 \text{ cm}^2$$

### III.6.6. Section minimales des armatures

❖ Selon Y

Pour l'acier feE400

$$A_{min} = 0.8h = 0.8 \times 0.25 = 2 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_{ty} = 0.55 \text{ cm}^2 \leq A_{min} = 2 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopte } A_{ty} = 2 \text{ cm}^2 \\ A_{ay} = 0.33 \text{ cm}^2 \leq A_{min} = 2 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopte } A_{ay} = 2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

❖ Selon X

$$A_{min} = \frac{3-\alpha}{2} \times A_y = \frac{3-0.74}{2} \times 2 = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_{tx} = 1.1 \text{ cm}^2 \leq A_{min} = 2.26 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopte } A_{tx} = 2.26 \text{ cm}^2 \\ A_{ax} = 0.66 \text{ cm}^2 \leq A_{min} = 2.26 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopte } A_{ax} = 2.26 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

❖ Choix des diamètres

$$\text{Il faut que } \emptyset < \frac{h}{10} = \frac{250}{10} = 25 \text{ mm} \rightarrow \emptyset = 20 \text{ mm}$$

❖ **Choix des aciers et espacement maximum des armatures St**

➤ Sens Lx :  $A_{tx} = 2.26 \text{ cm}^2$

$$e \leq \min(2. h ; 22 \text{ cm}) = \min(50 ; 22 \text{ cm}) = 22 \text{ cm} \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

Choix des barres 5HA10, esp = 20 cm

➤ Sens Ly :  $A_{ty} = 2 \text{ cm}^2$

$$e \leq \min(3. h ; 33 \text{ cm}) = \min(75 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

Choix des barres 5HA8, esp = 20 cm

❖ **Vérification de l'effort tranchant**

Sollicitation ultimes :  $\alpha \geq 0,4$

$$\alpha \geq 0,4 \rightarrow \begin{cases} T_{ux} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{1+\frac{\alpha}{2}} = \frac{63.91 \times 1.70}{2} \times \frac{1}{1+\frac{0.74}{2}} = 39.65 \text{ kN} \\ T_{uy} = \frac{q_u \times l_x}{3} = \frac{63.91 \times 1.70}{3} = 36.21 \text{ kN} \leq T_{ux} = 39.65 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \begin{cases} \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{39.65 \times 10^{-3}}{1 \times 0.225} = 0.176 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{t28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0.15 \times 25}{1.5}, 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa} \end{cases}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots$  vérifiée

**III.6.7. Schéma de ferrailage de la dalle machine :**

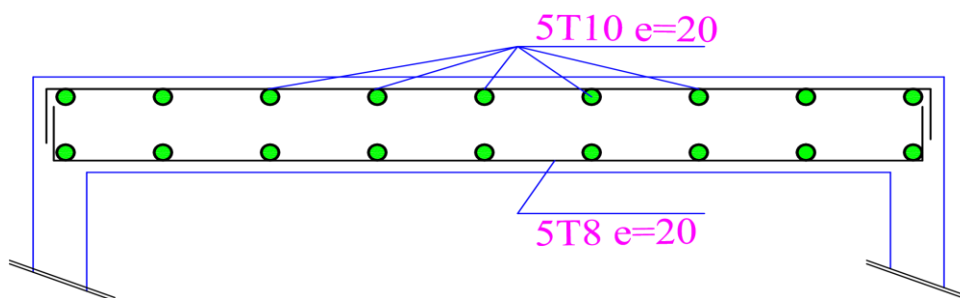


Figure III. 29. ferrailage de la dalle machine.

**III.7. Conclusion**

- ✓ Le but de ce chapitre est de déterminer les différentes sections d'acier nécessaires pour répondre à différentes charges sur les éléments secondaires.
- ✓ La vérification des contraintes (acier, béton) et l'état de déformation (la flèche) ainsi que les conditions de non fragilité donner par les différents règlements nos a exigé de redimensionner parfois la section du béton et parfois augmenter le ferrailage.
- ✓ Chaque élément secondaire étudié dans ce chapitre est calculé selon les sollicitations les plus défavorable afin d'employer le ferrailage adéquat qui répond le mieux aux différentes charges qui lui sont appliquées.

# Chapitre IV

Etude dynamique



## IV.1. Introduction

Le but de l'étude du séisme est de calculer et prévoir des mesures nécessaires à la conception et l'exécution, de façon à fournir un degré de protection acceptable aux vies humaine et aux biens (matériels).

Pour aboutir à notre objectif, le RPA 99 permet sous certaines conditions de vérifier la résistance et la stabilité du bâtiment vis-à-vis des sollicitations d'ensemble.

Dans ce chapitre, nous étudions d'une manière générale l'analyse du risque sismique du bâtiment en exploitant les résultats obtenus par sa modélisation.

Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ceci implique de faire une étude pour essayer de mettre en évidence le comportement dynamique de l'ouvrage.

Considérons une console verticale encastrée à sa base sur un support rigide. Supposons aussi que cette console ne peut se déformer que dans le plan vertical qui nous fait face. Appliqué un choc horizontal en tête de la console :

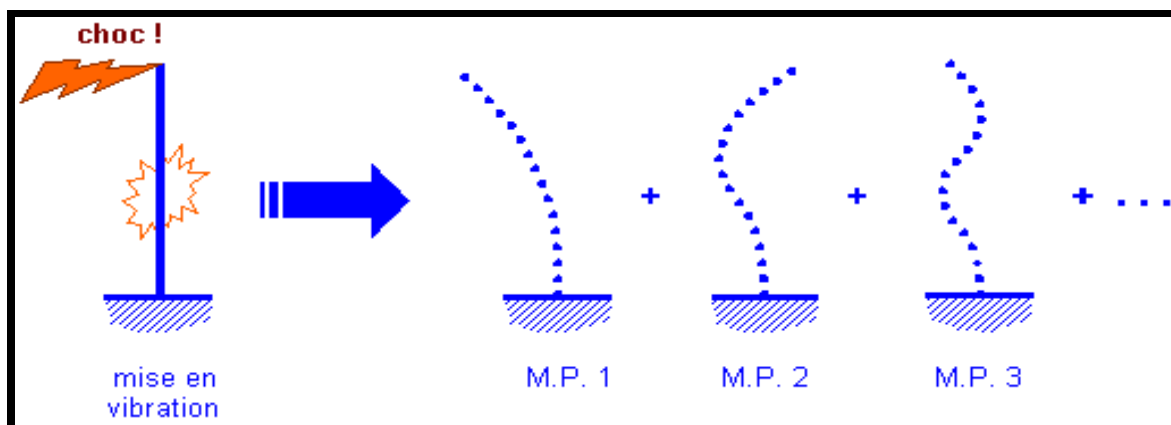


Figure IV.1. Choc horizontal en tête de la console

La console se met à vibrer : on peut montrer que ce mouvement vibratoire complexe est la superposition des mouvements vibratoires découplés des différents modes propres de la console, réagissant indépendamment les uns des autres à l'excitation initiale

## IV.2. L'objectif de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces vibrations. L'étude dynamique

D'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

Alors la résolution de l'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibrations libres ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul. L'utilisation d'un logiciel préétablie en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple « SAP2000, ETABS, ROBOT... » Avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

## IV.3. Méthode De Calcul

Dans cette note de calcul on utilise deux méthodes exigées par le RPA99 qui sont :

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode d'analyse spectrale modal.

Cette dernière méthode est basée sur la superposition modale, elle combine le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul, pour obtenir la réponse de la structure.

**Remarque :** Pour qu'on puisse savoir le comportement exact du bâtiment vis-à-vis du séisme, on préférera utiliser la méthode dynamique modal spectrale

## IV.4. Principe de la méthode dynamique modale spectrale

L'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme est représentée par un spectre.

Permettant d'évaluer la réponse d'une structure à un séisme.

## IV.5. Modélisation

La modélisation sur - **logiciel Robot Structural Analysais 2015**- consiste en les étapes suivantes :

- ✓ Entrer la géométrie du modèle (position des nœuds, connectivité des éléments).
- ✓ Spécifier les propriétés des éléments et les assigner aux éléments.

- ✓ Définir les cas de charges (statique et dynamique) et assigner ces charges aux nœuds et aux éléments.
- ✓ Spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes, ...etc.).
- ✓ Démarrer l'exécution du problème, apporter des corrections au modèle s'il y a lieu.
- ✓ Visualiser les résultats (à l'écran, sur fichier, etc....).

### a) Présentation de logiciel Robot Structural Analysais 2015 :

#### 1. Introduction :

Le « **logiciel Robot Structural Analysais 2015** » est une formule complète, simple à utiliser et dont les interfaces graphiques sont très conviviales.

La richesse de « **logiciel Robot Structural Analysais 2015** » réside dans la variété de ses commandes pour générer les modèles analysés, leurs comportements et dimensionner leurs structures en béton /charpente ; ainsi la visualisation graphique des résultats.

« **Logiciel Robot Structural Analysais 2015** » est un logiciel dont les capacités sont nombreuses, le générateur Graphique permet de satisfaire la plupart des exigences de base de l'ingénierie par des outils graphiques adéquats en vue de la mise en forme d'une modélisation.

#### 2. Notions préliminaires :

##### ✓ Description générale :

Le logiciel « **Robot Structural Analysais 2015** » est constitué d'un ensemble de modules qui permettent :

- La création d'un fichier de données avec un éditeur de texte ou sous forme graphique.
- Le lancement du calcul pour l'analyse et le dimensionnement.
- La visualisation graphique et numérique des résultats.

L'utilisateur entrera directement dans le menu principal qui regroupe les options suivantes :

Module « RUN ANALYS » : lancement du calcul.

Module « DRAW et ASSING » : pour faire entrer la structure.

Module « FILE DISPLAY INPUT/OUTPUT TEXT FILES... », Permet l'accès au fichier de données

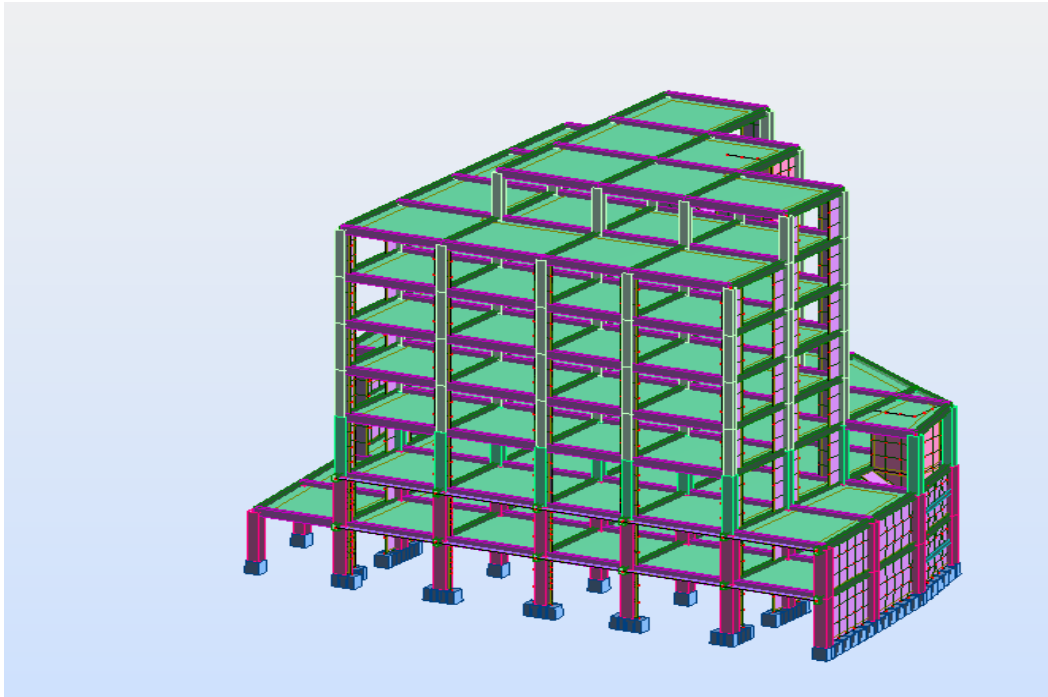


Figure IV.2. Vue en 3D du model obtenu par le logiciel

### IV.5.1. L'analyse

Après la modélisation de la structure et la distribution des masses et des chargements ainsi.

Que la définition des combinaisons de charges, on passe à l'analyse.

« **Robot Structural Analysis** » offre les possibilités d'analyses suivantes :

- ✚ Analyse statique linéaire.
- ✚ Analyse P-Delta.
- ✚ Analyse statique non linéaire.
- ✚ Analyse dynamique.

### IV.5.2. L'analyse dynamique

L'analyse dynamique disponible dans « **Robot Structural Analysis** » comporte l'analyse modale et l'analyse spectrale.

### IV.5.3. L'analyse modale

L'analyse modale permet de déterminer les modes et fréquences propres de la structure en l'absence des forces extérieures. Les modes et fréquences propres dépendent uniquement des Matrices  $[K]$  et  $[M]$  de la structure, c'est à dire de la rigidité et de la masse.

Pour l'analyse dynamique, le nombre des modes à considérer doit être tel que la somme des masses modales effective pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse

totale de la structure, ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

➤ **Spectre de réponse de calcul**

Le RPA99/version 2003 impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times (1 + \frac{T}{T_1} (2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1)) & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta \times (1.25 A) \times (\frac{Q}{R}) & \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \times (1.25 A) \times (\frac{Q}{R}) \times (T^2/T)^{2/3} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \eta \times (1.25 A) \times (T^2/3)^{2/3} \times (3/T)^{5/3} \times (\frac{Q}{R}) & \dots\dots\dots T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

➤ **Période fondamentale théorique**

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la valeur obtenue par les formules 4-6 du RPA99/version 2003.

On a donc :

$$\begin{cases} T = C_T \times (H_N)^{3/4} \left\{ \begin{array}{l} C_T = 0.05 \\ H_N = 27.03 \text{ m} \end{array} \right. \rightarrow T = 0.59 \text{ s} \\ T = \frac{0.09 \times H_N}{\sqrt{D}} \left\{ \begin{array}{l} D_x = 33.32 \text{ m} \\ D_y = 22.92 \text{ m} \end{array} \right. \rightarrow \begin{cases} T_x = 0.42 \text{ s} \\ T_y = 0.51 \text{ s} \end{cases} \end{cases}$$

➤ **Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site**

Elles sont données par le tableau 4.7 inclut dans le règlement parasismique algérien.

pour Site S<sub>3</sub> → T<sub>1</sub> = 0.15 s , T<sub>2</sub> = 0.50 s

➤ **La valeur minimale de période fondamentale**

$$\begin{cases} T_x = \min(0.59 ; 0.42) = 0.42 \text{ s} \\ T_y = \min(0.59 ; 0.51) = 0.51 \text{ s} \end{cases}$$

	$C_T$	$H_N(\text{m})$	$C_T \times (H_N)^{3/4}$	$T = \frac{0.09 \times H_N}{\sqrt{D}}$	$T_{emp}(\text{S})$
Sens-X	0.05	27.03	0.59	0.42	0.42
Sens-Y	0.05	27.03	0.59	0.51	0.51

Tableau IV.1. De période fondamentale.

D'après RPA99 version 2003 (Art 4.2.4.4 page 54), il faut que la valeur de T<sub>dyn</sub> calculée

Par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur estimée par les méthodes empiriques

$T_{emp}$  Appropriées de plus de **30%**.

Nous avons :  $1.3 \times T_{emp}$

✚ Sens X :  $1.3 \times 0.42 = 0.55s$

✚ Sens Y :  $1.3 \times 0.51 = 0.66s$

## 1. Résultats de l'analyse :

Les valeurs des périodes et facteurs de participations modales calculées par le logiciel

« **ROBOT** » sont données dans le tableau suivant :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
3/ 1	2,01	0,50	25,71	18,86	25,71	18,86
3/ 2	2,38	0,42	47,54	43,89	21,83	25,03
3/ 3	3,66	0,27	49,94	45,95	2,41	2,05
3/ 4	6,35	0,16	56,51	49,81	6,57	3,87
3/ 5	6,82	0,15	61,78	49,95	5,26	0,14
3/ 6	7,52	0,13	64,06	57,48	2,28	7,53
3/ 7	7,68	0,13	64,08	57,49	0,02	0,01
3/ 8	7,83	0,13	65,19	61,63	1,12	4,14
3/ 9	8,46	0,12	65,26	61,77	0,07	0,14
3/ 10	8,59	0,12	65,33	61,78	0,07	0,01
3/ 11	8,94	0,11	65,38	62,65	0,05	0,87
3/ 12	9,01	0,11	65,40	63,00	0,02	0,35
3/ 13	9,46	0,11	65,41	63,09	0,02	0,09
3/ 14	9,73	0,10	65,85	63,16	0,44	0,07
3/ 15	9,84	0,10	66,52	63,16	0,67	0,00
3/ 16	9,96	0,10	66,60	63,19	0,08	0,03
3/ 17	10,02	0,10	66,78	63,20	0,18	0,01
3/ 18	10,31	0,10	66,78	63,21	0,00	0,00
3/ 19	10,42	0,10	66,79	63,32	0,01	0,11
3/ 20	10,49	0,10	67,73	63,55	0,94	0,24
3/ 21	10,65	0,09	70,90	63,56	3,16	0,00
3/ 22	10,74	0,09	70,98	63,66	0,09	0,10
3/ 23	10,77	0,09	72,07	63,66	1,09	0,00
3/ 24	10,94	0,09	72,19	63,66	0,12	0,00
3/ 25	11,04	0,09	73,60	63,72	1,41	0,05
3/ 26	11,25	0,09	75,19	63,74	1,59	0,02
3/ 27	11,34	0,09	75,44	63,74	0,25	0,00
3/ 28	11,41	0,09	75,46	63,74	0,02	0,00
3/ 29	11,80	0,08	76,07	64,11	0,62	0,36
3/ 30	11,84	0,08	76,13	64,39	0,06	0,28

Tableau IV.2. Périodes et facteurs de participation modale (Résultats Robot 2015).

### ❖ Interprétation des résultats :

- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode de rotation.
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation.

❖ Vérification de la période

✚ Sens -X

$$T_{emp}=0.42s$$

$$T_{dyna}=0.50s \text{ (calculé suivant logiciel de robot)}$$

Les valeurs de T calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthode numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%(RPA99/version2003 ; P44).

$$T_{dyna}=0.50s \leq T_{emp}=0.42 \times 1.3 = 0.55s \Rightarrow \text{condition verifier}$$

✚ Sens -Y

$$T_{emp}=0.51s$$

$$T_{dyna}=0.42s \text{ (calculé suivant logiciel de robot)}$$

$$T_{dyna}=0.42s \leq T_{emp}=0.51 \times 1.3 = 0.66s \Rightarrow \text{condition verifier}$$

❖ Présentation des différents modes :



Figure IV.3. 1<sup>ère</sup> Mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques (Résultats Robot 2015).



Figure IV.4. 2<sup>ème</sup> Mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques (Résultats Robot 2015).

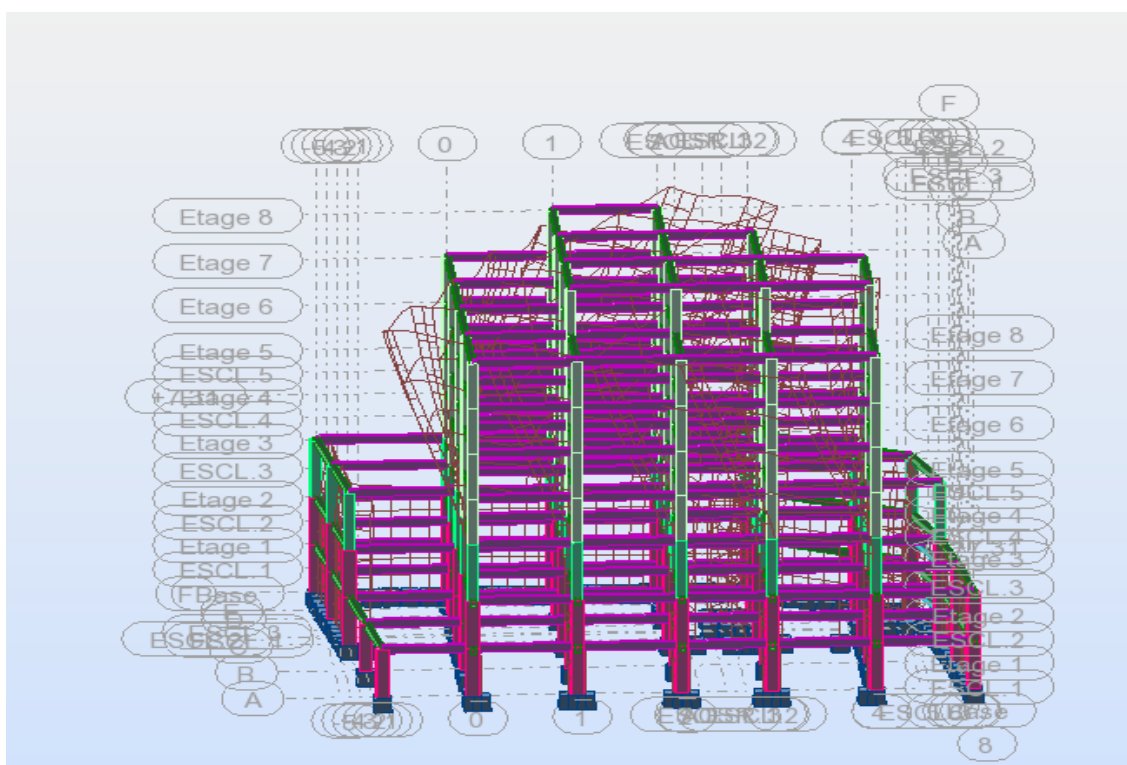


Figure IV.5. 3<sup>ème</sup> Mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques (Résultats Robot 2015).



➤ Calcul de la force sismique totale V :

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée Successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} . W$$

❖ Coefficient d'accélération de zone A

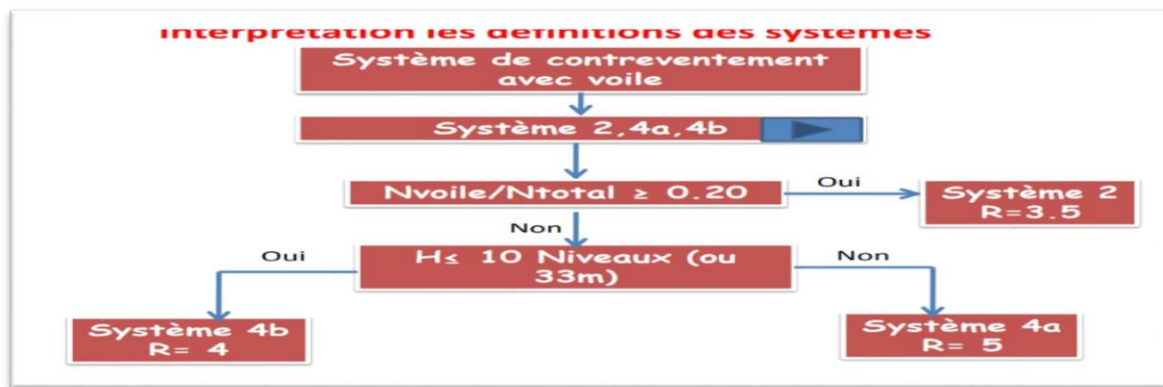
I est choisi suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment donné par le tableau 4.1 inclut dans le règlement parasismique algérien.

A = 0.15 (Zone IIa – groupe d'usage2).

❖ coefficient de comportement global de la structure R

Au début de calcul, on a pris R = 5, mais les résultats trouvés ne sont pas vérifiés par RPA 99 version 2003

(L'effet de l'interaction voile-portique), donc on a changé sa valeur par R = 3, 5



								Résultat
Hauteur du bâtiment								27.03
								3.5
Voiles de contreventement				Poteaux				
Effort tranchant				Effort normal				
Etage	Tx	Ty	N	Etage	Tx	Ty	N	
1	1859,32	1654,4	-21812,4	1	564,93	388,76	-26720,74	
2	2542,81	2279,52	-16402,02	2	-53,81	49,83	-22043,72	
3	1213,35	1064,35	-12510	3	726,65	596,49	-16847,76	
4	1076,61	602,38	-9711,17	4	623,36	477,98	-11858,33	
5	1108,94	461,54	-7502,04	5	417,46	364,88	-9061,48	
6	832,44	167,17	-5227,68	6	329,1	331,3	-6311,81	
7	496,79	247,31	-2967,68	7	235,54	268,78	-3561,68	
8	-89	153,25	-900,2	8	175,51	231,53	-1151,66	

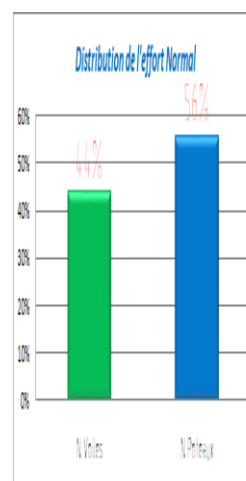


Figure IV.6. Distribution de l'efflores normal sur les voiles et les poteaux

Donc on a changé sa valeur par  $R = 3, 5$

Puisque la charge supportée par les voiles est  $44\% > 20\%$ .

❖ **Facteur d'amplification dynamique moyen  $D$**

$$D \begin{cases} 2.5\eta & \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & \dots \dots \dots T_2 \leq T \leq 3 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3}(3/T)^{5/3} & \dots \dots \dots T \geq 3 \end{cases}$$

➤ facteur de correction d'amortissement  $\eta$

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique.

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \varepsilon)} \rightarrow \text{Voiles ou murs} : \varepsilon = 7\% \rightarrow \eta = 0.882 > 0.7$$

Sens	$T_2$	$T_i$	Condition	$\eta$	Calcul	$D$	
X	0.5	0.42	$0 \leq T \leq T_2$	CV	0.76	$2.5\eta$	2.20
Y		0.51	$T_2 \leq T \leq 3$			CV	$2.5\eta(T_2/T)^{2/3}$

Tableau IV.3. Facteur d'amplification dynamique moyen  $D$ .

❖ **facteur de qualité  $Q$**

N°	critère de qualité "q <sub>q</sub> "	selon (X)	selon (Y)
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0
2	Redondance en plan	0	0
3	Régularité en plan	0.05	0.05
4	Régularité en élévation	0.05	0.05
5	Contrôle de qualité des matériaux	0.05	
6	Contrôles d'exécution	0.1	
	$\sum_1^6 q$	0.25	0.25

Tableau IV.4. Valeurs des pénalités

$$\begin{cases} \text{Sens X} \rightarrow Q_x = 1 + \sum_1^6 q_x = 1.25 \\ \text{Sens Y} \rightarrow Q_y = 1 + \sum_1^6 q_y = 1.25 \end{cases}$$

❖ **poids total de la structure  $W$**

$W$  est égal à la somme des poids, calculés à chaque niveau

$$W = \sum w_i \text{ avec } w_i = w_{Gi} + \beta w_{Qi}$$

$W_{Gi}$ : Poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes de la structure.

$W_{Qi}$ : poids dû aux charges d'exploitations.

$\beta = 0,4$  Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

Dans notre cas :  $W = 19804.31 \text{ KN}$

➤ **Calcul de l'action sismique**

$$\begin{cases} \text{sens } X \rightarrow V_x = \frac{0.15 \times 1.25 \times 2.2}{3.5} \times 19804.31 = 2334.08 \text{ KN} \\ \text{sens } Y \rightarrow V_y = \frac{0.15 \times 1.25 \times 2.18}{3.5} \times 19804.31 = 2312.86 \text{ KN} \end{cases}$$

**Vérification de la résultante des forces sismique par la méthode statique équivalente :**

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminer par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

➤ **Les réactions à la base :**

	$V_{dynamique}$	$0.8 \times V_{statique}$	$0.8 \times V_{statique} < V_{dynamique}$
$E_x$	2840	1867.26	Condition vérifiée
$E_y$	2574.18	1850.29	Condition vérifiée

**Tableau IV.5.** Vérification les réactions à la base statiques et dynamiques

Donc :

$$V_{X \text{ dynamique}} = 2840 \text{ KN} \Rightarrow 0.8 \times V_{X \text{ statique}} = 1867.26 \text{ KN} < V_{X \text{ dynamique}} = 2840 \text{ KN} \quad (\text{CV})$$

$$V_{Y \text{ dynamique}} = 2574.18 \text{ KN} \Rightarrow 0.8 \times V_{Y \text{ statique}} = 1850.29 \text{ KN} < V_{Y \text{ dynamique}} = 2574.18 \text{ KN} \quad (\text{CV})$$

**IV.4. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur**

La résultante des forces sismiques à la base est distribuée sur la hauteur de la structure

Selon les formules suivantes (art 4.2.5RPA 99/version2003) :

$$V_x = F_t + \sum F_i \rightarrow \begin{cases} F_t = 0 \rightarrow (T_x \text{ ou } T_y) = 0.42 \text{ et } 0.51s \leq 0.7 s \\ F_i = \frac{(V_x - F_t) \times wh}{\sum wh} \end{cases}$$

➤ Distribution des forces suivant X :

Niveau	Sous-sol 1	Sous-sol 2	RDC	1 <sup>ère</sup> étage	2 <sup>ème</sup> étage	3 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> étage	5 <sup>ème</sup> étage
$h_k$	-3.40	-6.80	4.08	7.31	10.54	13.77	17	20.23
$F_k$	-64.76	549	240.02	173.58	364.86	429.21	645.82	86.51

Tableau IV.6. Résultante s distribution du des forces sismiques

➤ Distribution des forces suivant Y :

Niveau	Sous-sol 1	Sous-sol 2	RDC	1 <sup>ère</sup> étage	2 <sup>ème</sup> étage	3 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> étage	5 <sup>ème</sup> étage
$h_k$	-3.40	-6.80	4.08	7.31	10.54	13.77	17	20.23
$F_k$	-286.19	668.51	580.48	253.94	327.95	-17.16	131.31	384.78

Tableau IV.7. Résultante s distribution du des forces sismiques

### IV.5. Vérification des déplacements

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents,

Et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10, ne doivent pas dépasser **1.0%** de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ck}$$

$\delta_{ck}$  : Déplacement dû aux forces sismique  $F_i$

R : coefficient de comportement =

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "K - 1" est égal à :

$$\Delta k = \delta k - \delta k-1.$$

D'après la modélisation de notre structure dans le logiciel de calcul des structures « Robot Structural Analysais 2015 » On peut avoir le déplacement dans chaque niveau dans la combinaison  $G + Q \pm E$ .

Sens-X				Sens-Y			
Etage	$\Delta_k$ [cm]	0.01h [cm]	$\Delta_k \leq 0.01h$	Etage	$\Delta_k$ [cm]	0.01h [cm]	$\Delta_k \leq 0.01h$
S.S	0,059	3.40	C.V	S.S.2	0,039	3.40	C.V
S.S	0,122	3.40		S.S.1	0,086	3.40	
RDC	0,484	4.08		RDC	0,389	4.08	
1	0,639	3.23		1	0,553	3.23	
2	0,631	3.23		2	0,605	3.23	
3	0,564	3.23		3	0,59	3.23	
4	0,457	3.23		4	0,538	3.23	
5	0,091	3.23		5	0,791	3.23	

Tableau IV.8. Vérification des déplacements

#### IV.6. Vérification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$

L'effet du second ordre (ou effet de P- $\Delta$ ) peut être négligé lorsque la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

L'article 5.9 du RPA99/version2003

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1$$

Avec :

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du Niveau

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau

$h_k$  : Hauteur de l'étage

Etage	$P_k$ (KN)	$h_k$ (m)	Sens-X			Sens-Y			$\theta \leq$ 0.1
			$\Delta_k$ (m)	$V_k$ (KN)	$\theta$	$\Delta_k$ (m)	$V_k$ (KN)	$\theta$	
S.S	4238,6	3.40	0,059	2365,38	0,00031	0,039	2076,5	0,00023	C.V
S.S	4085,47	3.40	0,112	2394,56	0,00031	0,086	2345,03	0,00022	
RDC	3180,03	4.08	0,484	1880,65	-0,00201	0,389	1762,08	-0,00172	
1	1831,87	3.23	0,639	1645,61	-0,0022	0,553	1102,19	-0,00285	
2	1831,87	3.23	0,631	1479,9	-0,00242	0,605	857,67	-0,004	
3	1831,87	3.23	0,564	1126,84	-0,00284	0,59	520,44	-0,00643	
4	1831,87	3.23	0,457	711,89	-0,00364	0,538	507,14	-0,00602	
5	963,7	3.23	0,091	88,33	-0,00307	0,791	380,69	-0,0062	

Tableau IV.9. Vérification de l'effet P-Δ

❖ Détermination de centre des masses par étages :

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure, Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i} \qquad Y_G = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i}$$

❖ Détermination de centre de rigidité par étages :

Les coordonnées de centre de torsion sont définies comme suit :

$$X_{cr} = \frac{\sum I_{xi} \times X_i}{\sum I_{xi}} \qquad Y_{cr} = \frac{\sum I_{yi} \times Y_i}{\sum I_{yi}}$$

➤ Calcul de l'excentricité :

L'excentricité est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion, elle est calculée dans les deux directions par la formule suivante :

$$e_x = X_{cr} - X_m \qquad e_y = Y_{cr} - Y_m$$

➤ L'excentricité accidentelle :

Selon RPA version 2003, pour tous les structures composantes les planchers ou des diaphragmes horizontales rigides dans leur plan, on suppose qu'à chaque niveau et dans chaque

direction, la résultante des forces horizontales à une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

→ 5% De plus grand dimension de bâtiment à ce niveau.

Etages	$X_m$	$Y_m$	$X_{cr}$	$Y_{cr}$	$e_{x2}$	$e_{y2}$	$e_{x0}$	$e_{y0}$
Sous-sol 1	0,69	11,48	4,12	20,74	1,76	1,16	3,44	9,26
Sous-sol 2	1,16	11,90	4,14	20,76	1,76	1,16	2,98	8,86
RDC	9,9	12,06	-3,12	15,45	1,70	1,12	13,02	3,39
1 <sup>ère</sup> étage	9,82	10,04	0,17	15,55	1,12	1,12	0,34	5,51
2 <sup>ème</sup> étage	0,82	10,04	0,17	15,55	1,12	1,12	0,34	5,51
3 <sup>ème</sup> étage	0,82	10,04	0,17	15,55	1,12	1,12	0,34	5,51
4 <sup>ème</sup> étage	0,04	10,27	0,17	15,55	1,12	1,12	0,13	5,28
5 <sup>ème</sup> étage	0,84	12,62	0,63	15,32	0,83	0,84	3,80	2,70

Tableau IV.10. Résultats de l'excentricité.

### IV.7. Justification de la stabilité au renversement

Pour que la tour soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

Avec :

$$M_s: \text{Moment stabilisant, } M_s = \frac{w \times l}{2} ; M_r: \text{Moment renversant } M_r = \sum F_i \times h_i$$

$$W : \text{Poids du structure} ; F_i: \text{Force sismique au niveau } i.$$

Le risque étant évidemment à vérifier dans les deux sens.

Sens longitudinal :

ETAGE	<b>DIRECTION X</b>			Xg	Mr (KN)	Ms	vérification
	Vx (KN)	h (m)	W(kn)				
1	2424,24	-3,4	4238,6	10,69	220,184	52201,948	ok
2	2489	-6,8	4085,47	11,16	-3733,2	45593,8452	ok
3	1940	4,08	3189,03	9,9	979,2816	31571,397	ok
4	1699,98	7,31	1831,87	9,81	1268,8698	17970,6447	ok
5	1526,4	10,54	1831,87	9,81	3845,6244	17970,6447	ok
6	1161,54	13,77	1831,87	9,81	5910,2217	17970,6447	ok
7	732,33	17	1831,87	10,04	10978,94	18391,9748	ok
8	86,51	20,23	963,7	12,84	1750,0973	12373,908	ok
				SOMME	21220,0188	214045,0071	ok

Tableau IV.11. Vérification de renversement de la Tour sens longitudinal

Sens transversal :

ETAGE	<b>DIRECTION Y</b>			Xy	Mr (KN)	Ms	vérification
	Vy (KN)	h (m)	W(kn)				
1	2043,16	-3,4	4238,6	11,48	973,046	48659,128	ok
2	2329,35	-6,8	4085,47	11,9	-4545,868	48617,093	ok
3	1660,84	4,08	3189,03	12,06	2368,3584	38459,7018	ok
4	1080,36	7,31	1831,87	10,04	1856,3014	18391,9748	ok
5	826,42	10,54	1831,87	10,04	3456,593	18391,9748	ok
6	498,47	13,77	1831,87	10,04	-242,6274	18391,9748	ok
7	516,09	17	1831,87	10,27	2232,27	18813,3049	ok
8	384,78	20,23	963,7	12,62	7784,0994	12161,894	ok
				SOMME	13882,1728	221887,0461	ok

Tableau IV.12. Vérification de renversement de la Tour sens transversal.

## IV.8. Vérification de L'effort normal réduit : (RPAv2003, 7.1.3.3)

❖ Vérification l'effort normal réduit

Section (cm <sup>2</sup> )	$N_u$ (kN)	$f_{c28}$	$\frac{N_u}{B f_{c25}}$	$\frac{N_u}{B f_{c25}} \leq 0.3$
60×70	3162.80	25	0.3	C.V
50×60	2246.81	25	0.29	C.V
45×55	1805.93	25	0.29	C.V

Tableau IV.13. Vérification des forces normale réduit

D'après les résultats obtenus dans le tableau on voit bien que l'effort normal réduit est vérifié pour tous les niveaux.



### IV.9. Conclusion

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le RPA99/2003, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

Les dimensions définitives des éléments structuraux sont montrées dans le tableau suivant :

- Epaisseur des voiles : **e = 20cm.**
- Poutres Principales (**30×55**)  $cm^2$  ; Poutres Secondaires (**30×45**)  $cm^2$  ,

Et pour les poteaux :

Etages	Sous-sol	RDC	Les étages
Section (b×h) $cm^2$	60× 70	50× 60	45× 55

Tableau IV.14. Les dimensions des poteaux.

# Chapitre V

Etude des éléments  
structuraux

## V.1. Introduction

Au niveau de ce chapitre nous allons présenter le dimensionnement des éléments structuraux de la variante retenue.

Les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la structure retenue par le biais du logiciel **ROBOT 2015**.

- Les poutres seront dimensionnées en flexion simple.
- Les poteaux seront dimensionnés en flexion composée.
- Les voiles

Notre structure étant couverte et non soumise à un milieu agressif à l'acier, le calcul se fera dans un cas de fissuration jugée peu préjudiciable.

De ce fait, le dimensionnement sera réalisé à l'E.L.U.R et/ou l'E.L.U de stabilité de forme dans le cas de flexion composée avec effort normal de compression, et les contraintes seront vérifiées à l'E.L.S vis-à-vis de la durabilité.

## V.2. Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) à l'ELU. En précédant à des vérifications à l'ELS,

### ❖ **Combinaisons de calcul :**

Les poteaux sont soumis aux efforts suivants :

- Effort normal.
- Effort tranchant.
- Moment fléchissant.

Ils seront donc calculés en flexion composée avec un cas de fissuration jugé peu nuisible. Aussi, nous pouvons avoir l'un des trois cas suivants :

- Section entièrement comprimée **SEC**.
- Section entièrement tendue **SET**.
- Section partiellement comprimée **SPC**.

les combinaisons considérées pour les calculs sont :

Selon BAEL : ELU :  $1.35G + 1.5Q$

Selon RPA 99 (situation accidentelle) :  $Acc : G + Q \pm E$  et  $Acc : 0.8G \pm E$

La section d'acier sera calculée pour les différentes combinaisons des efforts internes à

$$\text{savoir : } \begin{cases} N_{max} \rightarrow M_{correspondant} \rightarrow A_1 \\ M_{max} \rightarrow N_{correspondant} \rightarrow A_2 \\ N_{min} \rightarrow M_{correspondant} \rightarrow A_3 \end{cases} \rightarrow A = \max(A_1, A_2, A_3)$$

### V.2.1. Recommandations

#### ➤ Armatures longitudinales

D'après le RPA99/version 2003 (Article 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité par

- $A_{min} = 0.8\%$  de la section de béton
- $A_{max} = 0.4\%$  de la section de béton (en zone courante).
- $A_{max} = 0.6\%$  de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{min} = 12\text{mm}$  (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40\Phi$ .
- La distance ou l'espacement ( $St$ ) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales

(zones critiques).

La zone nodale est définie par l'et h'

$$l'=2h$$

$$h'=\max(he/6, b1, h1, 60\text{cm})$$

h : Hauteur de la poutre.

b1 et h1 : La section du poteau considéré

he : Hauteur d'étage

#### ➤ Armatures transversales

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

- $V_u$  : effort tranchant de calcul.
- $h_t$  : hauteur totale de la section brute.
- $f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

$\rho_a$ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec:  $\lambda_g$  élancement géométrique.

- $A_t$  : armatures transversales.
- $St$  : espacement des armatures transversales.

Avec :  $\emptyset$  est le diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

$$\emptyset l_{min} = \begin{cases} 0,3\% (b1 \times t) \text{ ou } 0,3\% (h1 \times t) \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% (b1 \times t) \text{ ou } 0,8\% (h1 \times t) \text{ si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10 \emptyset t$  minimums.

La quantité des armatures transversales minimale : Si  $3 < \lambda_g < 5$  donc :  $A_t / t b_1 \geq 0.5\%$

## V.2.2. Calcul du ferrailage des poteaux

### ❖ Ferrailage longitudinal

#### Poteaux 60×70

Les sollicitations sur le poteau :

Poteaux 60×70	N(KN)	$M_Y$ (KN.m)	$M_z$ (KN.m)
ELU	3162,80	1,41	0,22
ACC	680,21	74,39	34,42
ACC	672,64	48,02	-98,48
ACC	-446,40	-51,95	-25.01

Tableau V.1: Les sollicitations sur le poteau 60×70

La section des armatures calculer :

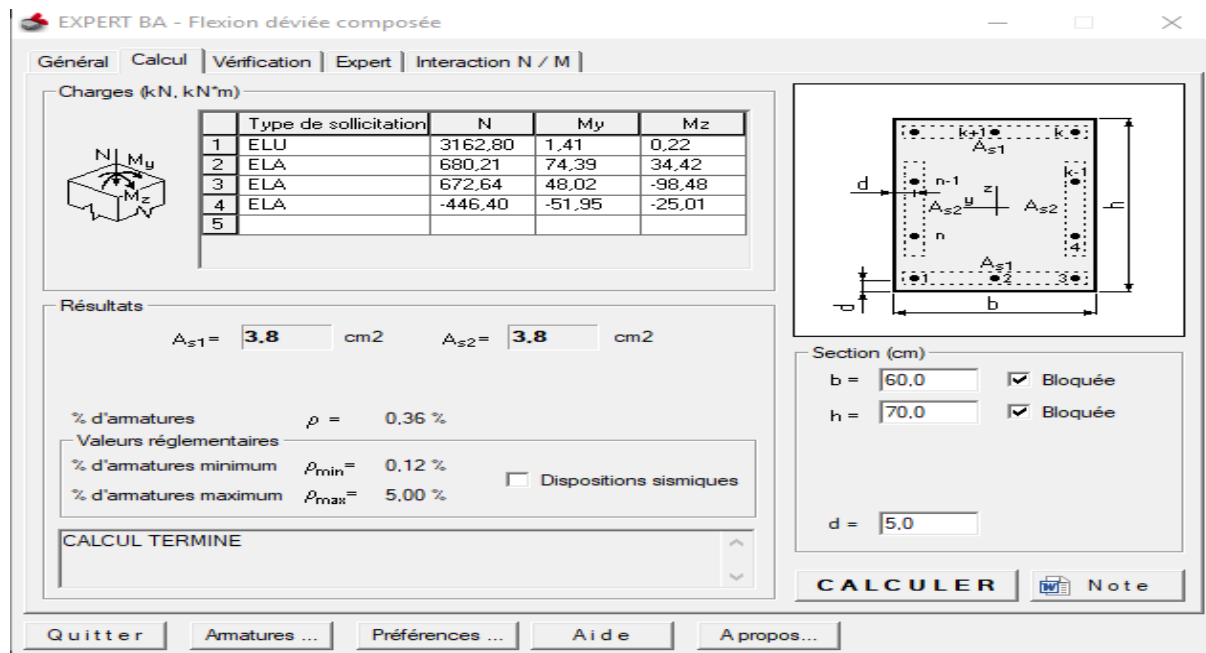


Figure V.1 : As cal de poteaux 60× 70

Donc As calculer :  $A_{s \text{ cal}} = (3.8 + 3.8) * 2 = 15.20 \text{ cm}^2$

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2) :

-  $A_{min} = 0.8\%$  de la section de béton =  $33.6 \text{ cm}^2$

-  $A_{max} = 0.4\%$  de la section de béton =  $16.80 \text{ cm}^2$  (en zone courante).

-  $A_{max} = 0.6\%$  de la section de béton =  $25.2 \text{ cm}^2$  (en zone de recouvrement).

La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser :

- 25cm en zone II

-  $\Phi_{min} = 12 \text{ mm}$

$A_{u_{min}} = 0.8\% * B = 33.6 \text{ cm}^2$

on pronder :  $A_s = 12 \text{ HA}20 = 37.70 \text{ cm}^2$

### ❖ Ferrailage transversale

Selon le BAEL 91 révisée 99 :

$\phi t < \min (h/35 ; b/10 ; \phi 1) = \min (2 ; 6 ; 2) \Rightarrow \phi t < 2 \text{ cm}$  on adopter  $\phi t = 8 \text{ mm}$

Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2) :

En zone nodale :  $t \leq \min (10 \varnothing l_{min} , 15 \text{ cm}) \Rightarrow t \leq \min (10 \times 2 , 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$

En zone courante :  $t \leq 15 \varnothing l_{min} \Rightarrow t \leq 15 \times 2 = 30 \text{ cm}$

On adopte un espacement pour ce poteau de :

**t = 10 cm** dans la zone nodale.

**t = 20 cm** dans la zone courante.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10 \varnothing t_{min}$  minimums.

$10 \varnothing t = 10 \times 2 = 20 \text{ cm}$  ; alors on adopte longueur de 16 cm.

Longueur de recouvrement :  $l_r \geq 40 \times \varnothing$  :

Pour  $\varnothing = 20 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm} \Rightarrow$  On adopte :  $l_r = 80 \text{ cm}$ .

### Poteaux 50× 60

Les sollicitations sur le poteau :

Poteaux 50× 60	N(KN)	$M_y$ (KN.m)	$M_z$ (KN.m)
ELU	2246,81	8,25	0,96
ACC	-456,38	-88,53	-62,37
ACC	141,62	-43,79	126,90
ACC	-532,63	62,90	71,40

**Tableau V.2:** Les sollicitations sur le poteau 50× 60

La section des armatures calculer :

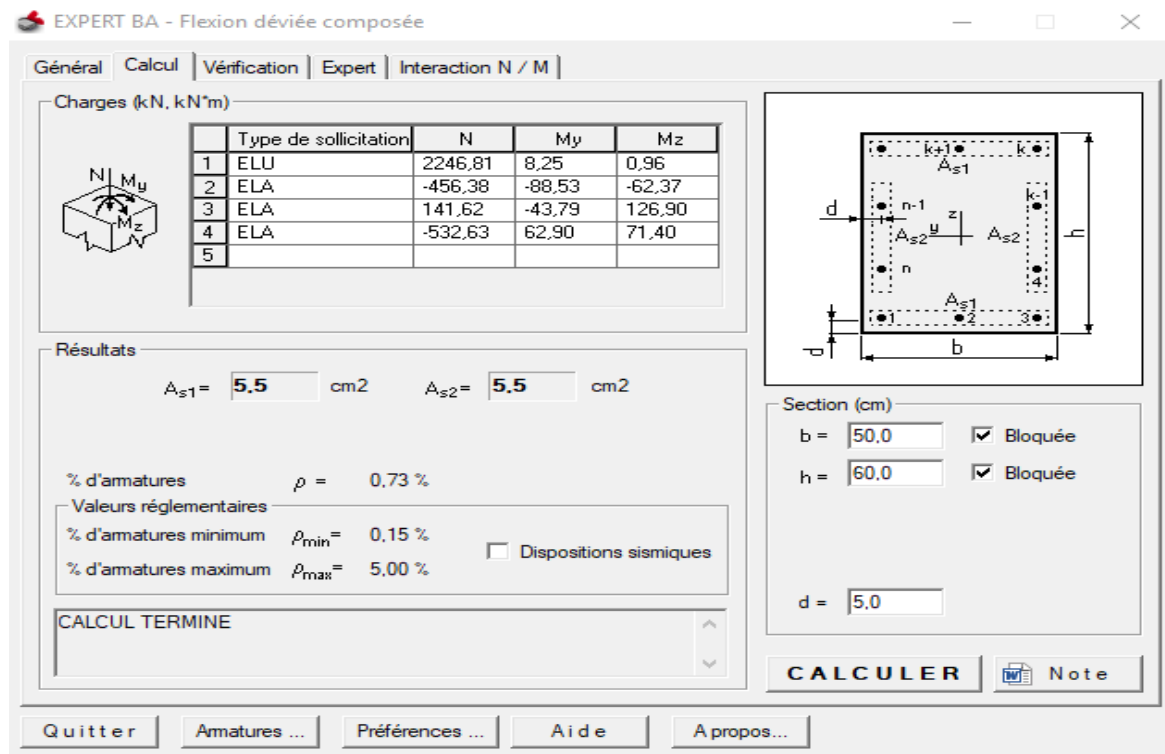


Figure V.2 : As cal de poteaux 50× 60

Donc  $A_s$  calculer :  $A_s \text{ cal} = (5.5 + 5.5) * 2 = 22 \text{ cm}^2$

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2) :

-  $A_{min} = 0.8\%$  de la section de béton =  $24 \text{ cm}^2$

-  $A_{max} = 0.4\%$  de la section de béton =  $12 \text{ cm}^2$  (en zone courante).

-  $A_{max} = 0.6\%$  de la section de béton =  $18 \text{ cm}^2$  (en zone de recouvrement).

La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser :

- 25cm en zone II

-  $\Phi_{min} = 12 \text{ mm}$

$A_{u_{min}} = 0.8\% * B = 24 \text{ cm}^2$

on pronder : **12HA16** =  $24.13 \text{ cm}^2$

### ❖ Ferrailage transversale

Selon le BAEL 91 révisée 99 :

$\Phi t < \min (h/35 ; b/10 ; \Phi 1) = \min ( 1.71 ; 5 ; 1.6 ) \Rightarrow \Phi t < 1.6 \text{ cm}$  on adopter  $\Phi t = 8 \text{ mm}$



Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2) :

En zone nodale :  $t \leq \min (10 \varnothing l_{min} , 15 \text{ cm}) \Rightarrow t \leq \min (10 \times 1.6 , 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$

En zone courante :  $t \leq 15 \varnothing l_{min} \Rightarrow t \leq 15 \times 1.6 = 26 \text{ cm}$

On adopte un espacement pour ce poteau de :

**t = 10 cm** dans la zone nodale.

**t = 20 cm** dans la zone courant.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10 \varnothing t_{min}$  minimums.

$10\varnothing t = 10 \times 1.6 = 16 \text{ cm}$  ; alors on adopte longueur de 16 cm.

Longueur de recouvrement :  $lr \geq 40 \times \varnothing$  :

Pour  $\varnothing = 16 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$  On adopte :  $lr = 65 \text{ cm}$ .

### Poteaux 45× 55

Les sollicitations sur le poteau :

Poteaux 45× 55	N(KN)	$M_y$ (KN.m)	$M_z$ (KN.m)
ELU	1805,93	12,26	0,86
ACC	460,93	106,54	30,07
ACC	85,06	-7,38	127,81
ACC	-331,50	44,58	44,73

**Tableau V.3:** Les sollicitations sur le poteau 45× 55

La section des armatures calculer :

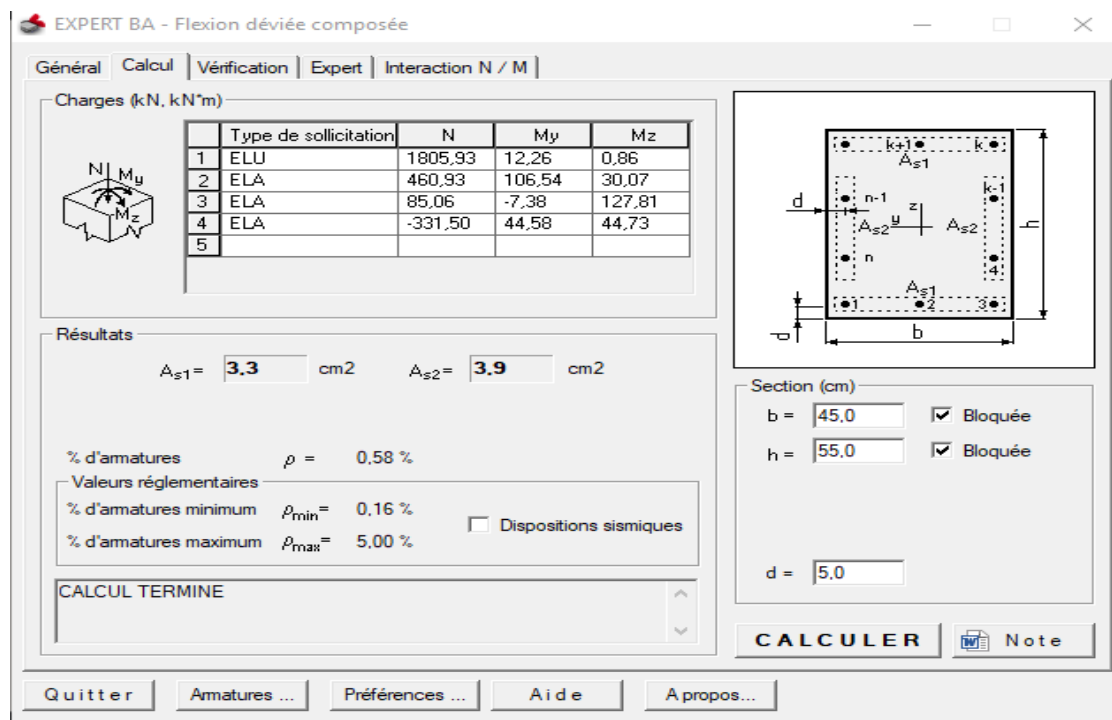


Figure V.3 : As cal de poteaux 45× 55

Donc As calculer :  $A_{s \text{ cal}} = (3.3 + 3.9) * 2 = 14.4 \text{ cm}^2$

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2) :

- $A_{min} = 0.8\%$  de la section de béton =  $19.80 \text{ cm}^2$
- $A_{max} = 0.4\%$  de la section de béton =  $9.90 \text{ cm}^2$  (en zone courante).
- $A_{max} = 0.6\%$  de la section de béton =  $14.85 \text{ cm}^2$  (en zone de recouvrement).

La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser :

- 25cm en zone II

-  $\Phi_{min} = 12 \text{ mm}$

$A_{u_{min}} = 0.8\% * B = 19.80 \text{ cm}^2$

on pronder :  $6\text{HA}16 + 4\text{HA}16 = 20.1 \text{ cm}^2$

### Ferrailage transversale

Selon le BAEL 91 révisée 99 :

$\Phi_t < \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_1) = \min ( 1.43 ; 4.5 ; 1.6 ) \Rightarrow \Phi_t < 1.43 \text{ cm}$  on adopter  $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2) :

En zone nodale :  $t \leq \min (10 \varnothing l_{min} , 15 \text{ cm}) \Rightarrow t \leq \min (10 \times 1.6 , 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$

En zone courante :  $t \leq 15 \varnothing l_{min} \Rightarrow t \leq 15 \times 1.6 = 26 \text{ cm}$

On adopte un espacement pour ce poteau de :

**t = 10 cm** dans la zone nodale.

**t = 20 cm** dans la zone courant.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10 \varnothing t_{min}$  minimums.

$10 \varnothing t = 10 \times 1.6 = 16 \text{ cm}$  ; alors on adopte longueur de 16 cm.

Longueur de recouvrement :  $lr \geq 40 \times \varnothing$  :

Pour  $\varnothing = 16 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$  On adopte :  $lr = 65 \text{ cm}$ .

Les résultats sont réduits dans le tableau suivant :

Etage	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	A <sub>calculé</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage		Ferrailage		
				longitudinal	transversal	Section (cm <sup>2</sup> )	choix	t(cm)
Sous sol 1	60× 70	33.6	15.20	37.70	12HA20	10	20	Ø10
Sous sol 2	60× 70	33.6	15.20	37.70	12HA20	10	20	Ø10
RDC	50× 60	24	22.00	24.13	12HA16	10	20	Ø10
1	45× 55	19.8	14.40	20.1	6HA16+4HA16	10	20	Ø10
2	45× 55	19.8	14.40	20.1	6HA16+4HA16	10	20	Ø10
3	45× 55	19.8	14.40	20.1	6HA16+4HA16	10	20	Ø10
4	45× 55	19.8	14.40	20.1	6HA16+4HA16	10	20	Ø10
5	45× 55	19.8	14.40	20.1	6HA16+4HA16	10	20	Ø10

**Tableau V .4** : Ferrailage des poteaux dans les différents niveaux de la Tour

V.2.3. Vérifications nécessaires

❖ Vérification au flambement

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, le CBA93 (Art B.8.2.1) nous exige de les justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme

$$B_r = (b - 2) \times (h - 2) \geq B_{r.calcl} = \frac{N_u}{\beta} \times \frac{1}{\frac{F_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{0.01 \times F_e}{\gamma_s}}$$

section rectangulaire  $\lambda = \frac{\sqrt{12}}{a} \times l_f$ ;  $l_f = 0,7 \times L_0$ ;  $\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2$

Section	Nu (KN)	lf (m)	λ	β	Br ≥ Br <sub>calc</sub>		Observation
					Br	Br <sub>calc</sub>	
60×70	3162.80	2	11.55	1.02	0.39	0.14	C.V
50×60	2246.81	2.47	17.11	1.05	0.28	0.1	C.V
45×55	1805.93	1.88	14.47	1.03	0.23	0.08	C.V

Tableau V.5. Vérification au flambement des différents poteaux.

❖ Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}=0.6 \times 25=15\text{MPa}$$

$\sigma_{bc}$ : d'après logiciel ROBOT 2015

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Sections (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Observation
60×70	7,56	15	C.V
50×60	7,89	15	C.V
45×55	8,31	15	C.V

Tableau V.6. Vérification des contraintes normal

❖ Vérification des contraintes de cisaillement

D'après le RPA99/2003 (Art 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \rho_d \times F_{t28} \text{ Avec : } \rho_d = 0.04 \text{ si } \lambda g < 5$$

$\tau_u$  : d'après logiciel ROBOT 2015

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Sections ( $cm^2$ )	$\lambda g$	$\rho_d$	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
70×70	2.86	0.04	0,24	1	C.V
65×65	4.12	0.04	0,34	1	C.V
60×60	3.42	0.04	0,42	1	C.V

Tableau V.7. Vérification des contraintes de cisaillement

### V.2.4. Schémas de ferrailage

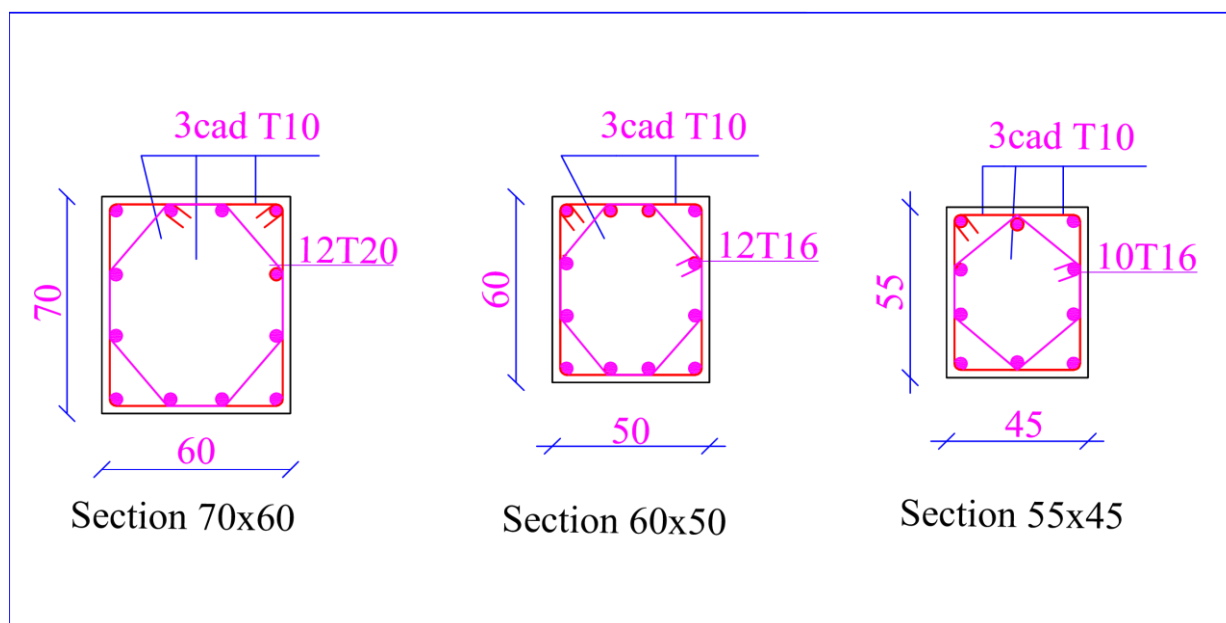


Figure V.4 : Coupe de ferrailage des poteaux

### V.3. Ferrailage des poutres

Les poutres sont soumises aux efforts suivants :

- ✚ Moment fléchissant.
- ✚ Effort tranchant.
- ✚ Effort normal.

Et vu que l'influence de l'effort normal sur les poutres est souvent insignifiante devant celle du moment fléchissant ou de l'effort tranchant, l'effort normal est négligé ; Donc le ferrailage se fera en **flexion simple** (cas le plus défavorable).

Le ferrailage se fera à l'ELUR, car la fissuration est jugée peu nuisible. Et la vérification à ELS.

Les poutres sont calculées sous les deux situations suivantes :

- ✚ Situation durable selon **CBA (1.35G+1.5Q)** : pour déterminer le momentMax en travée.
- ✚ Situation accidentelle selon le **RPA99V2003 (G+Q<sub>±</sub>E ; 0.8G<sub>±</sub>E)** : Pour déterminer respectivement le moment maximum négatif et positif, sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis.

### V.3.1. Recommandations

#### ❖ Armatures longitudinales

- Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0,5% en toute section.

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de:

- ✓ 4% en zone courante.
- ✓ 6% en zone de recouvrement.

-La longueur minimale de recouvrement est de  $40\emptyset$  en zone IIa .

-L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

#### ❖ Armatures transversales

- La quantité minimale des armatures transversales est de:

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de:

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\emptyset\right) \text{ En zone nodale}$$

$$S_t < \frac{h}{2} \text{ En dehors de la zone nodale}$$

Avec:

$\emptyset$ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales.

- Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.3.2. L'étude des Poutres principales :

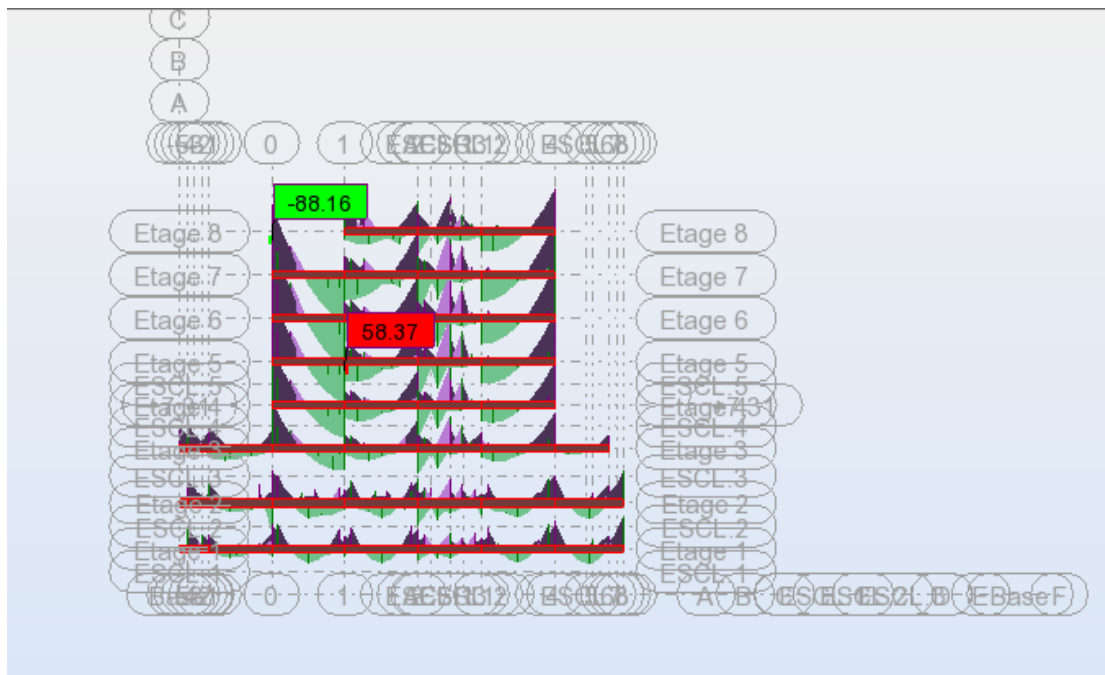


Figure V-5 : moments max a ELU des poutres principales

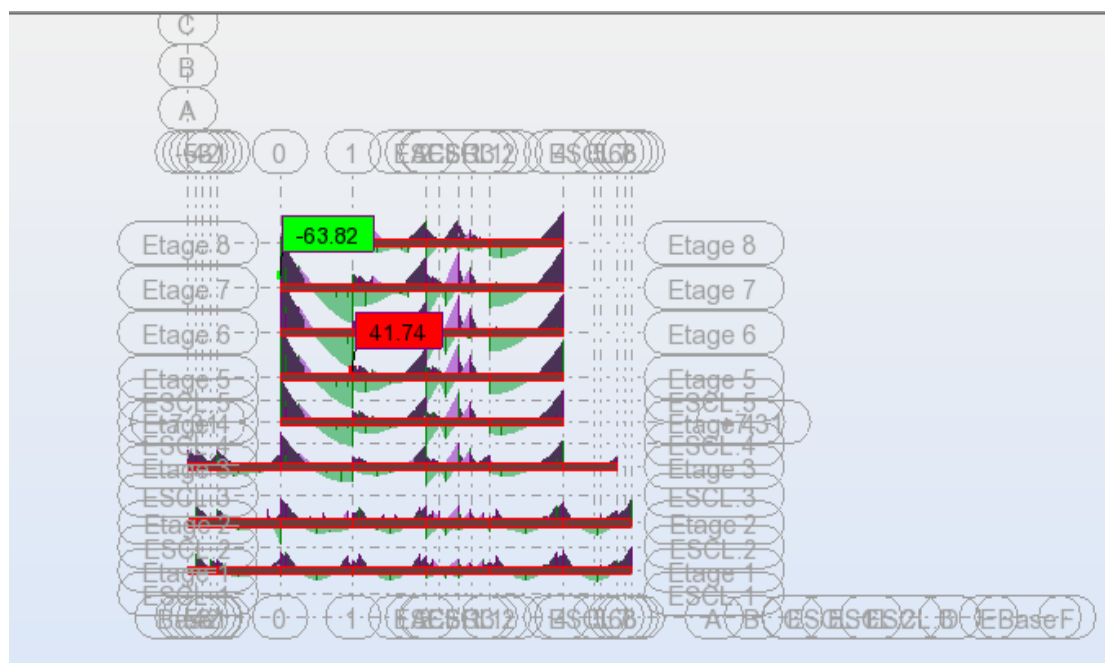


Figure V-6 : moments max a ELS des poutres principales

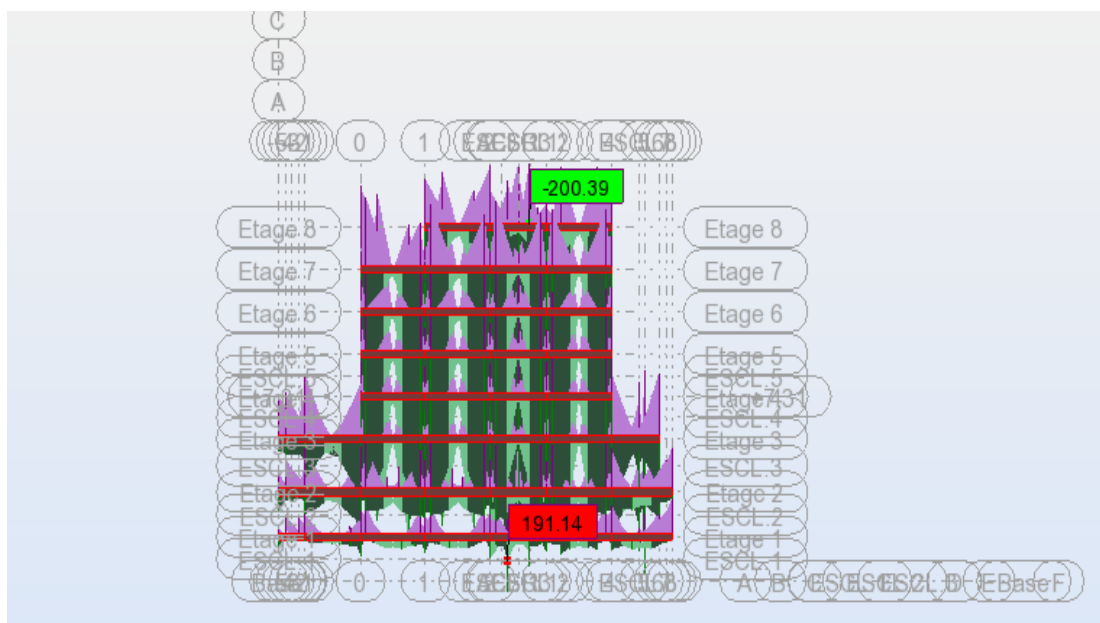


Figure V-7: moments max a ACC des poutres principales

Section (cm <sup>2</sup> )	ELU		ELS		ACC	
	$M_u max$	$M_u min$	$M_{ser max}$	$M_{ser min}$	$M_a max$	$M_a min$
	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)
30×55	58.37	-88.16	41.74	-63.82	191.14	-200.39

Tableau V.8 : les moments max dans les poutre principales

❖ Calcul ferrailage longitudinal

Le calcul du ferrailage est en flexion simple

$h=0.55m$  ,  $b=0.30m$  ,  $d=0.9h=0.50m$  ,  $F_{c28}=25MPa$  ,  $F_{t28}=2.1MPa$



- Ferrailage en travées
- Calcul par robot expert

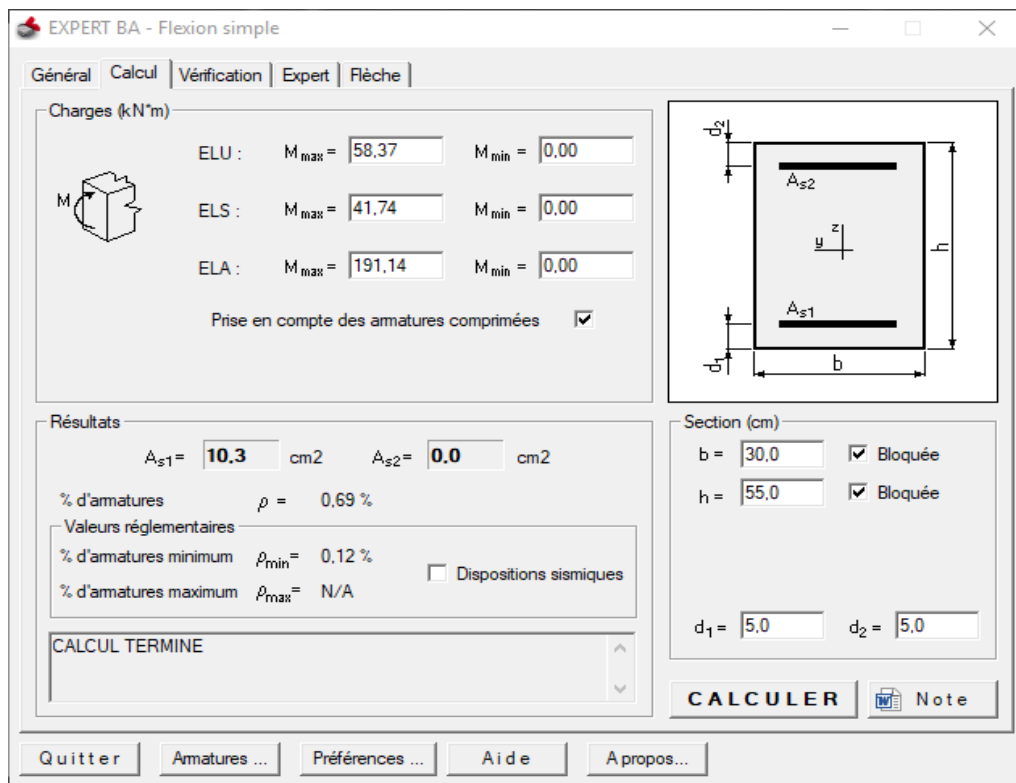


Figure V.8 : As travée cal des poutres principales

$$A_{s\text{ cal}} = 10.3\text{cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 30 \times 50 \times \frac{2.1}{400} = 1.95\text{ cm}^2 < A_{s\text{ cal}} = 10.3\text{cm}^2 \text{ (cv)}$$

- Le pourcentage minimal d'armatures :

$$A_{\text{cba min}} = 0.001 \times b \times h = 1.65\text{cm}^2$$

$$A_{\text{Rpa min}} > 0.5\% \times b \times h = 8.25\text{cm}^2$$

$$A = \max ( A_{\text{cal}} ; A_{\text{cba}} ; A_{\text{rpa}} ) \Rightarrow A = 10.3\text{cm}^2$$

$$\text{On adopté : } 3\text{HA16} + 3\text{HA14} = 10.65\text{cm}^2$$

- Ferrailage en appuis :
- Calcul par robot expert

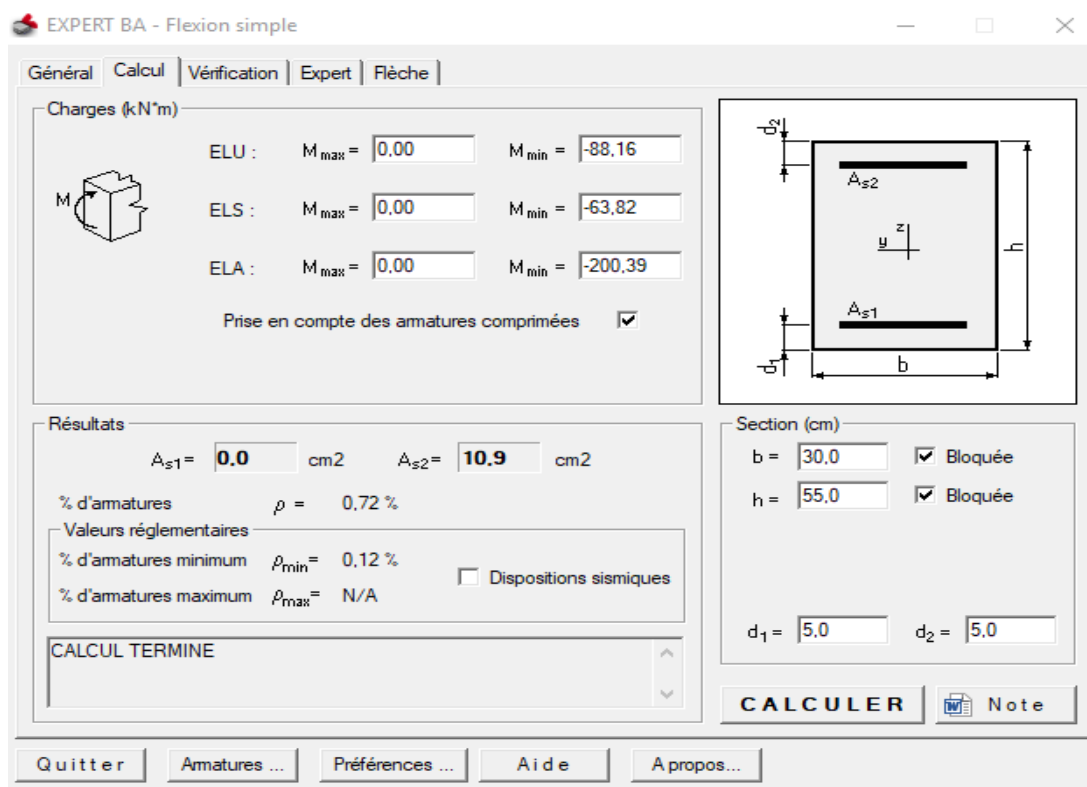


Figure V.9 : As appuis cal de poutres principales

$$A_{s\text{ cal}} = 10.90\text{cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 30 \times 50 \times \frac{2.1}{400} = 1.95\text{ cm}^2 < A_{s\text{ cal}} = 10.3\text{cm}^2 \text{ (cv)}$$

- **Le pourcentage minimal d'armatures :**

$$A_{\text{cba min}} = 0.001 \times b \times h = 1.65\text{cm}^2$$

$$A_{\text{Rpa min}} > 0.5\% \times b \times h = 8.25\text{cm}^2$$

$$A = \max ( A_{\text{cal}} ; A_{\text{cba}} ; A_{\text{rpa}} ) \Rightarrow A = 10.90\text{cm}^2$$

$$\text{On adopté : } \mathbf{6HA14+3HA16=15.27\text{cm}^2}$$

- ❖ **Les longueurs de recouvrement**

$l_r > 40 \times \emptyset$  en zone de recouvrement

$\emptyset$  : diamètre max des barres longitudinales dans les poutres

Pour  $\emptyset = 14\text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.4 = 56\text{cm} \Rightarrow$  On adopte :  $l_r = 60\text{ cm}$ .

Pour  $\emptyset = 16\text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.6 = 64\text{cm} \Rightarrow$  On adopte :  $l_r = 65\text{ cm}$ .

❖ Les armatures transversales

$$\phi \leq \min(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}) \Rightarrow \phi \leq \min(1.6; \frac{55}{35}; \frac{30}{10}) = 1.57\text{cm}$$

Donc on prend  $\Phi = 8\text{mm}$

• Calcul des espacements des armatures transversales : Zone nodale

$$S_t \leq \min(12\phi_l; \frac{h}{4}; 30) = 10\text{cm}, \text{ soit } S_t = 10\text{cm}$$

• Zone courant

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 27.5\text{cm}; \text{ soit } S_t = 20\text{cm}$$

❖ Les vérifications

• Vérification de l'effort tranchant :

Vérification d'une poutre à l'effort tranchant								
Données								
Vu (KN)	b (cm)	h (cm)	a (cm)	c (cm)	fc28 (Mpa)	Fissuration	As (inférieure) (cm <sup>2</sup> )	fe (Mpa)
103.64	30	55	40	2.5	25	Fissuration peu nuisible	10.65	400
Vérification de la contrainte tangente limite ultime (BAEL91: A.5.1.21)								
OK								
Vérification de la contrainte de compression (bielle) (BAEL91: A.5.1.313)								
OK								
Vérification des armatures inférieures d'appuis (BAEL91 :A.5.1.31)								
OK								
Vérification de la contrainte moyenne de compression (BAEL91: A.5.1.322)								
OK								

*Vu* : Effort tranchant maximal à l'ELU  
*b* : largeur de la poutre  
*h* : hauteur de la poutre  
*a* : largeur du poteau  
*c* : enrobage  
*Fc28* : Résistance à la compression à 28 jours  
*As (Inférieure)* : Armature inférieure en appuis  
*Fe* : Limite d'élasticité de l'acier

Figure V.10 : Vérification de l'effort tranchant de la poutre principales.

• Vérification des contraintes :

<b>Vérification de la contrainte tangente limite ultime</b>			
$\tau_u$ (Mpa)	$\tau_u$ adm(Mpa)	Vérification	
0,698	3,333	OK	
<b>Vérification de la contrainte de compression (bielle)</b>			
$V_u$ (N)	$0,267 \cdot b \cdot a \cdot f_{c28}$ (N)	Vérification	
103640,000	710887,500	OK	
<b>Vérification des armatures inférieures d'appuis</b>			
$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$V_u / (f_e / \gamma_s)$ [cm <sup>2</sup> ]	Vérification	
10,650	2,980	OK	
<b>Vérification de la contrainte moyenne de compression</b>			
$R_u$ (N)	$\sigma_{mb}$ (MPa)	$1,3 F_{c28} / \gamma_b$	Vérification
207280,000	1,946	21,667	OK

Figure V.11: vérification des contraintes des poutres 55\*30 Donc les vérifications des contraintes est vérifier

V.3.3. L'étude des Poutres secondaires :

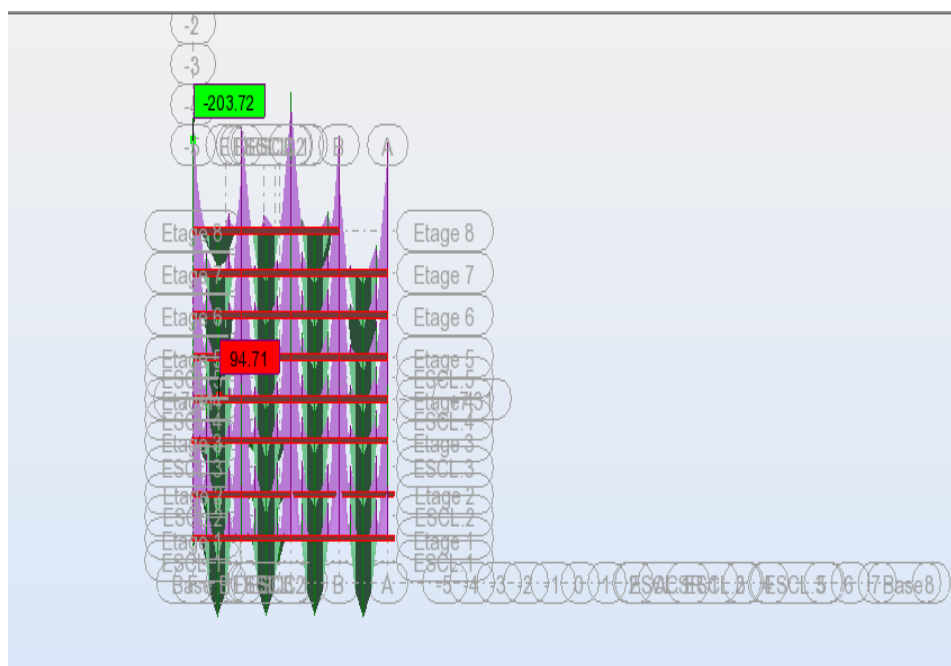


Figure V-12 : moments max a ELU des poutres secondaires.

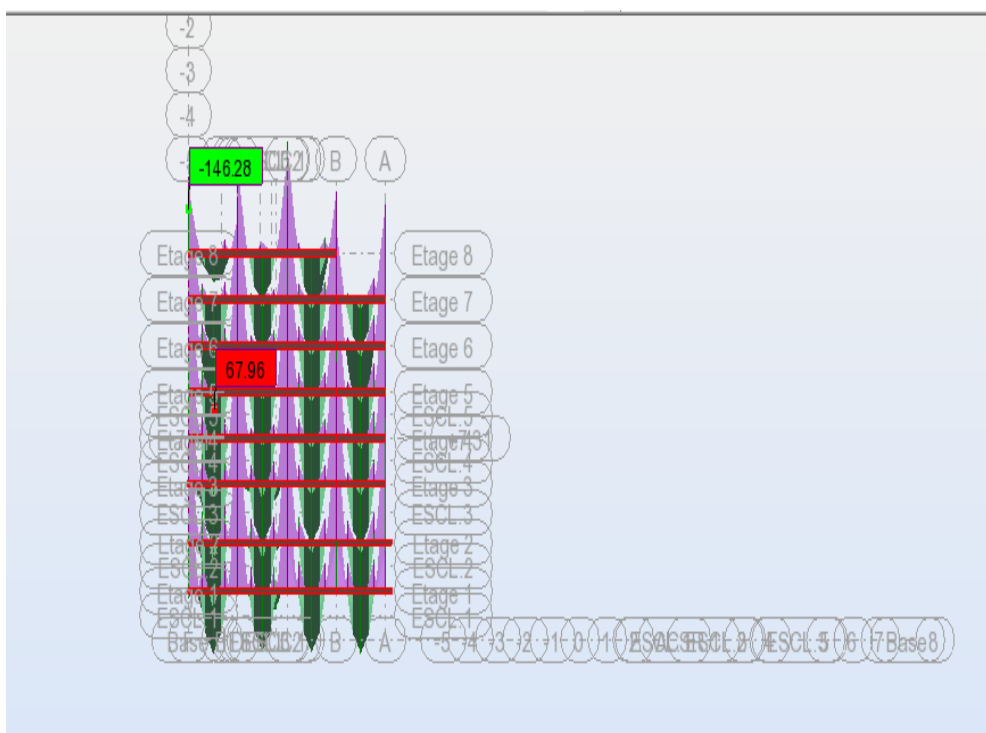


Figure V-13 : moments max a ELS des poutres secondaires.

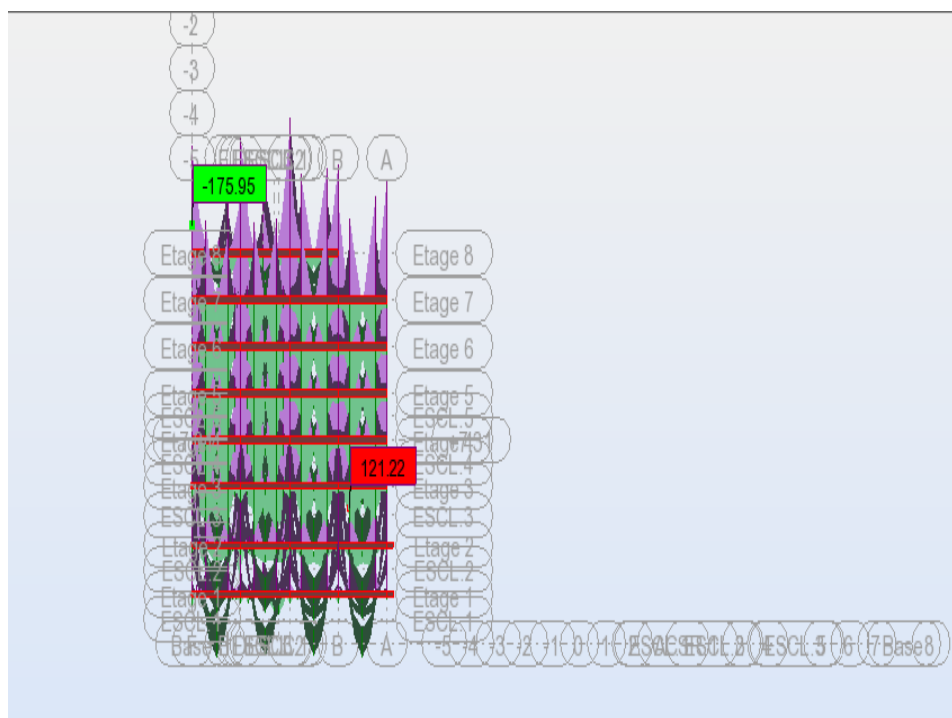


Figure V-14: moments max a ACC des poutres secondaires.

Section ( $cm^2$ )	ELU		ELS		ACC	
	$M_u max$	$M_u min$	$M_{ser max}$	$M_{ser min}$	$M_a max$	$M_a min$
	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)
30×45	94.71	-203.72	67.96	-146.28	121.22	-175.95

Tableau V.9 : les moments max dans les poutres secondaires

❖ Calcul ferrailage longitudinal

Le calcul du ferrailage est en flexion simple

$h=0.45m$  ,  $b=0.30m$  ,  $d=0.9h=0.4m$  ,  $F_{c28}=25MPa$  ,  $F_{t28}=2.1MPa$

- Ferrailage en traves
- Calcul par robot expert

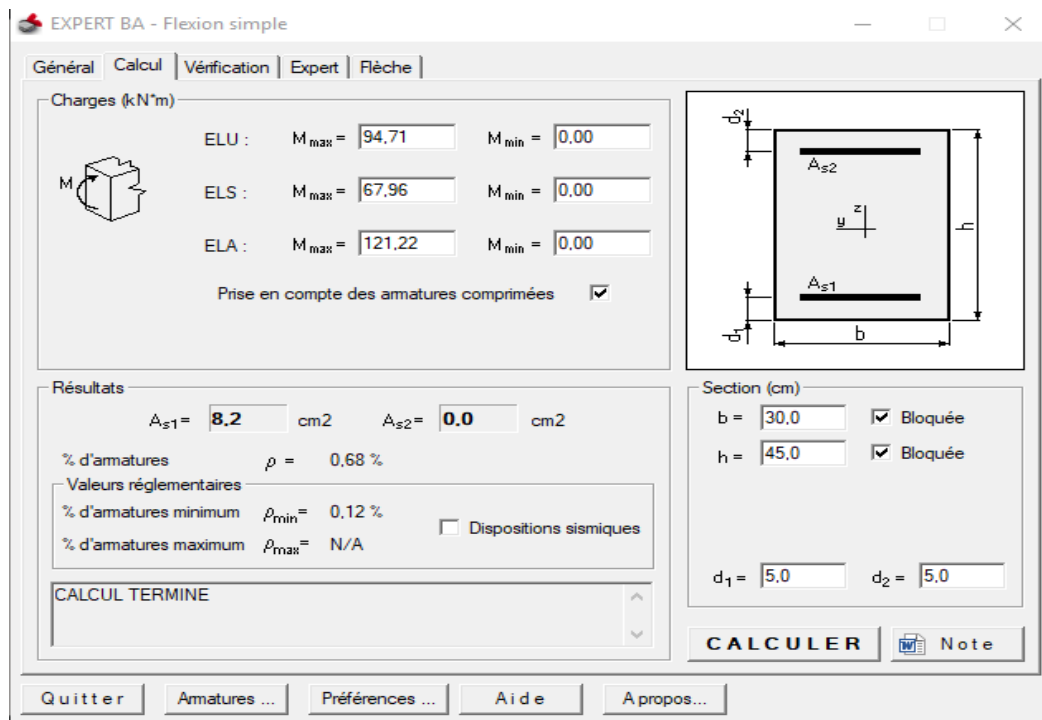


Figure V.15 : As travée cal des poutres secondaires

$$A_{s\text{ cal}} = 8.20\text{cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 30 \times 40 \times \frac{2.1}{400} = 1.45\text{ cm}^2 < A_{s\text{ cal}} = 8.20\text{cm}^2 \text{ (cv)}$$

- **Le pourcentage minimal d'armatures :**

$$A_{\text{cba min}} = 0.001 \times b \times h = 1.35\text{cm}^2$$

$$A_{\text{Rpa min}} > 0.5\% \times b \times h = 6.75\text{cm}^2$$

$$A = \max ( A_{\text{cal}} ; A_{\text{cba}} ; A_{\text{rpa}} ) \Rightarrow A = 8.20\text{cm}^2$$

On adopté : **6HA14=9.24cm<sup>2</sup>**

- Ferrailage en appuis :
- Calcul par robot expert

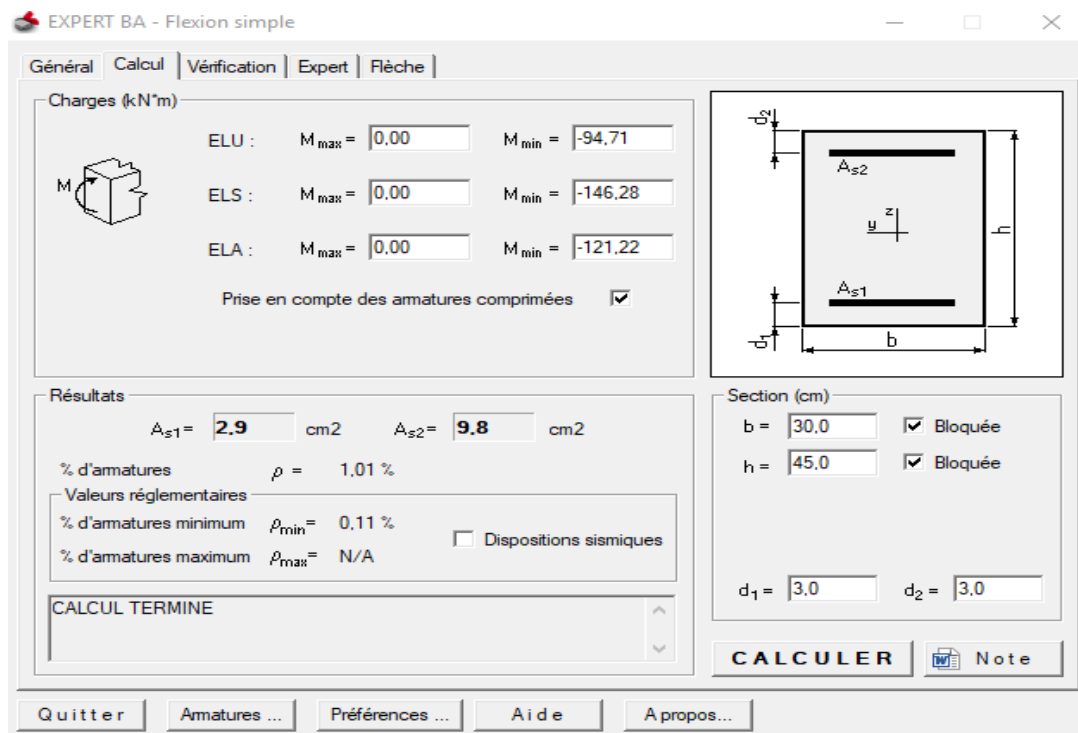


Figure V. 16 : As appuis cal des poutres secondaires

$$A_{s1\text{ cal}} = 2.90\text{cm}^2 \quad A_{s2\text{ cal}} = 9.80\text{cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 30 \times 40 \times \frac{2.1}{400} = 1.45\text{ cm}^2 < A_{s\text{ cal}} = 12.70\text{cm}^2 \text{ (cv)}$$

- Le pourcentage minimal d'armatures :

$$A_{\text{cba min}} = 0.001 \times b \times h = 1.35\text{cm}^2$$

$$A_{\text{Rpa min}} > 0.5\% \times b \times h = 6.75\text{cm}^2$$

$$A = \max ( A_{\text{cal}} ; A_{\text{cba}} ; A_{\text{rpa}} ) \Rightarrow A = 12.70\text{cm}^2$$

$$\text{On adopté : } \mathbf{9HA14} = 13.85\text{cm}^2$$

- ❖ Les longueurs de recouvrement

$$l_r > 40 \times \emptyset \text{ en zone de recouvrement}$$

$\emptyset$  : diamètre max des barres longitudinales dans les poutres

$$\text{Pour } \emptyset = 14 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.4 = 56\text{cm} \Rightarrow \text{On adopte : } l_r = 60 \text{ cm.}$$

- ❖ Les armatures transversales

$$\emptyset \leq \min(\emptyset_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}) \Rightarrow \emptyset \leq \min(1.4; \frac{45}{35}; \frac{30}{10}) = 1.4\text{cm}$$

Donc en prend  $\Phi = 8\text{mm}$

- Calcul des espacements des armatures transversales : Zone nodale

$$S_t \leq \min(12\phi_l; \frac{h}{4}; 30) = 10\text{cm}, \text{ soit } S_t = 10\text{cm}$$

• **Zone courant**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 22.5\text{cm}; \text{ soit } S_t = 20\text{cm}$$

❖ **Les vérification**

- Vérification de l'effort tranchant :

Vérification d'une poutre à l'effort tranchant								
Données								
Vu (KN)	b (cm)	h (cm)	a (cm)	c (cm)	fc28 (Mpa)	Fissuration	As (inférieure) (cm <sup>2</sup> )	fe (Mpa)
86,28	30	45	40	2,5	25	Fissuration peu nuisible	12,06	400
Vérification de la contrainte tangente limite ultime (BAEL91: A.5.1.21)								
OK								
Vérification de la contrainte de compression (bielle) (BAEL91: A.5.1.313)								
OK								
Vérification des armatures inférieures d'appuis (BAEL91 :A.5.1.31)								
OK								
Vérification de la contrainte moyenne de compression (BAEL91: A.5.1.322)								
OK								

*Vu* : Effort tranchant maximal à l'ELU  
*b* : largeur de la poutre  
*h* : hauteur de la poutre  
*a* : largeur du poteau  
*c* : enrobage  
*Fc28* : Résistance à la compression à 28jours  
*As (Inférieure)* : Armature inférieure en appuis  
*Fe* : Limite d'élasticité de l'acier

Figure V.17 : Vérification de l'effort tranchant de la poutre secondaires

Vérification de la contrainte tangente limite ultime			
$\tau_u$ (Mpa)	$\tau_u \text{ adm}$ (Mpa)	Vérification	
0,710	3,333	OK	
Vérification de la contrainte de compression (bielle)			
Vu (N)	0,267.b.a.fc28 (N)	Vérification	
86280,000	710887,500	OK	
Vérification des armatures inférieures d'appuis			
As (cm <sup>2</sup> )	Vu/(fe/γs) [cm <sup>2</sup> ]	Vérification	
12,060	2,481	OK	
Vérification de la contrainte moyenne de compression			
Ru (N)	$\sigma_{mb}$ (MPa)	1,3 Fc28 /γb	Vérification
172560,000	1,620	21,667	OK

Figure V.18: vérification des contraintes des poutres 45\*30 Donc les vérifications des contraintes est vérifier



V.3.4. Schémas de ferrailage des poutres

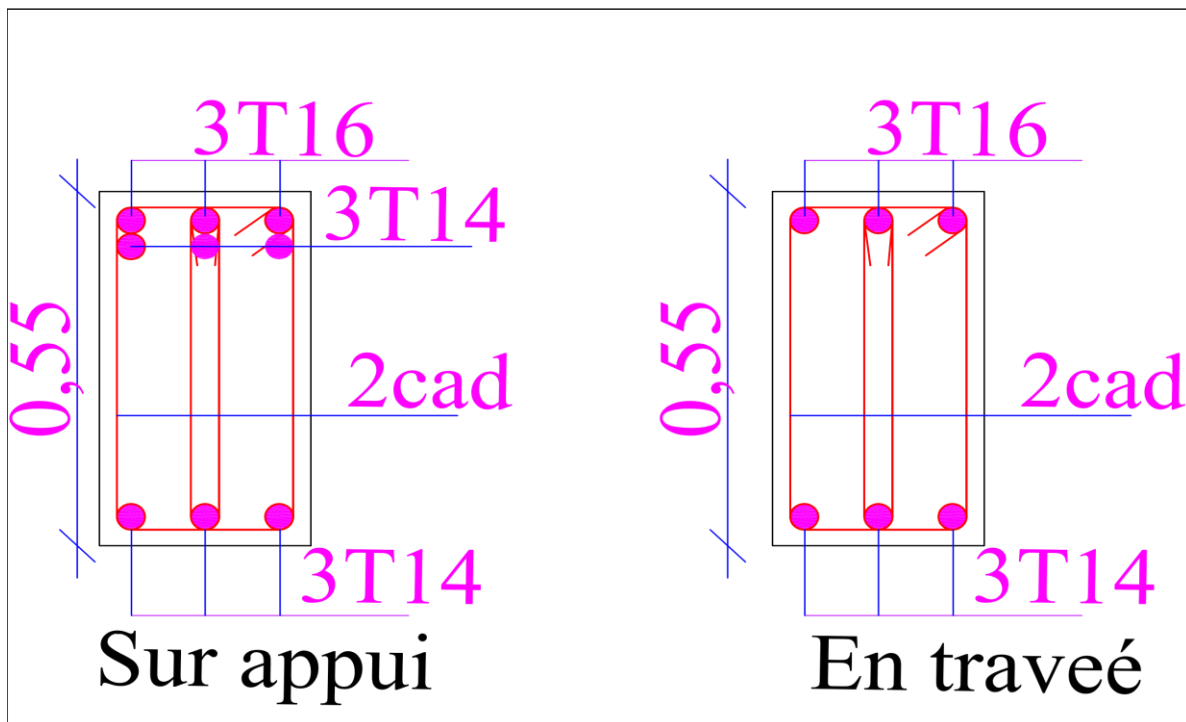


Figure V.19 : Coupe de ferrailage des poutres principales au niveau d'appuis et travée

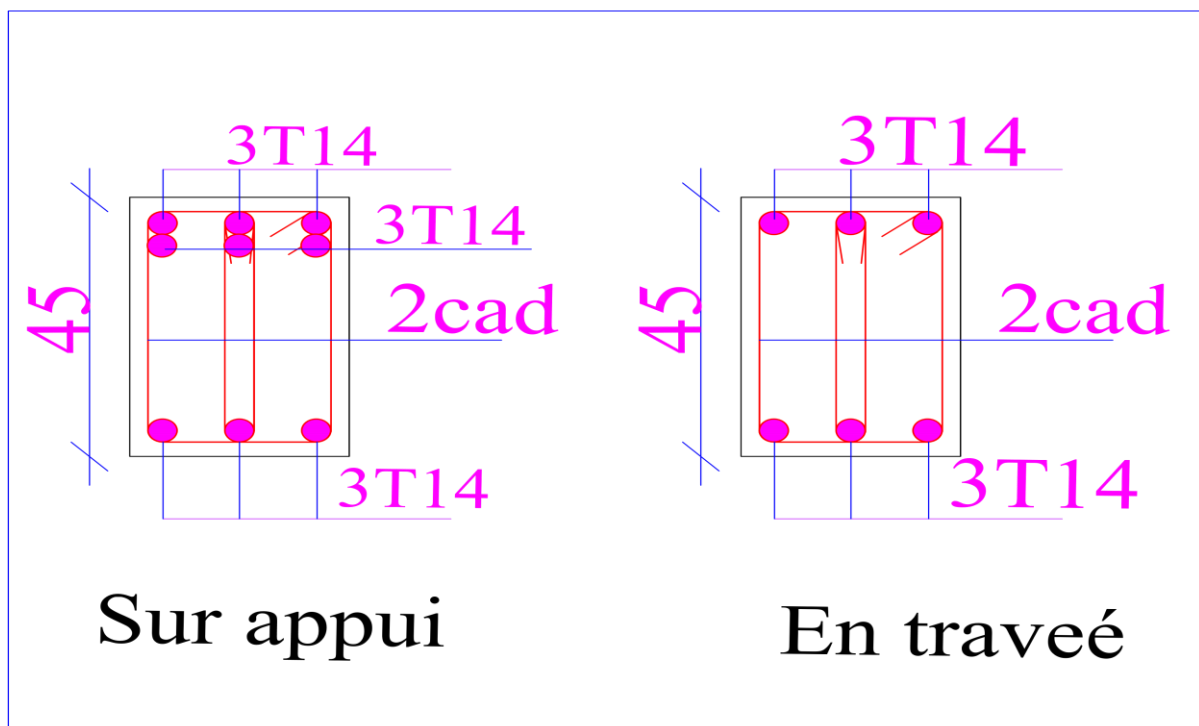


Figure V.20: Coupe de ferrailage des poutres secondaires au niveau d'appuis et travée.

## V.4. Ferrailage des voiles

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon les règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003. Sous l'action des forces horizontales (séisme, vent) ainsi que les forces dues aux charges Verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la Charge sismique.

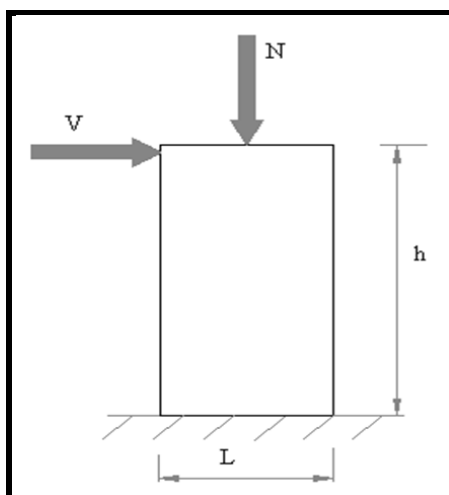


Figure V.21 : schéma statique de voile.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

Selon BAEL : ELU :  $1.35G + 1.5Q$

Selon RPA 99 (situation accidentelle) :  $Acc : G + Q \pm E$  et  $Acc : 0.8G \pm E$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

$$\begin{cases} N_{max} \rightarrow M_{correspondant} \rightarrow A_1 \\ M_{max} \rightarrow N_{correspondant} \rightarrow A_2 \\ N_{min} \rightarrow M_{correspondant} \rightarrow A_3 \end{cases} \rightarrow A = \max(A_1, A_2, A_3)$$

### V.4.1. Recommandation

#### ❖ Armatures verticales

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il puisse reprendre les contraintes induites par la flexion composée.

L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de section horizontale du béton tendu.

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur des voiles.

A chaque extrémité de voile, l'espacement des barres doit être réduit du dixième de la longueur de voile ( $L/10$ ), cet espacement doit être inférieur ou égal à 15 cm ( $s_t \leq 15\text{cm}$ ).

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

### ❖ Armatures Horizontal

Même que les aciers verticaux, les aciers horizontaux doivent respecter les prescriptions de RPA99.

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sous chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage au voisinage.

Elle doit être munie de crochets à ( $135^\circ$ ) ayant une longueur de  $10\Phi$ .

### ❖ Armatures Transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres /  $\text{m}^2$

### ❖ Règles communes [RPA ver 2003 ART.7.7.4.3]

-L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes.

$$\begin{aligned} S &\leq 1.5.e && \text{Article 7.7.4.3 RPA} \\ S &\leq 30\text{cm} \end{aligned}$$

e : épaisseur du voile

-Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins par quatre épingle au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

-Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zone d'about) ne devrait pas dépasser  $\frac{1}{10}$  de là l'épaisseur du voile.

-Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

**40Φ** pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles.

**20Φ** pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

➤ Le ferrailage se fera sur une bande verticale de largeur :  $d \leq \min\left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2l'}{3}\right)$

Avec :

$l'$  : étant la longueur de la zone comprimée.

$h_e$ : hauteur libre de niveau.

#### V.4.2. Sollicitations maximales dans le voile

Niveau sous-sol		
Voile	$V_x$	$V_y$
L(m)	1.20	1.20
e (m)	0.20	0.20
M(KN.m)	709.09	669.89
N(KN)	339.11	335.03
V(KN)	710.76	982.59

Tableau V.10: les sollicitations des voiles.

#### V.4.3. Calcul du ferrailage et de vérifications

On opte pour le calcul d'un seul voile de la première proposition selon le sens X-X au niveau sous -sol , et le reste de même voile au deux sens aux autres propositions seront récapitulés dans un tableau récapitulatif :

❖ **Armatures verticales :**

$$M_{max}=709.09\text{KN.m} \quad N_{max} =339.11\text{KN} \quad V_{max} =710.76\text{KN}$$

$$\text{Avec : } h=3.40\text{m} \quad L=1.20\text{m} \quad b=0.20\text{m} \quad d'=0.03\text{m} \quad d=0.17\text{m}$$

• **Calcul de longueur de flambement :**  $L_f = 0.8L = 0.8 \times (3.40 - 0.55) = 2.28\text{m}$

• **Calcul de l'élanement :**  $\lambda = \lambda = \frac{\sqrt{12}}{L} \times l_f = \frac{\sqrt{12}}{1.20} \times 2.28 = 6.58$

• Calcul de l'excentricité :  $e = \frac{M}{N} > \frac{L}{2} = \frac{709.09}{339.11} = 2.09m > 0.6m$

• Vérification de la condition de flambement :

$$\lambda = \max \{ 50 ; \min(67 \times \frac{e_0}{h} ; 100) \} = \max \{ 50 ; \min(41.18 ; 100) \}$$

$$\lambda = 6.58 < 41.18 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc on peut dire que le voile ne présente pas un risque de flambement.

❖ Calcul de ferrailage :

La répartition des contraintes dans la section :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} \times V \\ \sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} \times V \end{array} \right. \text{ avec : } \left\{ \begin{array}{l} B = e \times h \\ V = 0.5l \\ I = e \times h^3 / 12 \end{array} \right. = \left\{ \begin{array}{l} B = 0.2 \times 1.2 = 0.68m^2 \\ V = 0.5 \times 1.2 = 0.6m \\ I = 0.2 \times \frac{3.40^3}{12} = 0.65m^4 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{max} = \frac{339.11}{0.68} + \frac{709.09}{0.65} \times 0.6 = 1.15MPa$$

$$\sigma_{min} = \frac{339.11}{0.68} - \frac{709.09}{0.65} \times 0.6 = -0.155MPa$$

• Diagramme des contraintes :

$$L_t = l \times \left( \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} - \sigma_{min}} \right) ; L' = l - L_t$$

$$L_t = 1.20 \times \left( \frac{1.15}{1.15 + 0.155} \right) = 1.06m ; L' = l - L_t = 0.14m$$

$$T = \frac{\sigma_{min} \times b_0}{2} \times L' = \frac{0.155 \times 200}{2} \times 140 = 2170N ; A_s = \frac{T}{f_{su}} = \frac{2170}{348} = 0.062 \text{ cm}^2$$

-Selon le RPA99 version 2003 :  $A_{RPA} = 0.20\% B = 0.2\% \times 20 \times 120 = 4.80 \text{ cm}^2$

$$A_s' = \frac{A_s \times L}{L'} = \frac{0.062 \times 120}{14} = 0.53 \text{ cm}^2$$

-Selon BAEL91 :  $A_{min} = 0.15\% b \times h = 0.15\% \times 20 \times 340 = 10.20 \text{ cm}^2$

Donc :  $A_s = \max (A_s, A_{min}, A_{RPA}) = 10.20 \text{ cm}^2$ .

On adopte 10HA 12 /2face = 11.31 cm<sup>2</sup> ⇒ 5HA 12 /face

-Espacement des barres verticales  $e \leq \min (1,5e ; 30cm) = \min ( 30cm ; 30cm) = 20 \text{ cm}$

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

❖ **Armatures horizontales**

- La section des armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.8 \times f_e} ; \text{avec } A_{min}^h = 0.15\%(e \times st)$$

- La contrainte de cisaillement est :  $\tau_u = 1.4 \frac{V}{b_0 d} = 1.4 \times \frac{710.76 \times 10^{-3}}{0.2 \times 3.06} = 1.62 \text{ MPa}$

- Vérifier la condition suivante  $\tau_u = 1.62 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots \dots CV$

- Espacement des barres horizontales  $e \leq \min(1,5e ; 30\text{cm}) = \min(30 \text{ cm} ; 30\text{cm}) = 20 \text{ cm}$

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

- Donc :  $A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.8 \times f_e} = A_h = \frac{1.62 \times 20 \times 20}{0.8 \times 400} = 2.025 \text{ cm}^2$

$$A_{min}^h = 0.15\%(e \times st) = 0.6 \text{ cm}^2$$

On adopte 10HA8 /2face = 5.03 cm<sup>2</sup> ⇒ 5HA8 /face

**V.4.4. Tableaux récapitulatifs des résultats du ferrailage vertical**

Les résultats du ferrailage vertical de même voile selon les deux sens (x-x et y-y) en différents.

niveaux (de Sous-sol jusqu'au dernier niveau) dans les tableaux ci-dessous :

Niveau sous –sol		
Voile	V <sub>xx</sub>	V <sub>yy</sub>
A <sub>S</sub> calcul (cm <sup>2</sup> )	0.062	0.043
L'(m)	0.14	0.12
A <sub>S</sub> ' calcul (cm <sup>2</sup> )	0.53	0.43
A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	10.20	10.20
ARPA(cm <sup>2</sup> )	4.80	4.80
A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	11.31	11.31
description Des barres	10HA12/2face	10HA12/2face

Tableau V.11 : ferrailage des voiles.

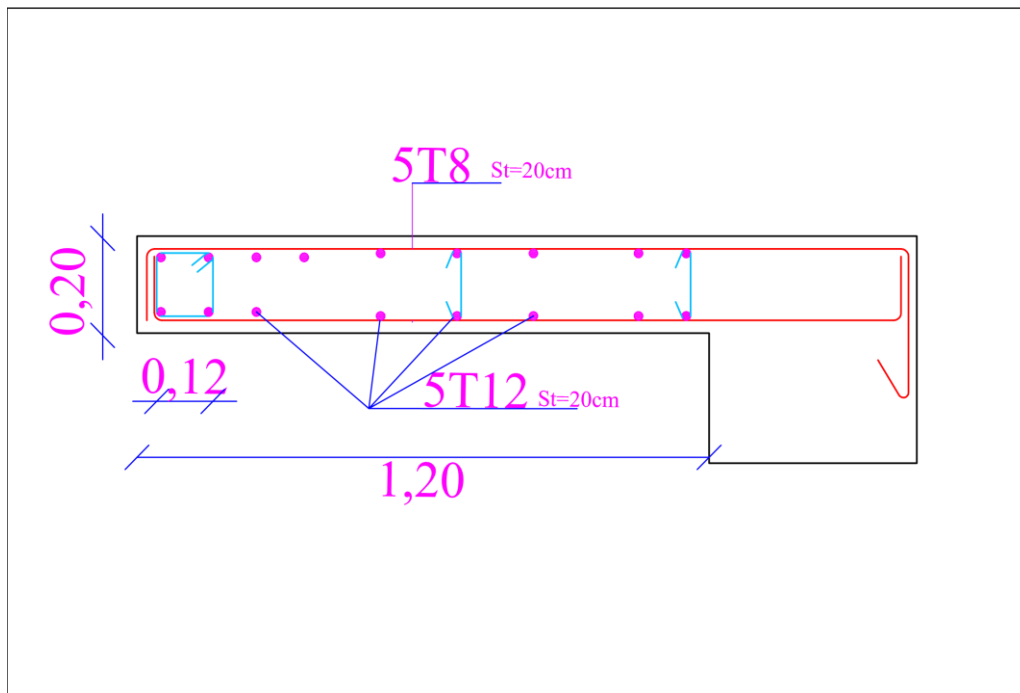


Figure V.22 : schéma de ferrailage de voile.

#### V.4.5. Schéma de ferrillages de voile

### V.5. Conclusion

Au terme de ce chapitre, nous avons étudié les différents éléments principaux. Les poteaux ont été calculés et ferrillés. Il est noté que le ferrillage minimum du **RPA99/2003** est souvent plus important que celui calculé par le **BAEL91/99**.

Les poutres sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel **ROBOT 2015**. Les voiles de contreventement ont été calculés à la flexion composée par les sollicitations obtenues par le logiciel **ROBOT 2015**.

Les ferrillages adoptés respectent les recommandations du **RPA99/2003** et le **BAEL91/99**.

# Chapitre VI

Etude de

l'infrastructure



## VI.1. Introduction :

Une fondation est par définition, un organe de transmission de charges de la structure au sol, elle est constituée par la partie de l'ouvrage qui est en contact avec celui-ci constituant ainsi la partie essentielle de l'ouvrage puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble. Elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges d'une part, et les caractéristiques du sol d'autre part.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire des autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

L'Ingénieur doit se baser sur trois préoccupations essentielles pour l'étude des fondations :

- ❖ La forme et l'emplacement de la fondation.
- ❖ La contrainte admissible du sol ne doit en aucun cas être dépassée.
- ❖ Le tassement doit être limité pour éviter le basculement ou la ruine de l'ensemble.
- ✓ **Classification des fondations**

Selon leur profondeur, on distingue 3 types :

- ✓ Les fondations superficielles  $\frac{D}{B} \leq 4$
- ✓ Les fondations semi-profondes  $4 < \frac{D}{B} < 10$
- ✓ Les fondations profondes  $\frac{D}{B} \geq 10$

## VI.2. Combinaisons de calcul

- ELS (G + Q) pour le dimensionnement.
- ELU (1.35G + 1.5Q) ; pour le ferrailage.

## VI.3. Etude géotechnique du sol

Compte tenu de la nature des soles rencontrés la construction envisagée. Un système de fondation superficielle (semelles filantes ou radier) qui seront ancrées à 1.80m de profondeur après aménagement de l'assiette, et la contrainte admissible de sol au niveau d'ancrage préconise est de l'ordre 1.30 bars, avec les tassements prévisibles seront acceptables.

De ce fait on adopte un système semelle radier.

## VI.4. Choix du type de fondation

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- ✓ La résistance du sol.
- ✓ Tassement du sol.
- ✓ L'importance de la superstructure.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- ✓ Stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- ✓ Facilité d'exécution (coffrage).
- ✓ Economie.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix semelles radier général.

## VI.5. Pré-dimensionnement du radier :

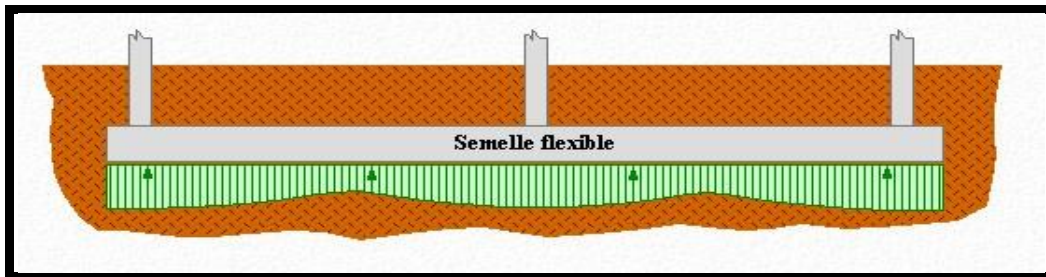


Figure VI.1. Semelle flexible sur sol Homogène

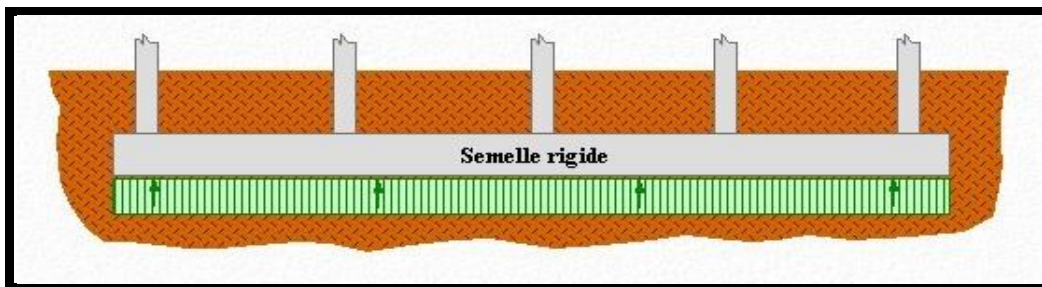


Figure VI.2. Semelle rigide sur sol Homogène

En a choisis un Radier Rigide pour une transformation des contraintes uniforme et aussi pour éviter le tassement différentiel.

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

La condition à vérifier est la suivante :

**Condition de rigidité**

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi} \quad ; \quad \text{et} \quad L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K_b}}$$

$L_e$  : longueur élastique.

$E$  : module d'élasticité.

$I$  : inertie d'une bande d'un mètre de radier.

$K_b$  : coefficient de raideur du sol.

$b$  : largeur du radier.

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi} \Rightarrow L_e \geq 4.65 \text{ m}$$

$$\text{Avec : } I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$L_{\max} = 7.31 \text{ m}, E = 1.08 \times 10^6 \text{ t/m}^2, K = 3500 \text{ t/m}^3$$

$$\text{D'où : } h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \cdot K \cdot L_{\max}^4}{E \pi^4}} = h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 3500 \times 7.31^4}{1.08 \times 10^6 \times 3.14^4}} = 1.66 \text{ m}$$

On prend :  $h_t = 170 \text{ cm}$

### ✓ Epaisseur de la dalle du radier

La dalle du radier doit répondre à la condition suivante :  $\frac{L_{\max}}{20} = 36.55 \text{ cm}$  en prend  $e = 40 \text{ cm}$

### ✓ Hauteur du nervures

$$e \geq \frac{L_{\max}}{10} = 73.10 \text{ cm} \quad \text{en prend : } h_n = 130 \text{ cm}$$

### Le choix final :

L'épaisseur qui satisfait aux trois conditions citées ci avant nous amène à choisir les dimensions de Radier comme suite :

- Épaisseur du la dalle du radier égale à  $e = 40 \text{ cm}$ .
- Hauteur du nervures égale à  $h_n = 130 \text{ cm}$ .
- Choix de la Largeur de la nervure du radier : en prend  $b = 50 \text{ cm}$ .
- **Calcul de la surface du radier**

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{57.57622}{0.13} = 442.89 \text{ m}^2$$

**NB :** La surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, à cet effet, nous avons prévu un débordement (D).

### Calcul du débordement :

$$S' = S + (D \times P_r)$$

$S$  : surface du Bâtiment.

$P_r$  : périmètre du Bâtiment.

$$D \geq \text{Max} (h_r / 2 ; 30 \text{ cm}). \text{ Où : } h_t = 1.70 \text{ m}$$

On prend  $D' = 2.00$  m alors l'emprise totale avec  $D$  est :

$$S_r = S + (D' \times P_r) = 848.3 \text{ m}^2$$

❖ Les vérifications

1- Vérification au poinçonnement :

Selon le CBA (article A.5.2, 4, 2), il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$\mu_c$  : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier.

$$\mu_c = 2(a + h_n) + 2(b + h_n) = 7.80 \text{ m}$$

$N_u$  : Charge de calcul à l'ELU sous le poteau le plus sollicité ( $N_u = 3162.79 \text{ KN}$ )

$$3162.79 \leq 7605 \text{ KN} \dots \dots \dots (\text{CV})$$

Si la condition est vérifiée donc pas de risque de poinçonnement

VI.6. Vérification du radier

❖ Vérification de contrainte de sol

Sous l'effet du moment renversant dû au séisme, la contrainte sous le radier n'est pas uniforme. On est dans le cas d'un diagramme rectangulaire ou trapézoïdal, la contrainte moyenne ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol.

Les résultats de contrainte d'après logiciel ROBOT 2015

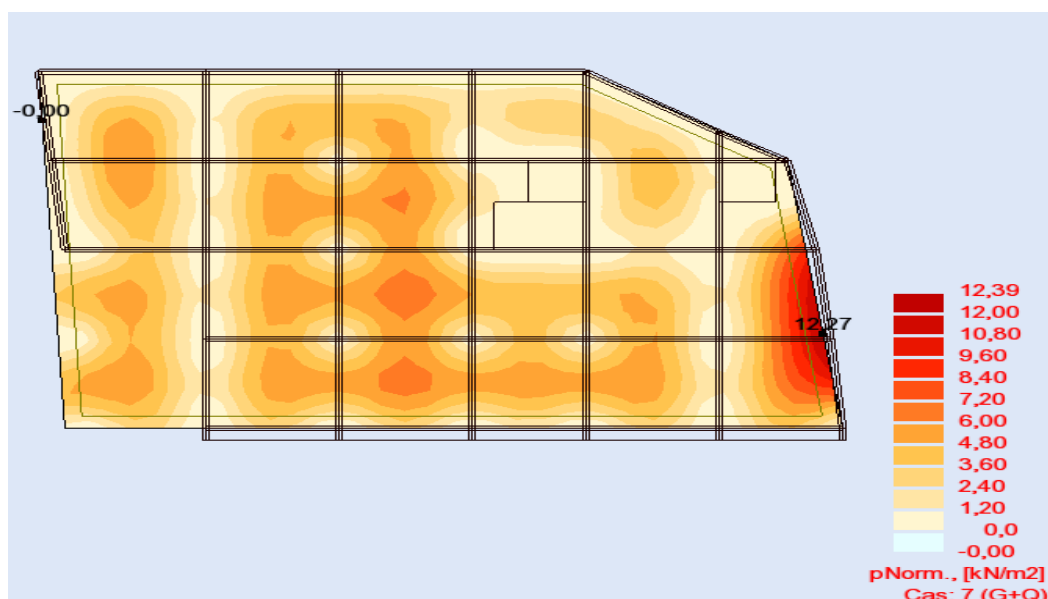


Figure VI.3. Distribution des contraintes à l'ELU

$$\sigma_{max} = 0.12 \text{ bar} < \sigma_{sol} = 1.3 \text{ bar} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

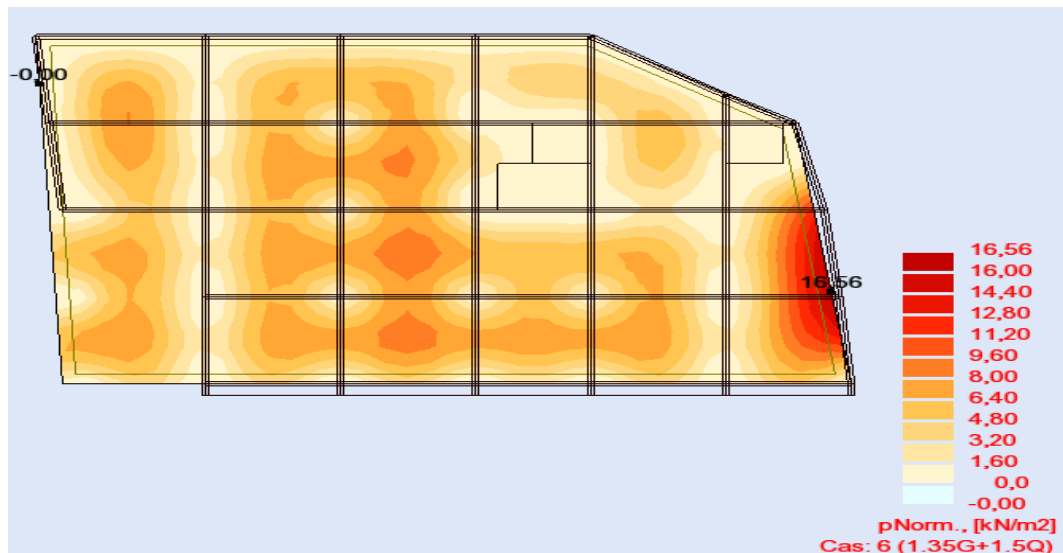


Figure VI.4. Distribution des contraintes à ELU

$$\sigma_{\max} = 0.16 \text{ bar} < \sigma_{\text{sol } u} = 1.3 * 1.5 = 1.95 \text{ bar} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

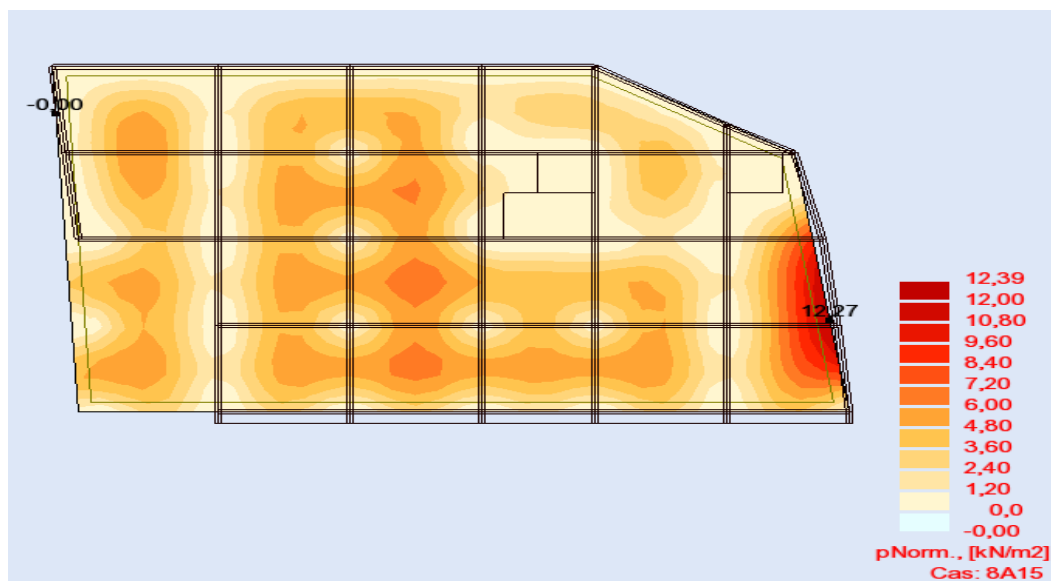


Figure VI.5. Distribution des contraintes combinaisons accidentelles

$$\sigma_{\max} = 0.12 \text{ bar} < \sigma_{\text{sol } u} = 1.3 * 1.5 = 1.95 \text{ bar} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

### ❖ Vérification de la contrainte de cisaillement

On a:

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

Les résultats de contrainte du cisaillement d'après logiciel ROBOT 2015

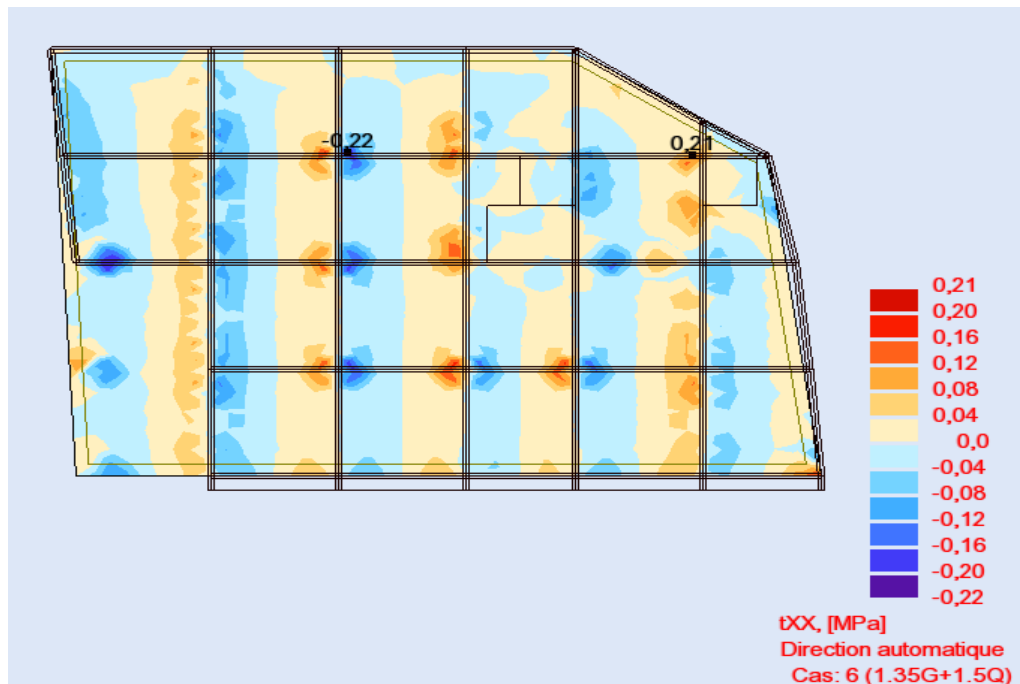


Figure VI.6. Distribution des contraintes de cisaillement  $\tau_{xx}$

$$\tau_u = 0.22 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

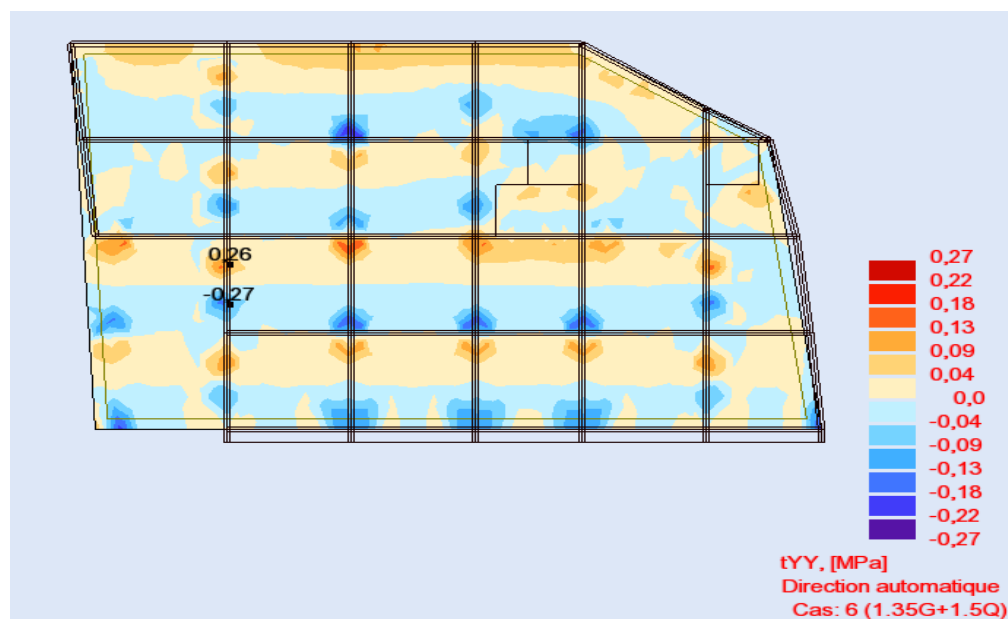


Figure VI.7. Distribution des contraintes de cisaillement  $\tau_{yy}$

$$\tau_u = 0.27 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

### ❖ Vérification de la poussée hydrostatique

La condition à vérifier est la suivante :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

$f_s = 1,15$  (coefficient de sécurité).

$H = 1.70\text{m}$  (hauteur de la partie ancrée du bâtiment).

$S_{rad} = 848.3\text{m}^2$  (surface du radier).

$\gamma_w = 10 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$  (poids volumique de l'eau).

$N = 57.56\text{MN} \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w = 21.63\text{MN} \Rightarrow$  **Condition vérifiée**

Donc : la structure ne se soulève pas sous l'effet de la pression hydrostatique.

❖ **Vérification de la stabilité du radier au renversement :**

Pour assurer la stabilité de la Tour contre tout risque de renversement dû aux actions sismiques (horizontale ou verticale). On doit vérifier que le rapport du moment stabilisant dû à l'effort normal N et le moment de renversement dû à l'action sismique > à 1,25.

La stabilité de l'ouvrage passe par la vérification suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

Avec :

$M_s$ : Moment stabilisant,  $M_s = \frac{w \times l}{2}$  ;  $M_r$ : Moment renversant  $M_r = \sum F_i \times h_i$

$W$  : Poids du structure ;  $F_i$ : Force sismique au niveau i.

Le risque étant évidemment à vérifier dans les deux sens.

**Sens longitudinal :**

	<b>DIRECTION X</b>						
ETAGE	Vx (KN)	h (m)	W(kn)	Xg	Mr (KN)	Ms	vérification
1	2424,24	-3,4	4238,6	10,69	220,184	52201,948	ok
2	2489	-6,8	4085,47	11,16	-3733,2	45593,8452	ok
3	1940	4,08	3189,03	9,9	979,2816	31571,397	ok
4	1699,98	7,31	1831,87	9,81	1268,8698	17970,6447	ok
5	1526,4	10,54	1831,87	9,81	3845,6244	17970,6447	ok
6	1161,54	13,77	1831,87	9,81	5910,2217	17970,6447	ok
7	732,33	17	1831,87	10,04	10978,94	18391,9748	ok
8	86,51	20,23	963,7	12,84	1750,0973	12373,908	ok
				SOMME	21220,0188	214045,0071	ok

Figure VI .8. Vérification de renversement de la Tour sens longitudinal

Sens transversal :

ETAGE	DIRECTION Y			Xy	Mr (KN)	Ms	vérification
	Vy (KN)	h (m)	W(kn)				
1	2043,16	-3,4	4238,6	11,48	973,046	48659,128	ok
2	2329,35	-6,8	4085,47	11,9	-4545,868	48617,093	ok
3	1660,84	4,08	3189,03	12,06	2368,3584	38459,7018	ok
4	1080,36	7,31	1831,87	10,04	1856,3014	18391,9748	ok
5	826,42	10,54	1831,87	10,04	3456,593	18391,9748	ok
6	498,47	13,77	1831,87	10,04	-242,6274	18391,9748	ok
7	516,09	17	1831,87	10,27	2232,27	18813,3049	ok
8	384,78	20,23	963,7	12,62	7784,0994	12161,894	ok
				SOMME	13882,1728	221887,0461	ok

Figure VI.9. Vérification de renversement de la Tour sens transversal

**Finalemment** : Donc pas de risque de renversement.

## VI.7. Ferrailage de radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage est des surcharges.

La fissuration est considérée préjudiciable

Les tableaux suivant représente les moment  $M_{xx}$  et  $M_{yy}$  d'après logiciel ROBOT 2015

Niveau	ELU		ELS		ACC	
	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée
Radier	-15.35	58.98	-11.37	43.63	-9.09	43.63

Tableau VI.1. récapitulatif des moments  $M_{xx}$  (KN.m)

Niveau	ELU		ELS		ACC	
	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée
Radier	-20.72	59.50	-15.35	44.07	-12.28	44.07

Tableau VI.2. récapitulatif des moments  $M_{yy}$  (KN.m)



En travée :

✓ Ferrailage suivant Lx :

En calcule le ferrailage par le robot expert

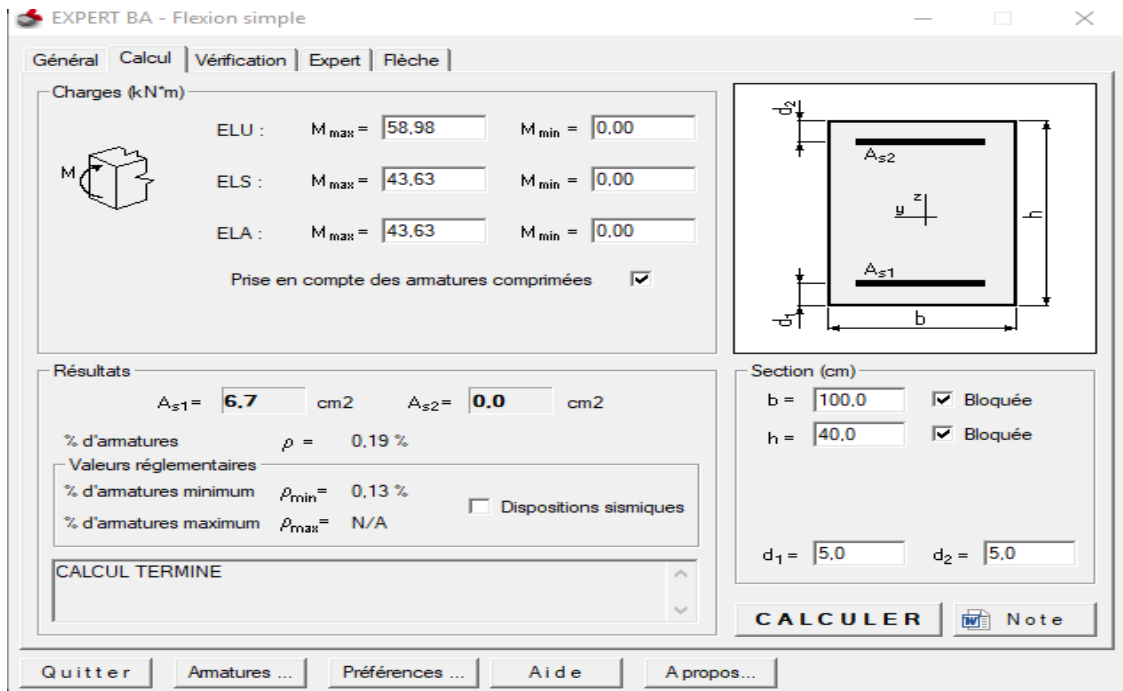


Figure VI .10. As cal en travée suivant Lx.

$$A_{st}=6.7cm^2$$

On adopted: **5HA14**= 7.70cm<sup>2</sup>

✓ **Ferraillage suivant Ly :**

En calcule le ferraillage par le robot expert

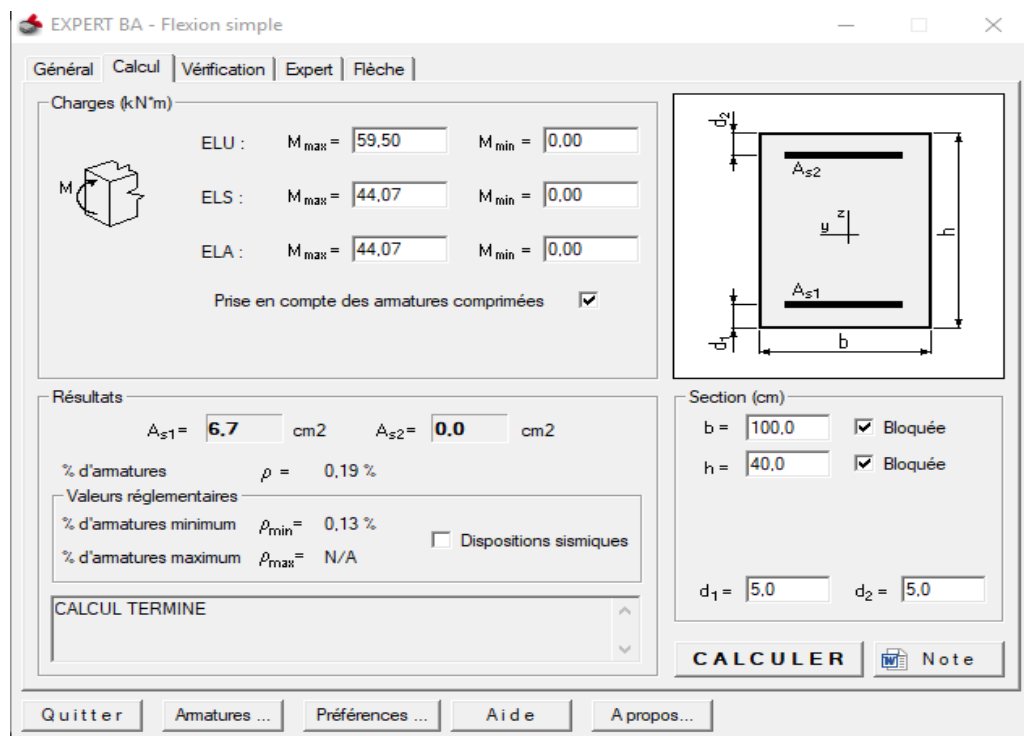


Figure VI .11. As cal en travée suivant Ly.

$$A_{st}=6.7cm^2$$

On adopte : **5HA14= 7.70cm<sup>2</sup>**

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e} = 4.23 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ cal}}=7.70+7.70=15.40 \text{ cm}^2 \text{ ( cv)}$$

**Sur appui**

✓ **Ferraillage suivant Lx :**

En calcule le ferraillage par le robot expert

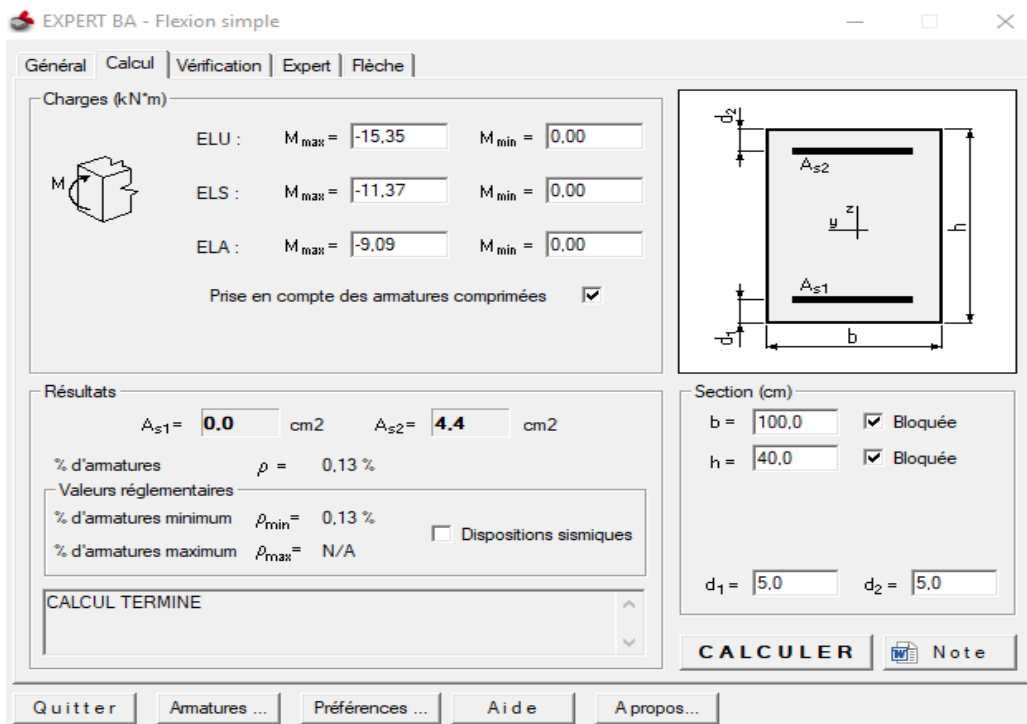


Figure VI.12. As cal sur appui suivant Lx.

$$A_{st} = 4.4 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4HA12** =  $4.52 \text{ cm}^2$

✓ **Ferraillage suivant Ly :**

En calcule le ferraillage par le robot expert

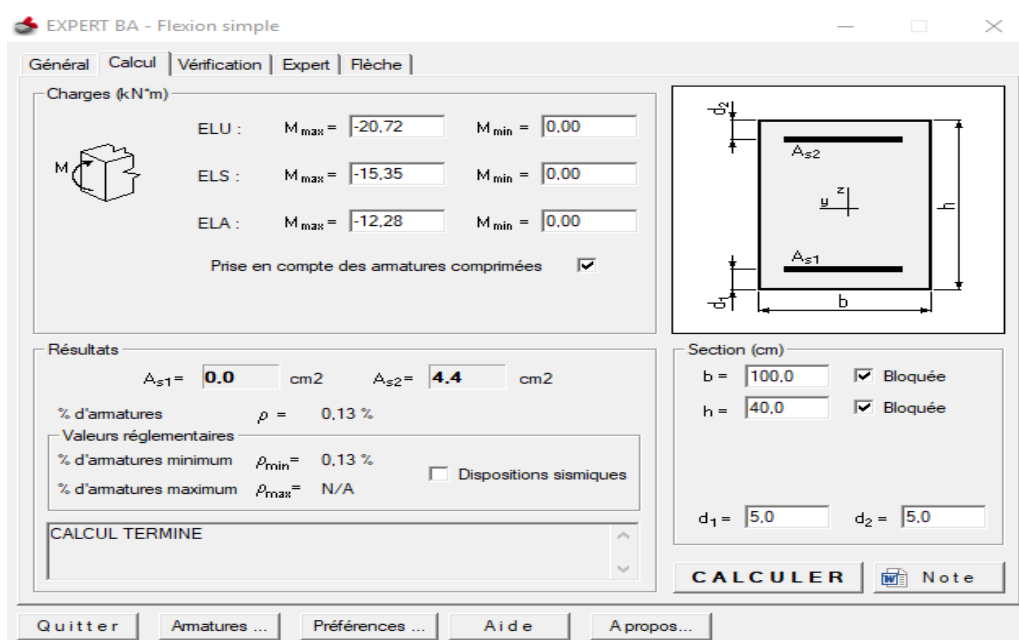


Figure VI.13. As cal sur appui suivant Ly.

$$A_{st}=4.4cm^2$$

On adopte : **4HA12**=4.52cm<sup>2</sup>

✓ **Espacement des armatures**

Pour les deux sens :  $S_t \leq \min (2e, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

	Localisation	A <sub>calculé</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage	A <sub>adopt</sub> (cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub> (cm)
<b>Sens XX</b>	Appui	4.40	4HA12	4.52	25
	Travée	6.70	5HA14	7.70	20
<b>Sens YY</b>	Appui	4.40	4HA12	4.52	25
	Travée	6.70	5HA14	4.52	20

**Tableau VI .3.** Ferrailage du radier.

❖ **Vérification à l'ELS**

Il faut vérification des contraintes, Les résultats de la contrainte sont résumés dans le tableau suivant :

	Localisation	M <sub>ser</sub> (KN.m)	y(cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPA)	σ <sub>bc</sub> <sup>adm</sup> (MPA)	Vérification
<b>Sens XX</b>	Appui	-11.37	6.24	64178.95	2.68	15	<b>OK</b>
	Travée	43.63	7.91	101258	3.40	15	<b>OK</b>
<b>Sens YY</b>	Appui	-15.35	6.24	64178.95	1.50	15	<b>OK</b>
	Travée	44.07	7.91	101258	3.40	15	<b>OK</b>

**Tableau VI .4.** Vérifications des contraintes du béton.

### VI.7.1. Schéma ferrailage de radier

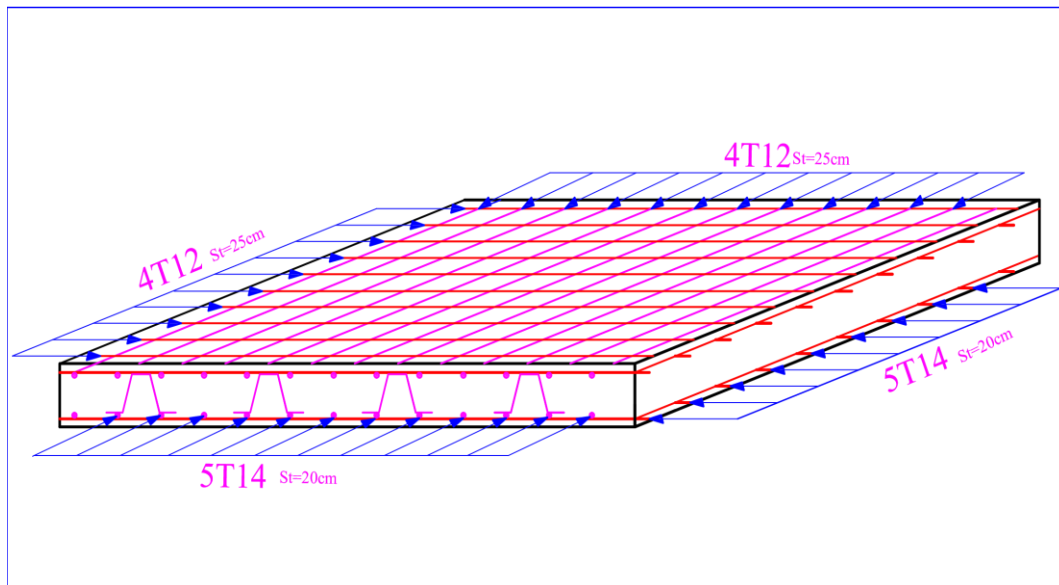


Figure .14. Schéma ferrailage de radier.

## VI.8. La longrine

Les longrines sont des poutres relient les poteaux au niveau de l'infrastructure, leur Calcul se fait comme étant une pièce soumise à un moment provenant de la base du poteau et Un effort de traction <F>.

### VI.8.1. Dimensionnement de la longrine

Selon (art.10-1-1) [RPA], les dimensions minimales de la section transversale des origines

Sont :

- $(25 \times 30) \text{ cm}^2$  .....site de catégorie S2, S3
- $(30 \times 30) \text{ cm}^2$  .....site de catégorie S4

Pour notre cas (site meuble S3) on prend une section de  $(25 \times 30) \text{ cm}^2$

### VI.8.2. Ferrailage de la longrine

#### ❖ Longitudinale

La section d'armature est donnée par les armatures minimales :

$$A = 0,6\% \times b \times h$$

$$A = 0,006 \times 25 \times 30 = 4,5 \text{ cm}^2$$

- Le choix : 6HA12 ( $A = 6,79 \text{ cm}^2$ )
- Condition de non fragilité :  $A_s = A = 6,79 \text{ cm}^2 \geq 0,23 \times 25 \times 27 \times (2,1/400) = 0,81 \text{ cm}^2$

#### ❖ Armatures transversales

Espacement :  $St < \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = 27 \text{ cm} \rightarrow$  Soit :  $St = 15 \text{ cm}$ .

Calcul de la section minimale :  $A_t \geq 0.4 \times b \times St / f_e = 0.4 \times 25 \times 15 / 400$

Donc on adopte  $A_t = 0.37 \text{cm}^2 \rightarrow 2\text{HA}8$

### VI.8.3. Schéma de ferrailage de longrine

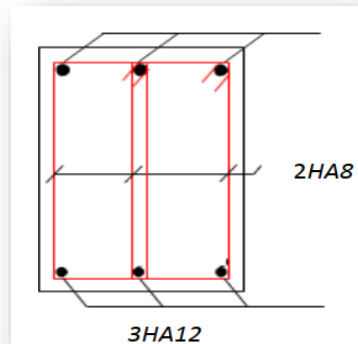


Figure VI.15. Disposition des armatures de longrine

## VI.9. Étude mur de Soutènement

### VI.9.1. Introduction

Le mur de soutènement assure un chaînage de la structure et forme un caisson rigide et indéformable, il permet de remplir les fonctions suivantes :

- ✓ Limiter les déplacements horizontaux relatifs aux fondations.
- ✓ Transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la superstructure.

### VI.9.2. Pré-dimensionnement

Pour le pré-dimensionnement du voile soutènement, on se réfère aux prescriptions du RPA99version 2003, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- ✓ Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base.
- ✓ Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous : épaisseur  $e \geq 20 \text{cm}$ .
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de  $0.1\%B$  dans les deux sens (horizontal et vertical).
- ✓ Les ouvertures dans voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- ✓ La longueur de recouvrement est de  $50\phi$  avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles

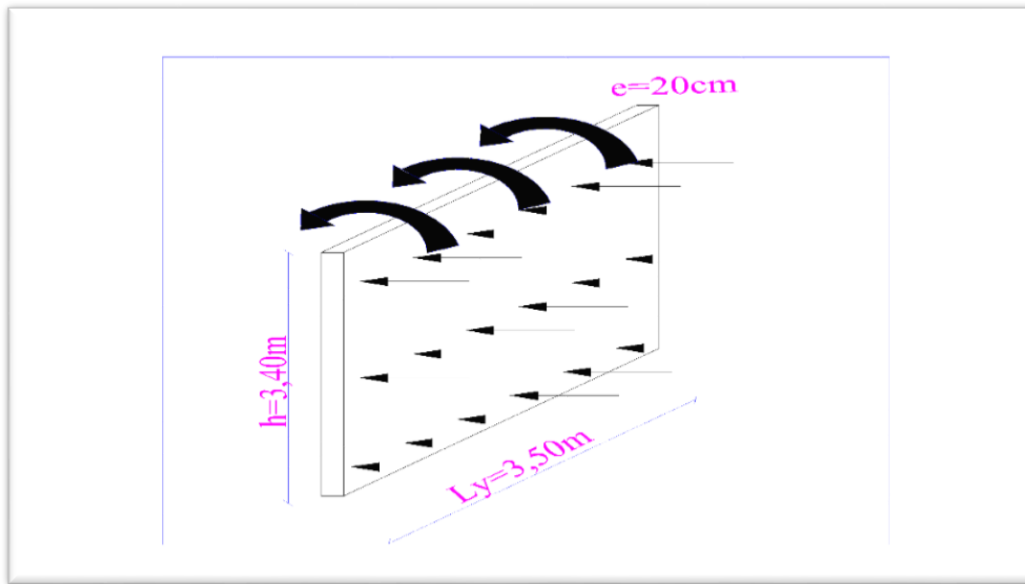


Figure VI. .16. Schéma du mur de soutènement.

❖ **Dimensionnement de mur**

hauteur  $h = 3.40 \text{ m}$       longueur  $L = 3.50 \text{ m}$       épaisseur  $e = 20 \text{ cm}$

❖ **Caractéristiques du sol**

-poids spécifique :  $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$

-la cohésion :  $C = 0 \text{ bar}$

-angle de frottement :  $\varphi = 22^\circ$

### VI.9.3. Evaluation des charges et surcharges

Le mur de soutènement est soumis à :

✓ **Poussée des terres :**

$$\text{ELU} : q_u = \gamma \times h \times \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \times 1.35 = 20 \times 3.4 \times \tan^2 \left( \frac{180}{4} - \frac{22}{2} \right) \times 1.35 = 41.31 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS} : q_{\text{ser}} = \gamma \times h \times \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 20 \times 3.4 \times \tan^2 \left( \frac{180}{4} - \frac{22}{2} \right) = 30.6 \text{ KN/m}$$

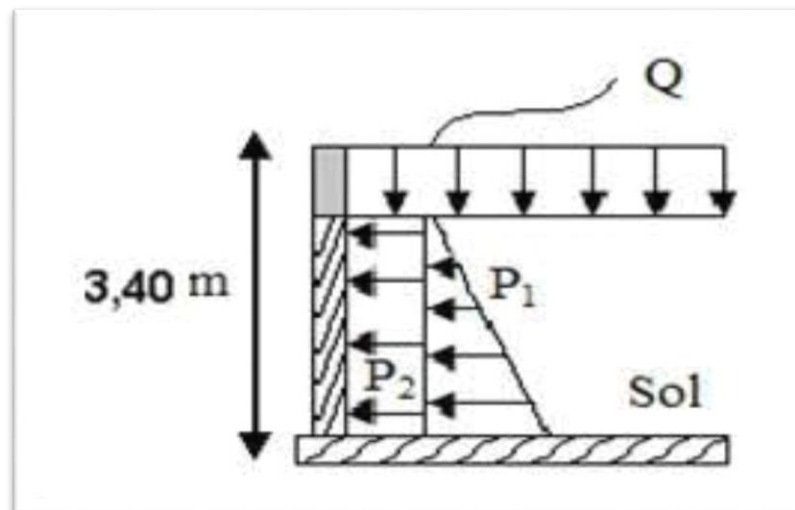


Figure VI.17. Evaluation des charges.

### VI.9.4. Ferrailage mur de Soutènement

Pour le ferrailage du mur on prend le panneau le plus défavorable, dont les caractéristiques

$$\text{sont : } \begin{cases} L_x = 3.40m \\ L_y = 3.50m \end{cases} \quad \text{et} \quad \begin{cases} b = 1ml \\ e = 20cm \end{cases}$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.40}{3.50} = 0.97 > 0,4 \Rightarrow \text{le voile porte dans les deux sens.}$$

#### ✓ Calcul des moments

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x^2 ; M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} \rightarrow \begin{cases} \mu_x = \frac{1}{8(1 + 2.4\alpha^3)} \\ \mu_y = \alpha^2 [1 - 0.95(1 - \alpha)^2] \end{cases}$$

$$\text{En travée : } M_{tx} = 0,85 M_{0x} \text{ et } M_{ty} = 0,85 M_{0y}$$

$$\text{Sur appui : } M_{ax} = -0,40 M_{0x} \text{ et } M_{ay} = -0,40 M_{0y}$$

#### ➤ ELU

$$\alpha = 0.97 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0994 \\ \mu_y = 0.25 \end{cases}$$

#### ➤ ELS

$$\alpha = 0.97 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1026 \\ \mu_y = 0.3491 \end{cases}$$



Panneau le plus sollicité		ELU	ELS
Moments Isostatiques	M <sub>0x</sub> (kN. m)	47.47	36.29
	M <sub>0y</sub> (kN. m)	11.87	12.66
Moments en travée	M <sub>tx</sub> (kN. m)	40.35	30.85
	M <sub>ty</sub> (kN. m)	10.09	10.76
Moments sur appui	M <sub>ax</sub> (kN. m)	-19	-14.52
	M <sub>ay</sub> (kN. m)	-4.75	-5.06

Tableau VI .5. Moments fléchissant du mur de soutènement.

Le ferrailage se fait pour une section de (b × e) m<sup>2</sup>

$$\mu_{bc} = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; A = \frac{M}{Z \times f_s} \text{ avec : } Z = d \times (1 - 0.6 \times \mu_{bc})$$

Avec :  $A_{min} = 0.1\% \times b \times h = 0.1\% \times 100 \times 2 = 2.00 \text{ cm}^2$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Localisation	M(KN.m)	$\mu_{bc}$	Z(cm)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adept}(\text{cm}^2)$	
Travée	XX	40.35	0.0983	16	7.25	2	5HA14=7.70
	YY	10.09	0.0246	16.75	1.73	2	4HA10=3.14
Appui	XX	-19	0.0463	16.53	3.30	2	5HA14=7.70
	YY	-4.75	0.0116	16.88	0.81	2	4HA10=3.14

Tableau VI .6. Ferrailage de mur de soutènement.

✓ Espacements

{sens XX:  $St \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow St = 20\text{cm}$   
 {sens YY:  $St \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow St = 25\text{cm}$

✓ Calcul des efforts tranchants

$$V_{ux} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{41.31 \times 3.4}{2} \times \frac{3.5^4}{3.5^4 + 3.4^4} = 37.15\text{KN}$$

$$V_{uy} = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{41.31 \times 3.5}{2} \times \frac{3.4^4}{3.5^4 + 3.4^4} = 34.05\text{KN}$$

✓ Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \\ \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{F_{t28}}{\gamma_b} = 1.17\text{MPa} \end{array} \right.$$

$$\tau_u = \frac{37.15 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.22\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.17\text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

## VI.9.5. Schéma de ferrailage du mur de Soutènement

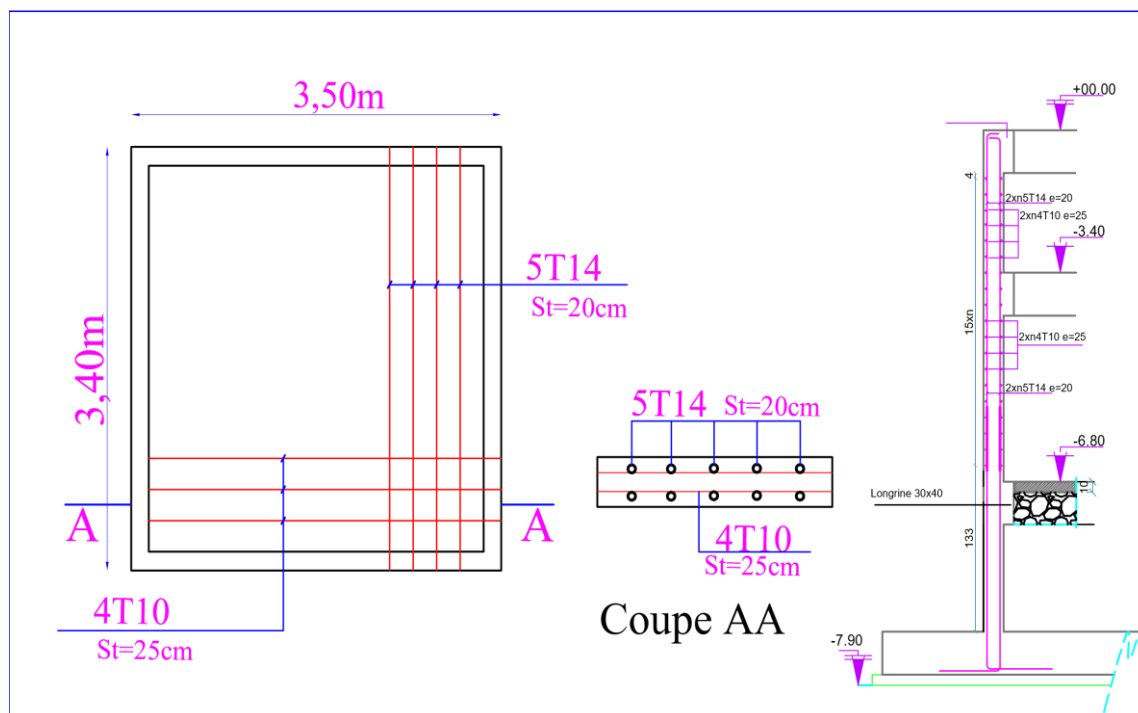


Figure .18. Schème de ferrailage du mur de soutènement.

## VI.10. Conclusion

D'après l'étude de ce chapitre, on constate qu'une fondation a le rôle de la transmission des charges de la superstructure au sol, L'étude des fondations constitue une étape importante dans le calcul de l'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure, dans notre cas nous avons opté pour le radier qui est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure.

Epaisseur du radier = 40 cm.

# Chapitre VII

Estimation de prix

### VII .1. Introduction

Tout projet de construction nécessite une estimation du cout de sa réalisation. Cette estimation permet au maitre d'ouvrage de juger sa capacité à financer les travaux en fonction du budget disponible. Quel que soit la nature des travaux prévus dans projet, l'estimation est indispensable aussi bien pour le client que l'exécutant.

### VII .2. Définition du métré et de l'avant métré

- ❖ **Le métré** : C'est un document administratif établi par le métreur sur des feuilles spéciales. Le métré est composé de calculs de surfaces et de volumes qui permettent de déterminer les quantités de matières à mettre en œuvre.

Le métré sert à :

- ✓ L'estimation préalable des travaux.
- ✓ La conduite de l'exécution des travaux.
- ✓ La facturation des travaux.
- ❖ **L'avant métré** : c'est une évaluation des quantités des travaux à partir des mesures indiquées sur les plans et les dessins servant à la construction de cet ouvrage dans le but d'obtenir une estimation. Elle consiste à mesurer les éléments qui entrent d'une construction pour en connaître
  - ✓ **Les longueurs** : câble électroniques, buses, plinthes.....
  - ✓ **Les surfaces** : enduit, carrelage, maçonneries.....
  - ✓ **Les volumes** : déblais, remblais, béton.....
  - ✓ **Les poids** : armature, ciment.....

### VII .3. Les devis

Portant les détails du projet et son estimation du cout s'il est neuf.

#### VII .3.1. Les différents devis

- ❖ **Devis descriptif** : il décrit le plan, coupes, façades, différents ouvrages à exécuter et outils à utiliser pour l'exécution.

- ❖ **Devis quantitatif** : qui comprend le détail des ouvrages en calculant les volumes, surfaces et les kg des ouvrages afin de déterminer les quantités nécessaires des matériaux (le nombre de sacs de ciment, les bennes de sable...)
- ❖ **Devis estimatif** : c'est quand on attribue le cout (prix) unitaire et le produit des différents ouvrages ou matériaux décrits dans le document précédent

## VII .4. DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF

**PROJET** : réalisation d'un hôtel 3 étoile AIN KARMA- HAMMAM GUERGOUR.

**PROMOTEUR DU PROJET** : BOUAISSI & BELOUASSA.

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant
<b>Lot -01- Gros Œuvres</b>					
1-1	Terrassent en grande masse exécutées mécaniquement ou manuellement à toutes profondeurs, dans terrains DE TUFFE COMPACTE, y compris remblai et transport des terres à la décharge.	M <sup>3</sup>	1 027,60	1 200,00	1 233 120,00
1-2	Remblais en terres d'apport exécuté par couches successives de 20cm, compactées, exemptées d'impuretés sans aucune plus-value, y compris toutes sujétions d'exécution.	M <sup>3</sup>	925,33	600,00	555 198,00
1-3	Béton de propreté dosé à 250 kg/m3 de ciment CRS	M <sup>3</sup>	74,00	20 000,00	1 480 000,00
1-4	Béton armé en fondation dosé à 350 Kg/m3 en ciment CRS, soigneusement vibré, compris confection, mise en œuvre, coffrage, acier avec coupe, façonnage, y compris calage, décoffrage, réemploi, et toutes sujétions de bonne exécution.				
	a) Pour semelles (radier)	M <sup>3</sup>	295,00	48 000,00	14 160 000,00
	b) Pour amorces (avant) poteaux	M <sup>3</sup>	10,20	48 000,00	489 600,00
	Voile	M3	112,36	48 000,00	5 393 280,00
	c) Pour longrines	M <sup>3</sup>	18,07	48 000,00	867 360,00
1-5	Hérisson nage en pierre sèche soigneusement posées, épaisseur suivant plans compris toutes sujétions de mise en œuvre.	M <sup>2</sup>	570,90	4 000,00	2 283 600,00

<b>1-6</b>	Confection d'une dalle en béton armé dosé à 350 Kg/m <sup>3</sup> en ciment CRS, soigneusement vibré, y compris réemploi, compactage parfait de l'assiette et finition de la surface à la boucharde.	M <sup>2</sup>	570,90	8 000,00	4 567 200,00
<b>1-7</b>	Béton armé en élévation dosé à 350 Kg/m <sup>3</sup> , exécuté suivant les prescriptions du devis descriptif, compris coffrage en bois, armatures suivant indications des plans, ainsi que toutes les sujétions de coupe, réglage, calage, décoffrage, réemploi du coffrage.				
	a) Pour poteaux	M <sup>3</sup>	48,45	48 000,00	2 325 600,00
	b) Pour poutres	M <sup>3</sup>	277,80	48 000,00	13 334 400,00
	c) Pour dalle pleine	M <sup>3</sup>	6,70	48 000,00	321 600,00
	d) Planchers en corps creux type (20+5), y compris dalle de compression en béton dosé à 350 kg/m <sup>3</sup>	M <sup>2</sup>	3 177,07	20 000,00	63 541 400,00
	e) Pour acrotère	M <sup>3</sup>	19,90	48 000,00	955 200,00
	g) Escalier	M <sup>3</sup>	14,52	48 000,00	696 960,00
<b>TOTAL 01</b>					<b>118 607 238,00</b>
<b>Lot -2- Maçonnerie &amp; Enduit</b>					
<b>2-01</b>	Maçonnerie 0.30m en briques creuses, hourdées au mortier de ciment dosé à 350 Kg/m <sup>3</sup> , constitués d'une cloison de briques creuses de 0,10 m et de 0.15m, y compris main d'œuvre et toutes sujétions de bonnes exécutions	M <sup>2</sup>	1 460,00	3 500,00	5 110000,00
<b>2-02</b>	Maçonnerie 0.15m en briques creuses, hourdées au mortier de ciment dosé à 350 Kg/m <sup>3</sup> , y compris main d'œuvre et toutes sujétions de bonnes exécutions	M <sup>2</sup>	PM	2 500,00	
<b>2-03</b>	Maçonnerie 0.10m en briques creuses, hourdées au mortier de ciment dosé à 350 Kg/m <sup>3</sup> , y compris main d'œuvre et toutes sujétions de bonnes exécutions	M <sup>2</sup>	2 541,50	2 000,00	5 083000,00
<b>2-05</b>	Enduit extérieur au ciment sur mur et sous acrotère dosé à 400Kg/m <sup>3</sup> exécuté en deux couches successives, ainsi que toute sujétion de main d'œuvre et parfaite exécution.				

	a) Sur mur	M <sup>2</sup>	800,00	3 000,00	2 40000,00
	b) Sous acrotère	M <sup>2</sup>	270,00	3 000,00	810 000,00
<b>2-06</b>	Enduit intérieur au ciment dosé à 400Kg/m <sup>3</sup> exécute en deux couches successives, ainsi que toute sujétion de main d'œuvre et parfaite exécution.				
	a) Sur mur	M <sup>2</sup>	2 500,00	3 000,00	7 500 000,00
	b) Sous plafond	M <sup>2</sup>	3 700,00	3 000,00	11 100000,00
<b>2-07</b>	Enduit au plâtre intérieur en 02 couches successives, ainsi que toutes sujétions de main d'œuvre et parfaite exécution.				
	a) Sur mur	M <sup>2</sup>	16 000,00	4 000,00	64 000 000,00
	b) Sous plafond	M <sup>2</sup>	4 500,00	4 000,00	18 000 000,00
<b>TOTAL 02</b>					<b>114 503000,00</b>
<b>Lot 3 - Revêtement Sol &amp; Murs</b>					
<b>3-01</b>	Fourniture et pose revêtement dalle de sol du 1er choix, le salon du maître choix ainsi que toutes sujétions de main d'œuvre et parfaite exécution.	M <sup>2</sup>	3 031,00	5 500,00	16 670500,00
<b>3-02</b>	Fourniture et pose en marbre (3cm), ainsi que toutes sujétions de main d'œuvre et parfaite exécution.	M <sup>2</sup>	268,80	25 000,00	6 720000,00
<b>3-03</b>	F/P plinthes en terre cuite vernissée	ML	6 000,00	1 500,00	9 000 000,00
<b>3-04</b>	Fourniture et pose revêtement de sol en faïence 25x40 du 1er choix selon le choix du maître d'ouvrage, ainsi que toutes sujétions de main d'œuvre et parfaite exécution.	M <sup>2</sup>	2 000,00	5 000,00	10 000000,00
<b>TOTAL 03</b>					<b>42 390 500,00</b>
<b>Lot -4- Plomberie - Sanitaire</b>					
<b>4-01</b>	F/P de siège anglaise complet de haute gamme, y compris chasse d'eau, robinet et douche ainsi que toutes sujétions de main d'œuvre et parfaite exécution.	U	46,00	40 000,00	1840000,00
<b>4-03</b>	F/P receveur de douche complet du 1er choix, y compris siphon, coude, mélangeur d'eau et toute sujétion de bonne exécution	U	32,00	40 000,00	1 280 000,00

<b>4-04</b>	F/P lavabo individuel complet de haute gamme, y compris pied de colonne, mélangeur, siphon, ainsi que toutes sujétions de main d'œuvre et parfaite exécution.	U	38,00	60 000,00	280 000,00
<b>4-05</b>	F/P de miroir de lavabo du 1er choix, ainsi que toutes sujétions de main d'œuvre et parfaite exécution.	U	38,00	15 000,00	570 000,00
<b>4-06</b>	F/P de porte savonnette céramique du 1er choix, ainsi que toutes sujétions de main d'œuvre et parfaite exécution.	U	38,00	2 000,00	76 000,00
<b>4-07</b>	Fourniture et pose évier de cuisine à deux bacs avec égouttoir + robinet mélangeur y compris scellement		4,00	70 000,00	280 000,00
<b>4-08</b>	F/P de porte papier Hygiénique en Inox du 1er choix, ainsi que toutes sujétions de main d'œuvre et parfaite exécution.	U	38,00	2 000,00	76 000,00
<b>4-09</b>	F/P tuyaux en cuivre F14/16, y compris protection	ML	1 000,00	3 000,00	3 000 000,00
<b>4-10</b>	F/P robinet d'arrêt 15/21	U	50,00	2 000,00	100 000,00
<b>4-11</b>	F/P de Tuyauterie en adapte φ 20 Chaud, ainsi que toutes sujétions de main d'œuvre et parfaite exécution.	ML	640,00	600,00	384 000,00
<b>4-12</b>	F/P de Tuyauterie en adapte φ 20 Froid, ainsi que toutes sujétions de main d'œuvre et parfaite exécution.	ML	640,00	500,00	320 000,00
<b>4-13</b>	F/P de Tuyauterie en adapte φ 32 Chaud, ainsi que toutes sujétions de main d'œuvre et parfaite exécution.	ML	400,00	800,00	320 000,00
<b>4-14</b>	F/P de Tuyauterie en adapte φ 32 Froid, ainsi que toutes sujétions de main d'œuvre et parfaite exécution.	ML	400,00	700,00	280 000,00
<b>4-15</b>	F/P de Vanne d'arrêt Adapte φ 20, ainsi que toutes sujétions de main d'œuvre et parfaite exécution.	U	68,00	2 000,00	136 000,00
<b>4-17</b>	F/P tuyaux PEHD (10 bars pour AEP ) diamètre 63	ML	20,00	1 000,00	20 000,00
<b>4-18</b>	F/P tuyaux PVC PN4 pour assainissement y compris coude, té, collier de fixation, fouille, remblai, lit de sable fin sous et sur la conduite, grillage avertisseur et toute sujétions de bonne exécution.	ML	200,00	2 000,00	400 000,00



	a/ diamètre 40 mm				
	d/ diamètre 110 mm	ML	700,00	3 000,00	2100 000,00
<b>4-19</b>	F/P Siphon de sol	U	70,00	2 000,00	140 000,00
<b>TOTAL 04</b>					<b>13 602 000,00</b>
<b>Lot 05 - Assainissement</b>					
<b>5-01</b>	F/P tuyaux PVC PN6 pour assainissement y compris coude ,TE , collier de fixation , fouille, remblai, lit de sable fin sous et sur la conduite, grillage avertisseur et toute sujétions de bonne exécution.				
	b/ diamètre 250 mm	ML	120,00	6 000,00	720 000,00
<b>5-02</b>	Réalisation de regard en béton armé dosé à 400 KG/M3 de ciment CRS, avec tampon en fonte série lourd F80, y compris fouille, remblai, coffrage, ferrailage et imprégnation en flint kota (0.80x0.80x1.00).	U	15,00	70 000,00	1050000,00
<b>5-03</b>	Réalisation de regard en béton armé dosé à 400 KG/M3 de ciment CRS, avec tampon en fonte série lourd F80, y compris fouille, remblai, coffrage, ferrailage et imprégnation en flint kota DIM:(1,00X1,00) ( 1,7 ≥H ≥1,50).	U	5,00	80 000,00	400 000,00
<b>TOTAL 05</b>					<b>2 170 000,00</b>
<b>Lot 06 - Electricité</b>					
<b>6-01</b>	F/P d'Hublot étanche du 1er choix, ainsi que toutes sujétions de main d'œuvre et parfaite exécution.	U	38,00	1 200,00	45 600,00
<b>6-02</b>	F/P d'Hublot Mural du 1er choix, ainsi que toutes sujétions de main d'œuvre et parfaite exécution.	U	100,00	1 200,00	120 000,00
<b>6-03</b>	F/P de Plafonnier Rond du 1er choix, ainsi que toutes sujétions de main d'œuvre et parfaite exécution.	U	200,00	2 500,00	500 000,00
<b>6,04</b>	F/P applique de lavabo du 1er choix, ainsi que toutes sujétions de main d'œuvre et parfaite exécution.	U	38,00	2 500,00	95 000,00
<b>6-05</b>	F/P de prise de courant 2P+T du 1er choix , ainsi que toutes sujétions de main d'œuvre et parfaite exécution.	U	600,00	1 200,00	720 000,00

<b>6-06</b>	F/P Interrupteur simple allumage	U	200,00	1 200,00	240 000,00
<b>6-07</b>	F/P Interrupteur double allumage	U	300,00	1 200,00	360 000,00
<b>6-08</b>	F/P boîte de dérivation 200 x200	U	140,00	1 200,00	168 000,00
<b>6-09</b>	F/P de crosse murale avec lu mineur 125W, y compris boîte de dérivation	U	10,00	3 000,00	30 000,00
<b>6-10</b>	F/P câble électrique, y compris branchement F/P de câble comprenant tirage, raccordement de câble , fixation de câble , chemin de câble y compris toute sujétion parfaite mise en œuvre sans aucun plus-value				
	a) 2x1,5 mm <sup>2</sup>	ML	2 000,00	100,00	200 000,00
	b) 2x2,5 mm <sup>2</sup>	ML	2 000,00	200,00	400 000,00
	c) 3x6 mm <sup>2</sup>	ML	1 000,00	500,00	500 000,00
	d) 4 x 16mm <sup>2</sup> + 1x28mm <sup>2</sup>	ML	200,00	1 000,00	200 000,00
	e) 4x10mm <sup>2</sup> + 1x28mm <sup>2</sup>	ML	200,00	800,00	160 000,00
	f) 4 x 6mm <sup>2</sup> + 1x28mm <sup>2</sup>	ML	200,00	700,00	140 000,00
	g) 4 x 4mm <sup>2</sup> + 1x28mm <sup>2</sup>	ML	200,00	600,00	120 000,00
<b>6-11</b>	F/P piquet de terre en cuivre	U	4,00	5000,00	20 000,00
<b>6-12</b>	F/P câble en cuivre Nu 28 mm <sup>2</sup>	ML	200,00	1 000,00	200 000,00
<b>6-13</b>	F/P disjoncteur 4P différentiel 250 A du 1er choix, ainsi que toutes sujétions de main d'œuvre et parfaite exécution.	U	7,00	2 000,00	14 000,00
<b>6-14</b>	F/P Tableau de distribution électrique de 1er choix comprenant 04 départs	U	7,00	2 000,00	14 000,00
<b>6-15</b>	Coffret Xbox 2à10 du 1er choix, ainsi que toutes sujétions de main d'œuvre et parfaite exécution.	U	5,00	200 000,00	1 000 000,00
<b>6-16</b>	Câble coaxial pour télévision (séjours + ch.)	ML	1 500,00	500,00	750 000,00
<b>6-17</b>	Prise pour télévision (séjours + chambre)	U	50,00	1 000,00	50 000,00
<b>6-18</b>	Coffret de répartition éclairage extérieur CRE-EXT type métallique Etanche IP547, protection de tété type différentielle calibre 32 A	U	5,00	30 000,00	150 000,00
<b>TOTAL 06</b>					<b>10 496600,00</b>

<b>Lot 07 - Peinture - Vitrierie</b>					
<b>7-01</b>	F/P Peinture Satiné sur murs intérieur y compris grattage et colmatage des fissures et toutes sujétions de mise en œuvre.	M <sup>2</sup>	4 450,00	1 500,00	6 675 000,00
<b>7-02</b>	F/P Peinture Satiné sous plafond y compris grattage et colmatage des fissures et toutes sujétions de mise en œuvre.	M <sup>2</sup>	3 031,00	1 500,00	4 546 500,00
<b>7-03</b>	Peinture griffée extérieure, y compris grattage et colmatage des fissures et toutes sujétions de mise en œuvre.	M <sup>2</sup>	800,00	1 500,00	1 200 000,00
<b>7-04</b>	F/P Faux plafond en PVC ainsi que toutes sujétions de mise en œuvre.	M <sup>2</sup>	197,20	4 000,00	788 800,00
<b>TOTAL 07</b>					<b>13 210300,00</b>
<b>Lot 08 - Menuiserie Bois, Aluminium, Métallique</b>					
<b>8-01</b>	F/P Fenêtre vitrée en aluminium 2,40x2,40m, ainsi que toutes sujétions de main d'œuvre et parfaite exécution.	U	14,00	150 000,00	2 100 000,00
<b>8-01</b>	F/P Fenêtre vitrée en aluminium 1,20x1,40m, ainsi que toutes sujétions de main d'œuvre et parfaite exécution.	U	42,00	140 000,00	5 880 000,00
<b>8-02</b>	F/P Fenêtre coulissante en aluminium à deux vantaux Avec volet roulant & filtre (contre l'infiltration de sable) vitre ép.=5 mm) DIM 1,80 X 2,40 m	U	63,00	120 000,00	7560 000,00
<b>8-03</b>	Fourniture et pose de portes en Aluminium ,1ère choix DIM 0,75x2.17	U	42,00	60 000,00	2 520 000,00
<b>8-04</b>	Fourniture et pose de portes en Aluminium ,1ère choix DIM 1,20x2.17	U	9,00	120 000,00	1080 000,00
<b>8-05</b>	Fourniture et pose de portes en Aluminium ,1ère choix DIM 0,94x2.17	U	41,00	100 000,00	4 100 000,00
<b>8-06</b>	Fourniture et pose de portes en Aluminium ,1ère choix DIM 1,50x2.20	U	12,00	130 000,00	1 560 000,00
<b>8-07</b>	Fourniture et pose garde-corps en tubulaire inox H=0,85	M <sup>2</sup>	112,00	5 000,00	560 000,00
<b>8-09</b>	Fourniture et pose placard en bois rouge 1,60x2,5	U	30,00	100 000,00	3 000 000,00

<b>8-10</b>	F/P et montage d'un mur de mur rideau en aluminium réalisé via le système V.E.C. composé d'une ossature de profilés en aluminium laqué de couleur, fenêtres intégrées à ouvrant caché, invisible de l'extérieur du mur rideau, constituée d'un panneau isolant composé de verre en verre trempé traité sous vide, de 6 mm d'épaisseur, réfléchissant et opacifié, à l'extérieur y compris toutes sujétions de bonne exécutions.	M <sup>2</sup>	140	40000,00	5 600 000,00
<b>TOTAL 08</b>					<b>35 160000,00</b>
<b>Lot 09 -Etanchéité</b>					
	Étanchéité composée de :				
<b>9-01</b>	Forme de pente	M <sup>2</sup>	203,37	5 000,00	1 016850,00
<b>9-02</b>	Film polyane	M <sup>2</sup>	203,37	2 000,00	406 740,00
<b>9-03</b>	Isolation en liège	M <sup>2</sup>	203,37	2 000,00	406 740,00
<b>9-04</b>	Étanchéité multicouche 3x36S	M <sup>2</sup>	203,37	2 000,00	406 740,00
<b>9-05</b>	Pax aluminium	M <sup>2</sup>	203,37	2 000,00	406 740,00
<b>9-06</b>	Protection lourde en gravier	M <sup>2</sup>	203,37	1 000,00	203 370,00
<b>9-07</b>	Relevé d'étanchéité	ML	128,50	2 500,00	321 250,00
<b>9-08</b>	Gargouille en plomb	U	10,00	3 000,00	30 000,00
<b>9-09</b>	Crapaudine	U	10,00	1 000,00	10 000,00
<b>TOTAL 09</b>					<b>3 208 430,00</b>
<b>Lot 10 - réseau anti incendie</b>					
<b>10-01</b>	Vanne d'arrêt en acier galvanisé DN 63 y compris pièces de raccordement, supports et toutes sujétions de fourniture et de mise en œuvre.	U	2,00	10 000,00	20 000,00
<b>10-02</b>	Vanne d'arrêt en acier galvanisé DN 50 y compris pièces de raccordement, supports et toutes sujétions de fourniture et de mise en œuvre.	U	6,00	8 000,00	48 000,00
<b>10-03</b>	Acier galvanisé (pour RIA)				
	a-40/49	ML	20,00	3 000,00	60 000,00

	b-50/60	ML	13,00	5 000,00	65 000,00
<b>10-04</b>	F/P kit d'armoire incendie armée (30 mètre) y compris tous les accessoires manomètres, robinet d'arrêt ...etc.	U	6,00	100 000,00	600 000,00
<b>TOTAL 10</b>					<b>793 000,00</b>
<b>Lot 11 -Ascenseur</b>					
<b>11-01</b>	<b>Cage d'ascenseur :</b> Fourniture et installation d'ascenseur électrique de 1m/s de vitesse, <b>4 arrêts</b> , 800Kg de charge nominale, avec capacité pour 8 personnes, niveau basique de finition dans une cabine de 1600x1600x2300 mm, avec éclairage électrique permanent de 50 lux minimum, manœuvre universel simple portes intérieures automatiques en acier inoxydable et portes extérieures automatiques en acier à peindre de 800 x 2000 comprend les crochets de fixation, les lampes d'éclairages de la gaine, câble de traction et passe câble, les amortisseurs de cuvette, contrepoids, les portes d'accès, les groupes tracteur, le tableau et le câble de manœuvre, l'ossature, le châssis et les portes de cabine avec finition, limiteur de vitesse et parachute, boutons d'étage et de cabine, sélecteur d'arrêts, installation électrique, ligne téléphonique et système de sécurité. Totalement monté, connecté et testé par l'entreprise installatrice via les tests de services correspondants.	U	1,00	7 000000,00	7 000 000,00
<b>Lot 12 -TRAVEAUX DIVERS</b>					
<b>12-01</b>	Béton armé pour Appuis de fenêtres et châssis y compris plaques de granito de qualité	ML	200,00	8 000,00	1 600000,00
<b>12-02</b>	Réalisation de potager de cuisine dim. : suivant plan	U	3,00	200 000,00	600 000,00
<b>12-03</b>	a- Fourniture et pose de pergola moderne mixte bois et aluminium extrudé (140X140)	M²	100,00	30 000,00	3 000 000,00
<b>12-04</b>	F/P alucobond y compris ossature métallique	M2	400,00	35 000,00	14 000000,00
<b>12-05</b>	F/P Détecteur de fumée	U	40,00	2 000,00	80 000,00
<b>TOTAL 12</b>					<b>19 280000,00</b>

## VII .5. RECAPITULATION GENERALE

PROJET : réalisation d'un hôtel 3 étoile AIN KARMA- HAMMAM GUERGOUR.

PROMOTEUR DU PROJET : BOUAISSI & BELOUASSA.

N° ART	DESIGNATION DES OUVRAGES	Montant	(%)
1	GROS OEUVERS.....	118 607 238,00	31,18%
2	MACONNERIES - ENDUITS .....	114 503 000,00	30,10%
3	REVETEMENTS SOL/MURES.....	42 390 500,00	11,14%
4	PLOMBERIE SANITAIRE .....	13 602 000,00	3,58%
5	ASSAINAISSEMENT.....	2 170 000,00	0,57%
6	ELECTRICITE.....	10 496 600,00	2,76%
7	PEINTURE - VITRERIE .....	13 210 300,00	3,47%
8	MENUISERIE METALLIQUE + FERRONNERIE.....	35 160 000,00	9,24%
9	ETANCHEITE.....	3 208 430,00	0,84%
10	RESEAU ANTI INCENDIE.....	793 000,00	0,21%
11	ASCENSSEUR .....	7 000 000,00	1,84%
12	TRAVEAUX DIVERS.....	19 280 000,00	5,07%
<b>TOTAL GENERAL</b>		380 421 068,00	100
<b>MONTANT TVA 19%</b>		72 280 002,92	/
<b>TOTAL GENERAL EN TTC</b>		452 701 070,92	/

ARRETER LE PRESENT DEVIS EN TTC :

QUATRE CENT CINQUANTE –DEUX MILLION SEPT CENT UN MILLE SOIXANTE-DIX DINARS ET QUATRE –VINGT-DOUZE SANTEEMS.

# Conclusion

## Conclusion générale

---

### Conclusion générale

Au terme de notre mémoire de fin d'étude nous tenons à indiquer que ce modeste travail, nous a beaucoup aidé de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle, d'améliorer nos connaissances en se basant sur les documents techniques et les règlements tels que: BAEL91,RPA99Version 2003,CBA93 et les autres.

On a pu apprendre toutes les démarches à mettre en place sur un projet concret : à partir de la lettre d'architecture jusqu'à l'étude génie civil qui inclut la conception d'un note calcul en passant par la modalisation sous logiciel Robot structural analysais 2015.

Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail ,sont résumées dans les points suivants:

- ✓ Etant donné l'objectif primordial est la protection des vies humaines lors d'un séisme majeur.
- ✓ Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99 version 2003, cela veut dire que le RPA99 valorise la sécurité avant l'économie.
- ✓ Les voiles sont un élément important dans la structure du bâtiment, et elles jouent également un rôle déterminant dans le comportement de ce dernier face à un séisme.
- ✓ Le choix de type de fondation s'est avéré important tout en respectant les mesures de préventions imposées pour la stabilité de la structure ; Cela nous a conduit a opté pour un radier générale qui peut assurer la stabilité de notre structure.
- ✓ Une étude d'estimation de prix a été réalisée pour le projet, Afin de donner un aperçu général du prix total du projet. Le prix estimé est d'environ de :quatre cent cinquante - deux million sept cent un mille soixante-dix dinars et quatre-vingt-douz Centimes.  
**(452 701 070 ,92DA)**

Enfin , le travail que nous présentons sont l'aboutissement de cinq années de recherche , il permet de résumer les connaissances accumulées aucours des études universitaires. Nous espérons atteindre nos objectifs et nous permettons d'utiliser ces connaissances dans la vie pratique.

*« Nous souhaitons que ce modeste travail soit bénéfique pour les prochaines promotions. »*



# Bibliographie

---

## Bibliographie

Dans le cadre l'élaboration de projet fin d'étude, les documents suivants m'ont été d'une aide :

### ❖ Les Règlements :

- Règlement parasismique algérienne (RPA 99 V 2003)
- Béton Armé Aux Etats Limites (BAEL 91 modifiée 99 )
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé. (CBA93), Edition CGS, Décembre 1993.
- Document Technique Réglementaire Charges Et Surcharges. DTR (BC2.2) Edition CGS, Octobre 1988.

### ❖ Les Livres:

- Calcul de l'ouvrage en béton armé.

### ❖ Les Mémoires :

- Anciens mémoires de fin d'étude, Indiqué les mémoires utilisée.

### ❖ Les Cours :

- Cours de béton armé, 3ème et 1ère et 2ème année master génie civil.
- Cour projet béton armé master 2 structure **M.DJOUDI LARBI**.

### ❖ Les Logiciels :

- Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2015.
- AutoCAD 2014 - Français (French).
- Robot expert 2010.

# Annexes

## Annexes

---

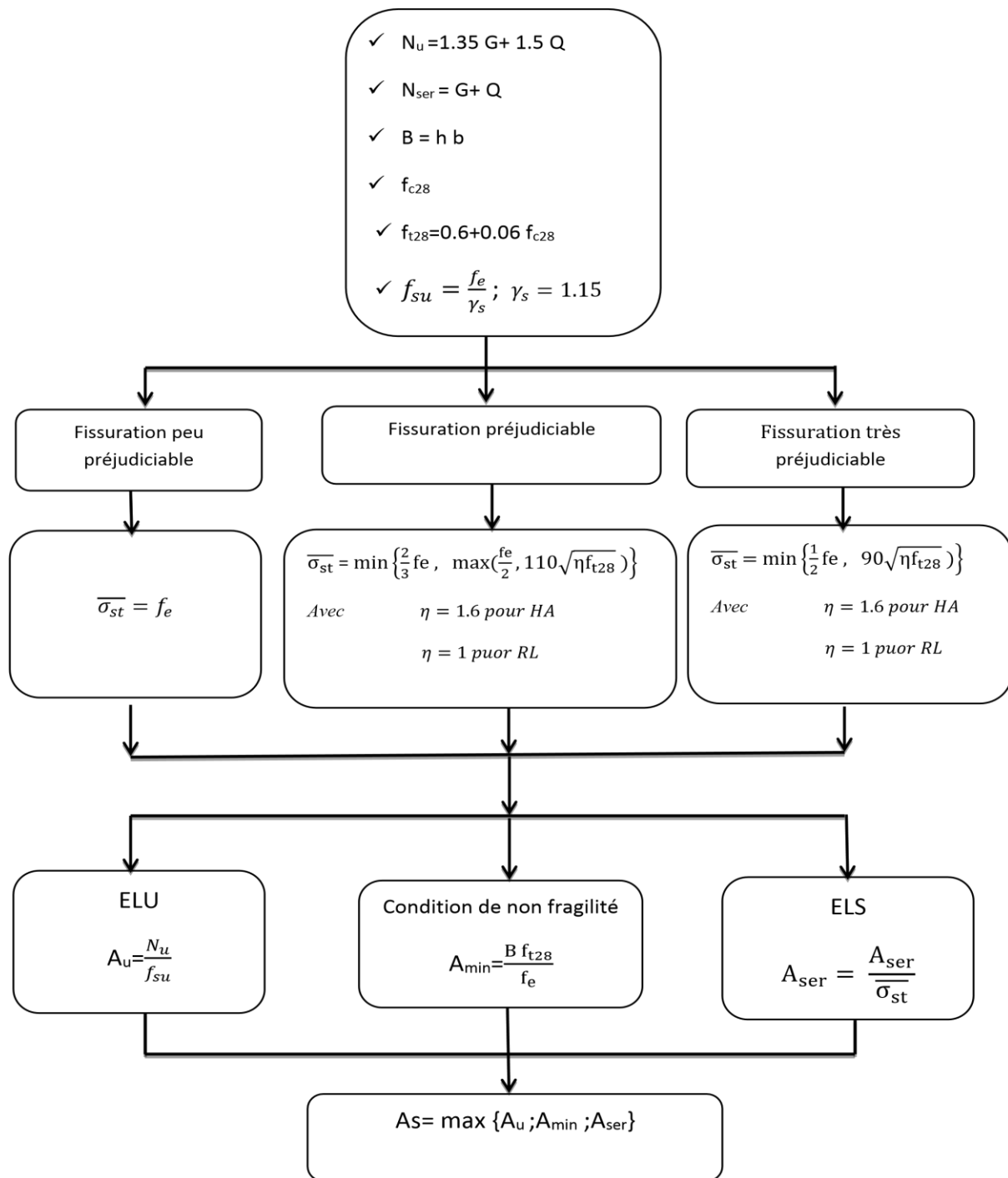
Sections réelles d'armatures : section en (cm<sup>2</sup>) de N armatures de diamètre  $\phi$  en mm

Tableau des Armatures  
(en cm<sup>2</sup>)

$\Phi$	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

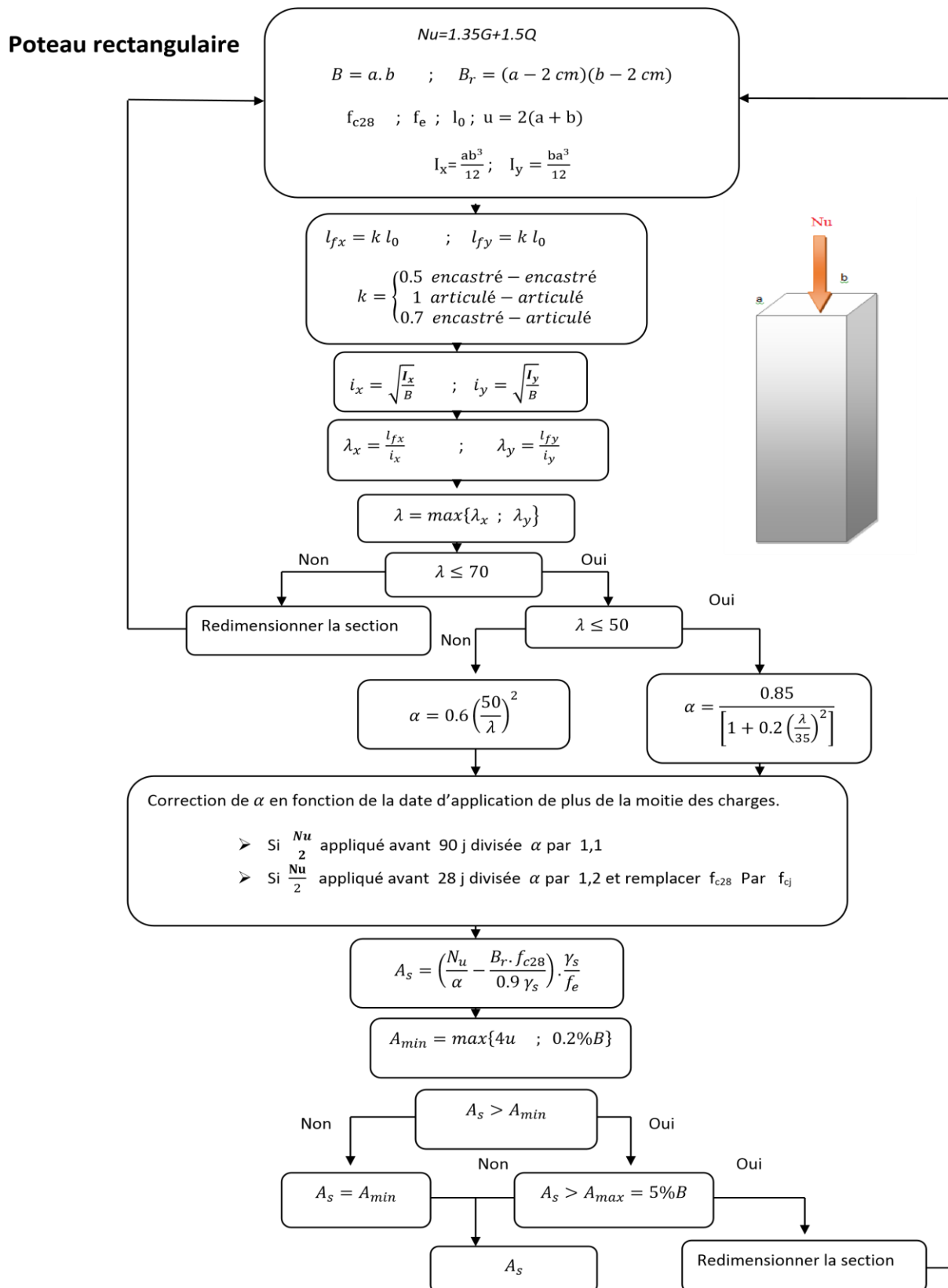
## Annexe 1

ORGANIGRAMME01 : TRACTION SIMPLE-LE TIRANT.



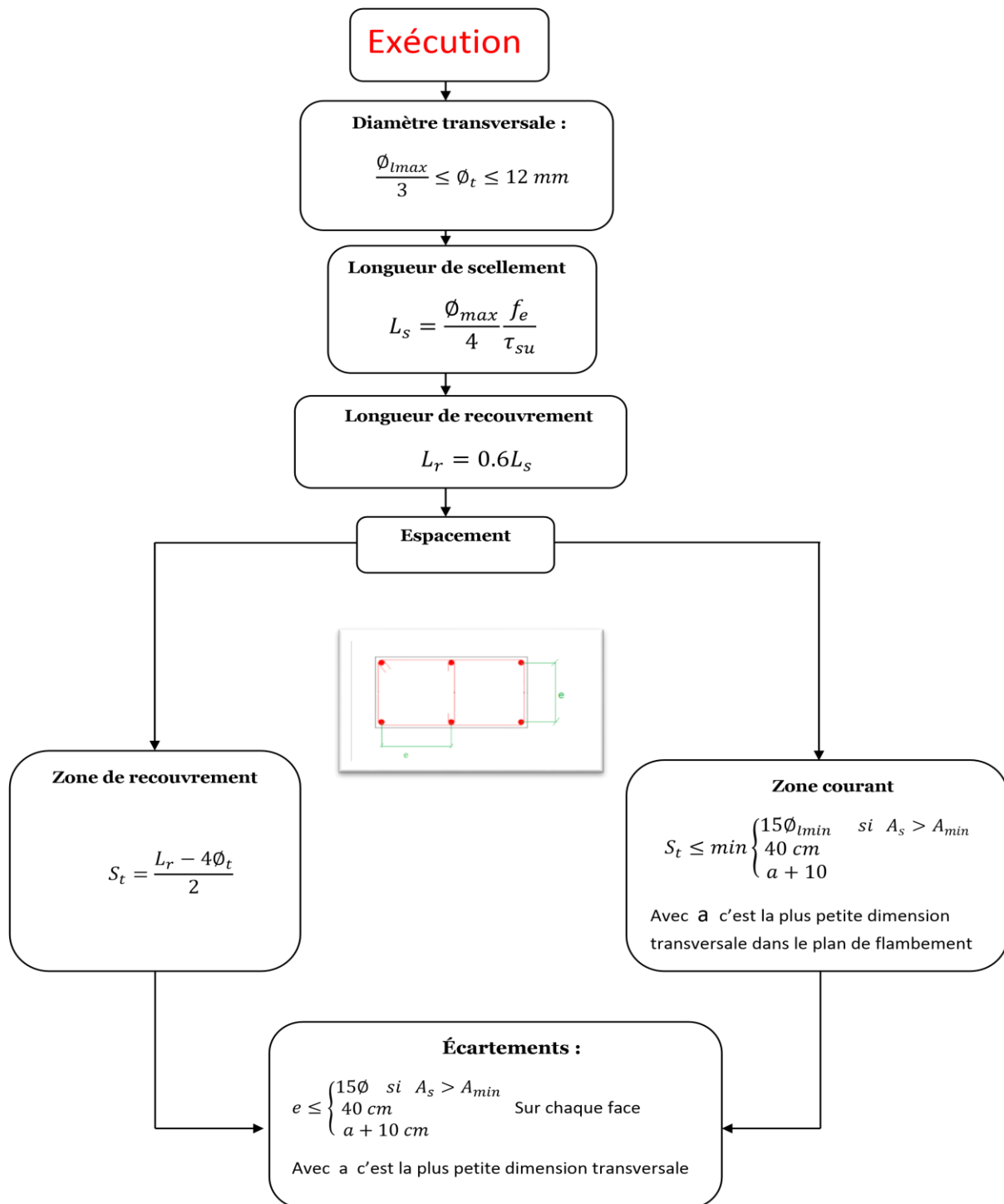
Annexe 2

## ORGANIGRAMME02 : COMPRESSION SIMPLE.



## Annexe 3

ORGANIGRAMME03 :



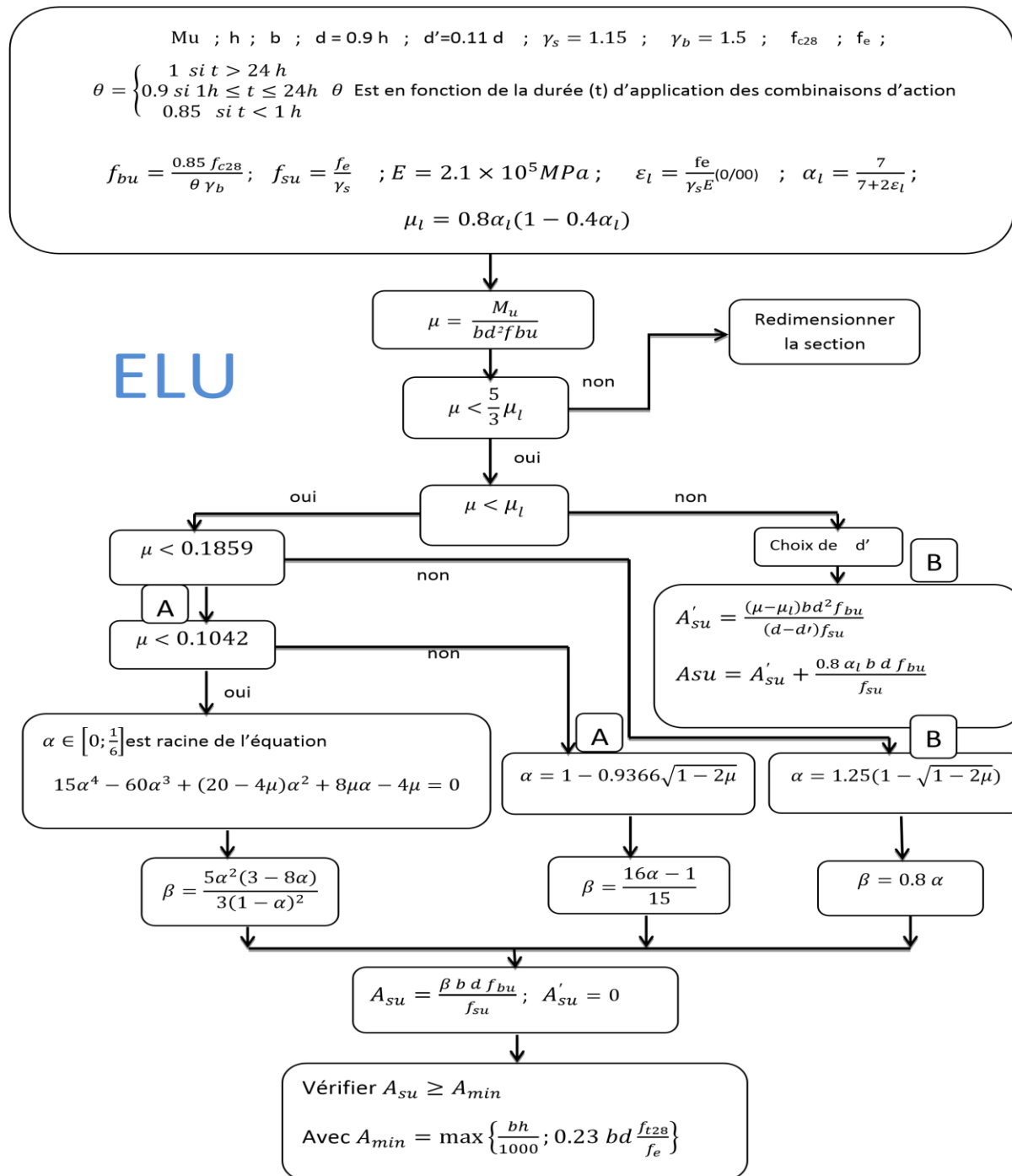
Annexe 4

## ORGANIGRAMME04 : SECTION EN TÉ A L'E.L. U EN FLEXION SIMPL.



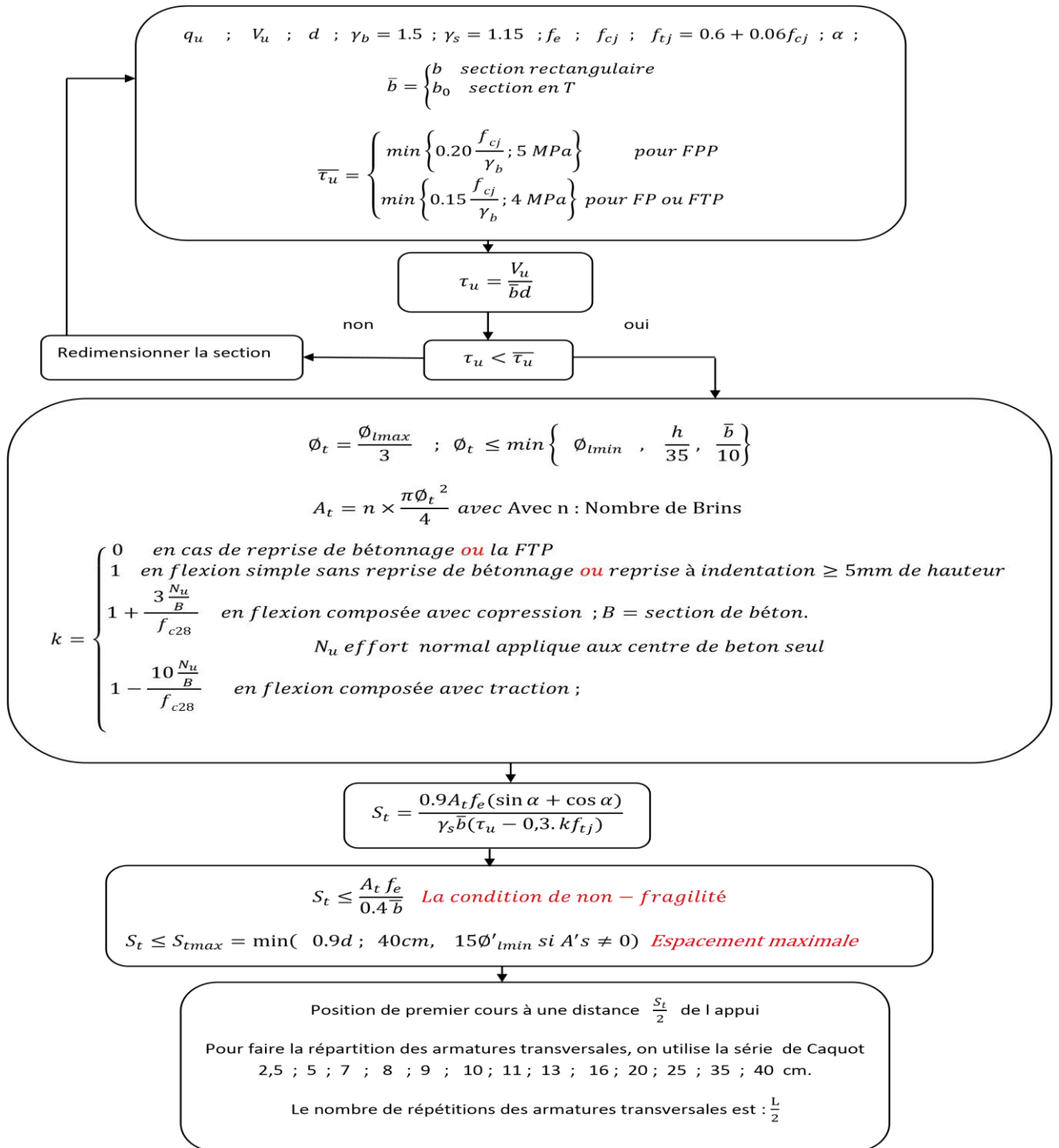
## Annexe 5

## ORGANIGRAMME05 : SECTION RECTANGLE A L'E.L. U EN FLEXION SIMPL.



## Annexe 6





**ORGANIGRAMME06 : EFFORT TRANCHANT.**

## Annexe 7

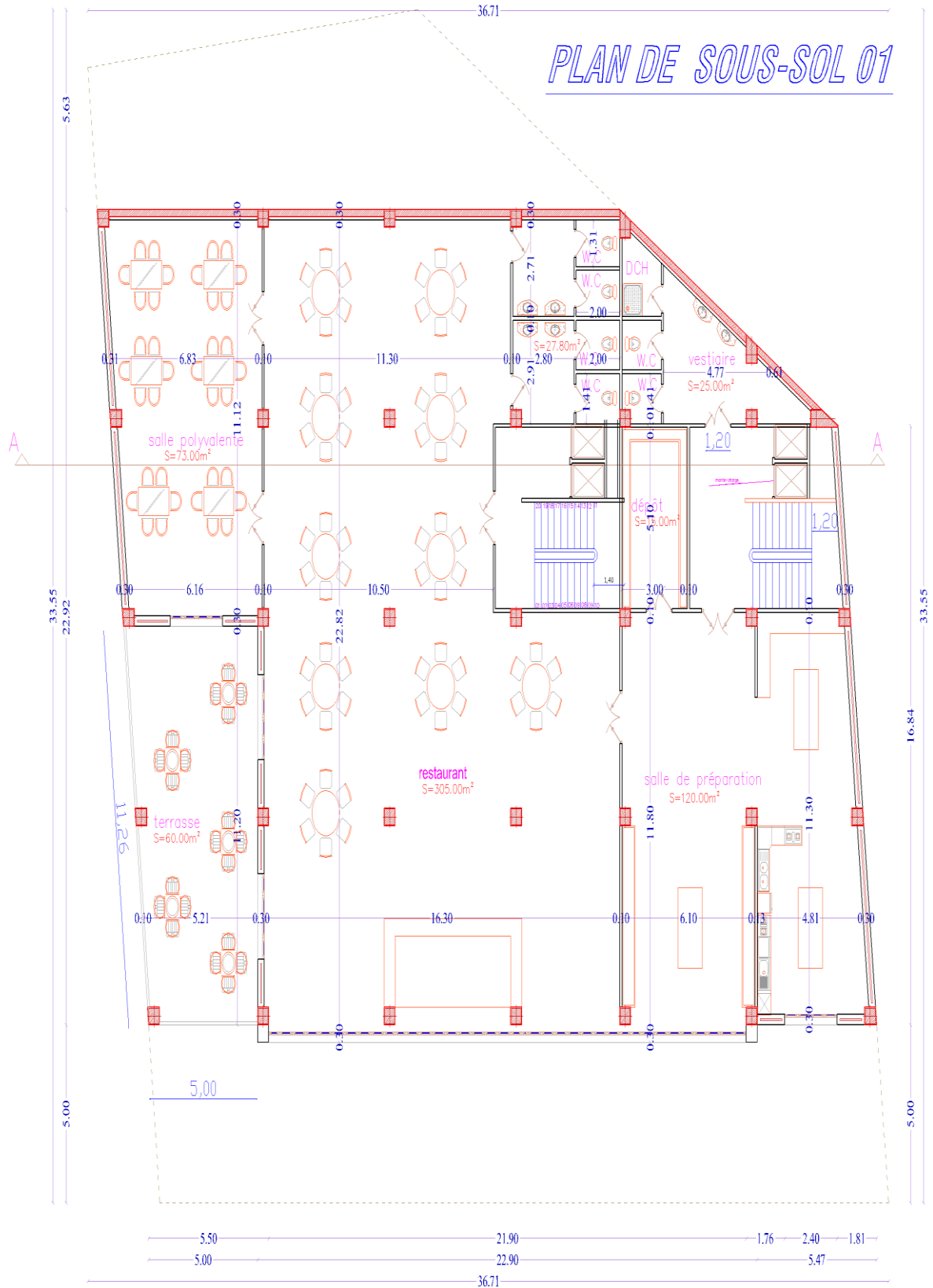
## **Annexes**

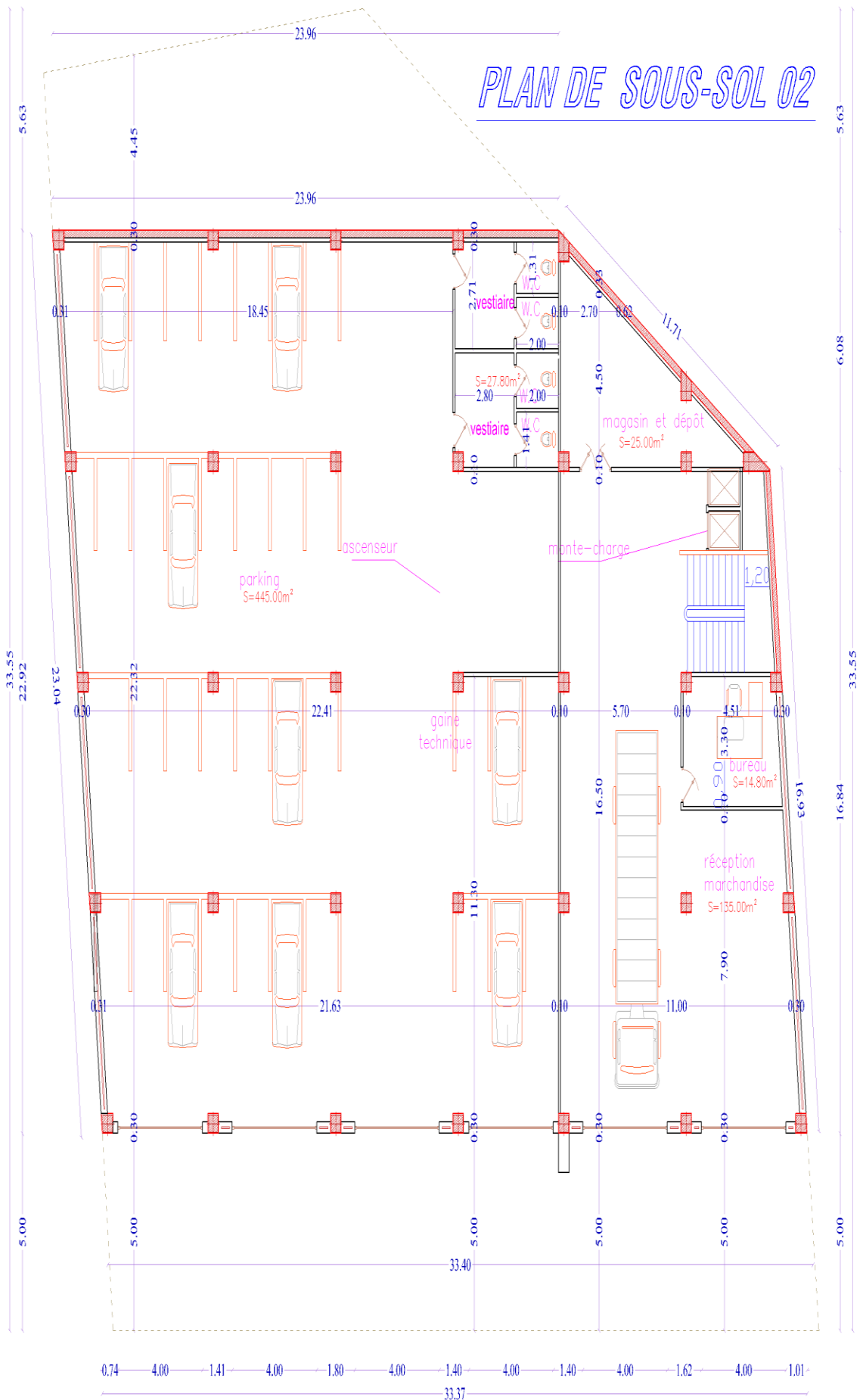
---

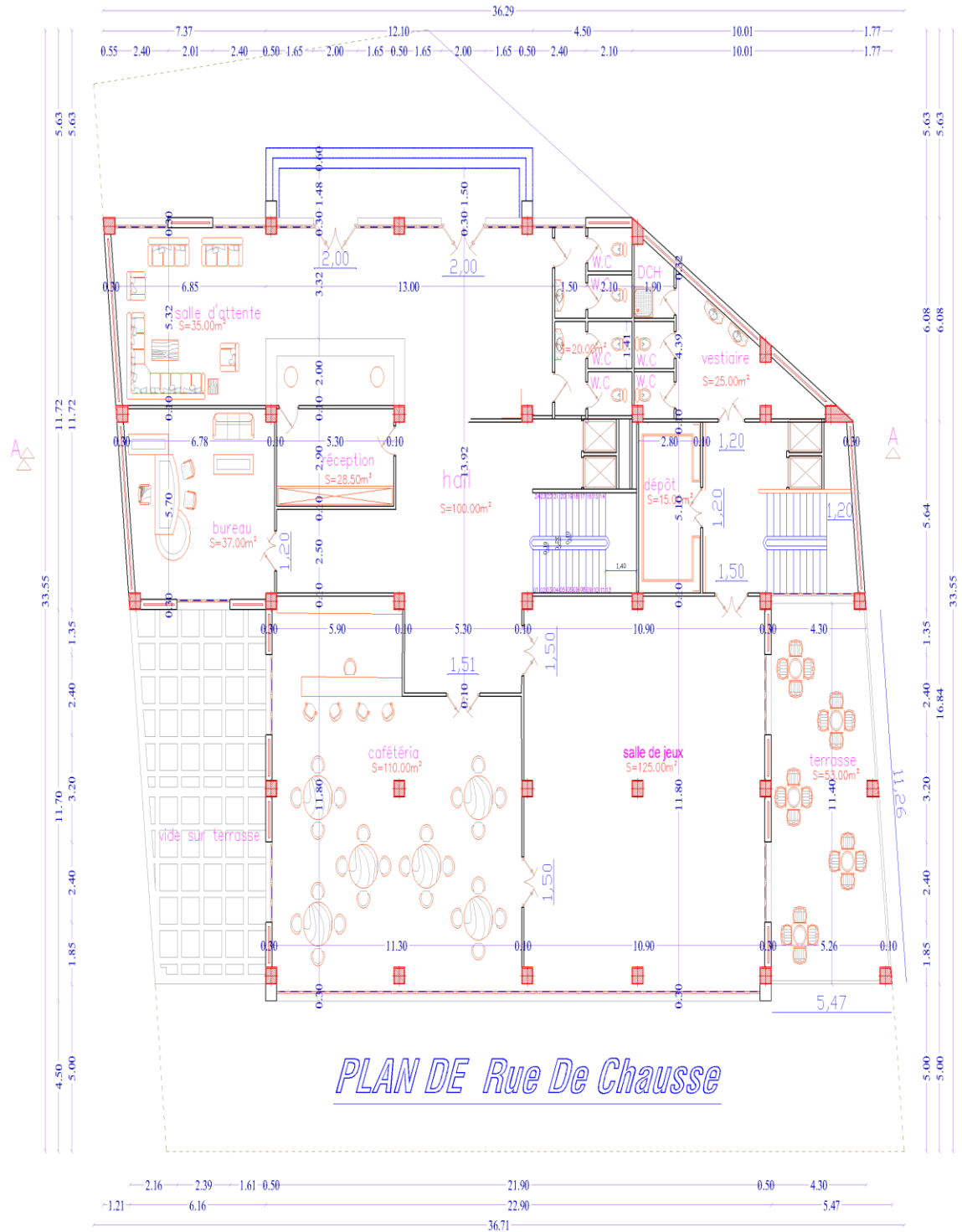
Malgré l'existence des logiciels informatiques très développés qui ont bien aidé à développer les calculs et le dimensionnement des structures en béton armé, et à les rendre plus facile et moins couteux et dans des bref délai, le calcul manuel reste primordial dans les calculs et le dimensionnement de n'importe quel structure, vu que :

- ✓ La possibilité de faire des erreurs dans les Logiciels en cochant les cases.
- ✓ Les logiciels ne sont plus utiles lors du suivi au chantier.
- ✓ Même pour les calculs faites par logiciels, Les calculs manuel restent un guide très utile pour les vérifications.

# Plans architecturaux





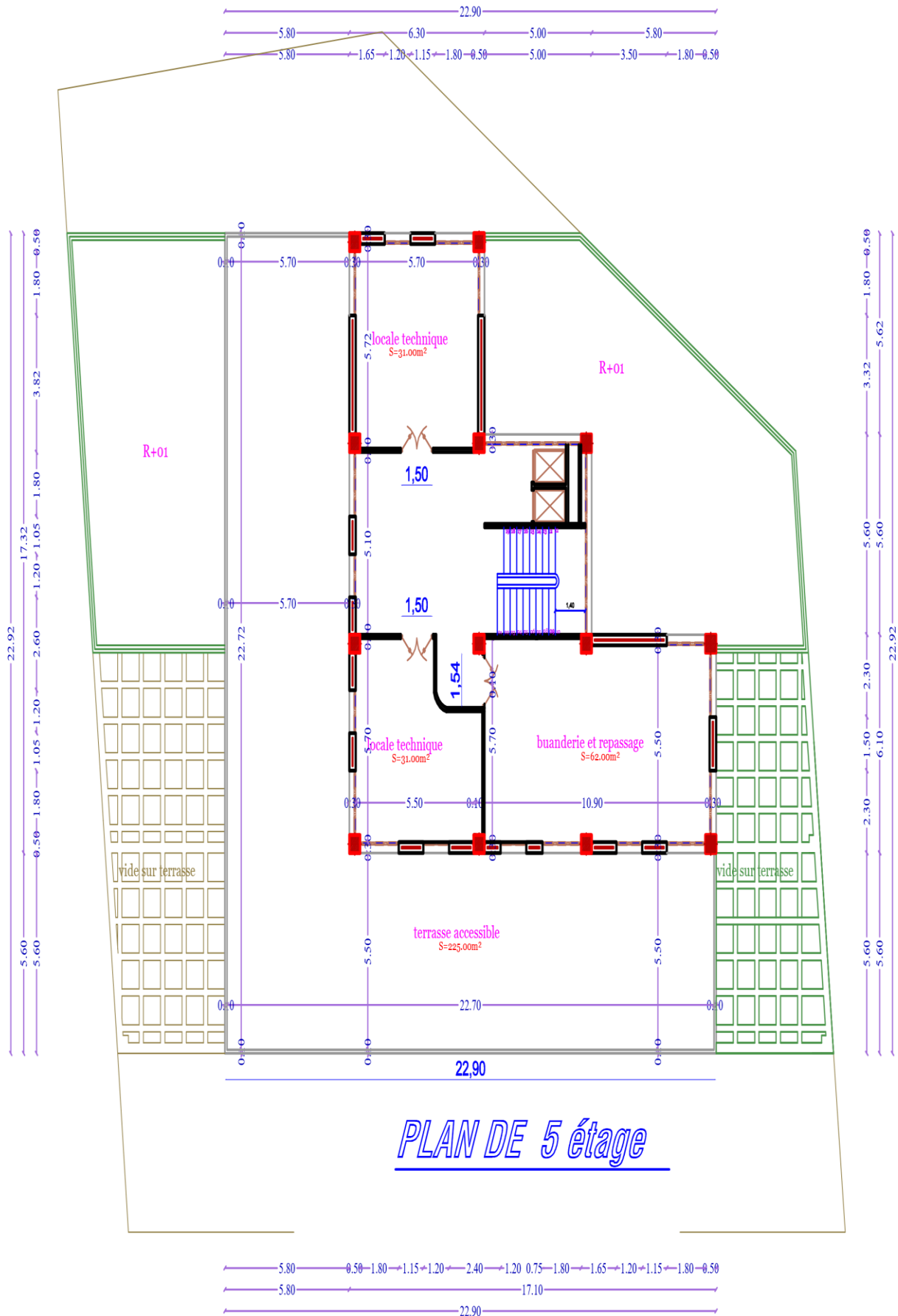




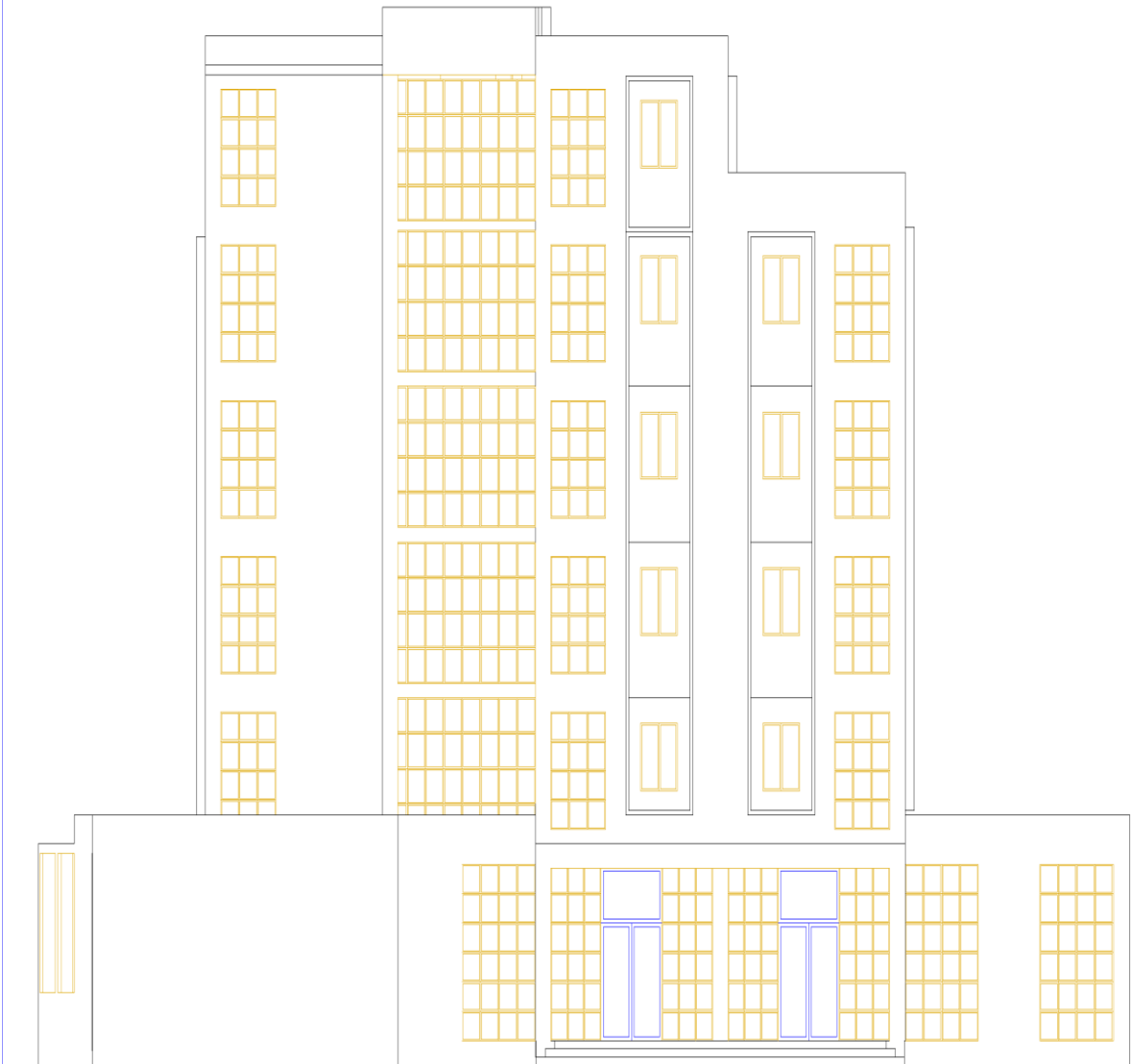


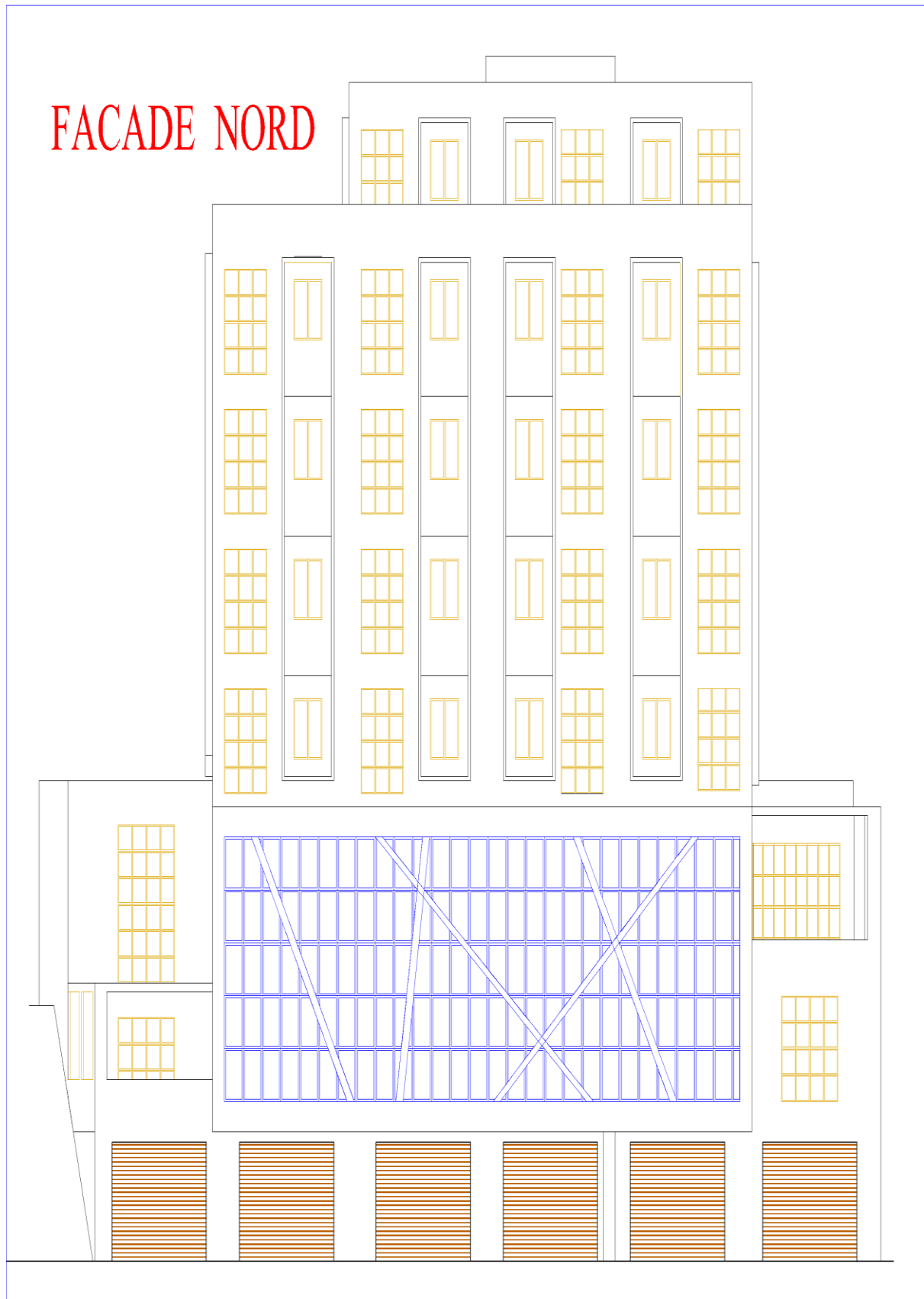


# Plans architecturaux

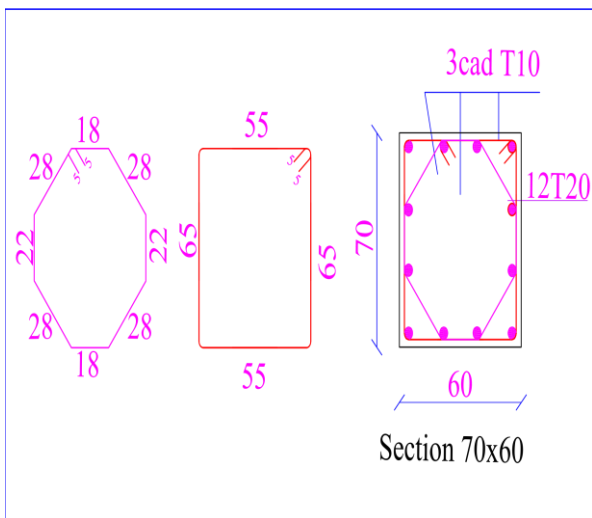
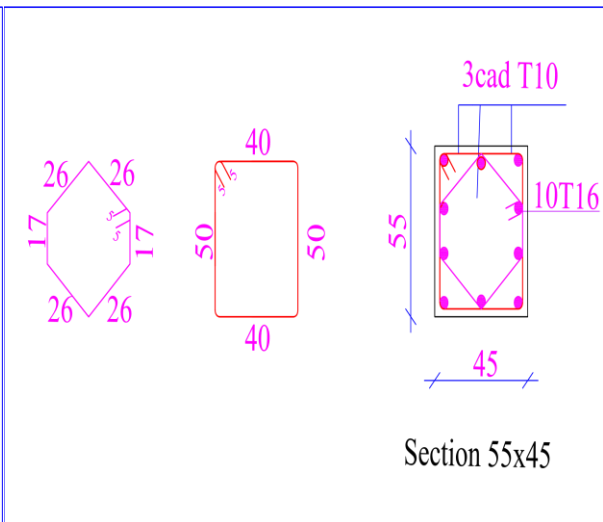
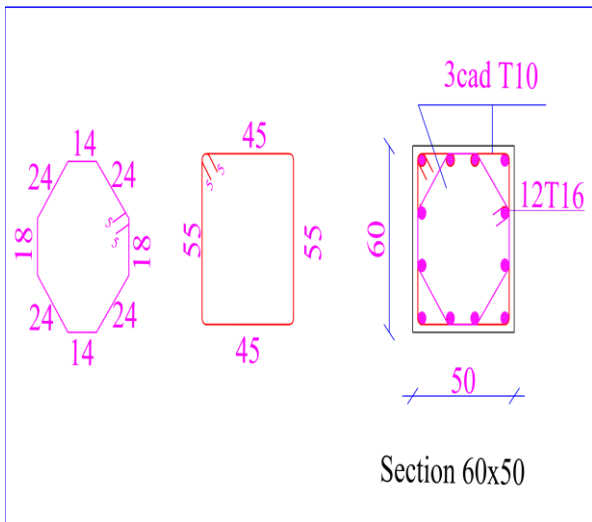
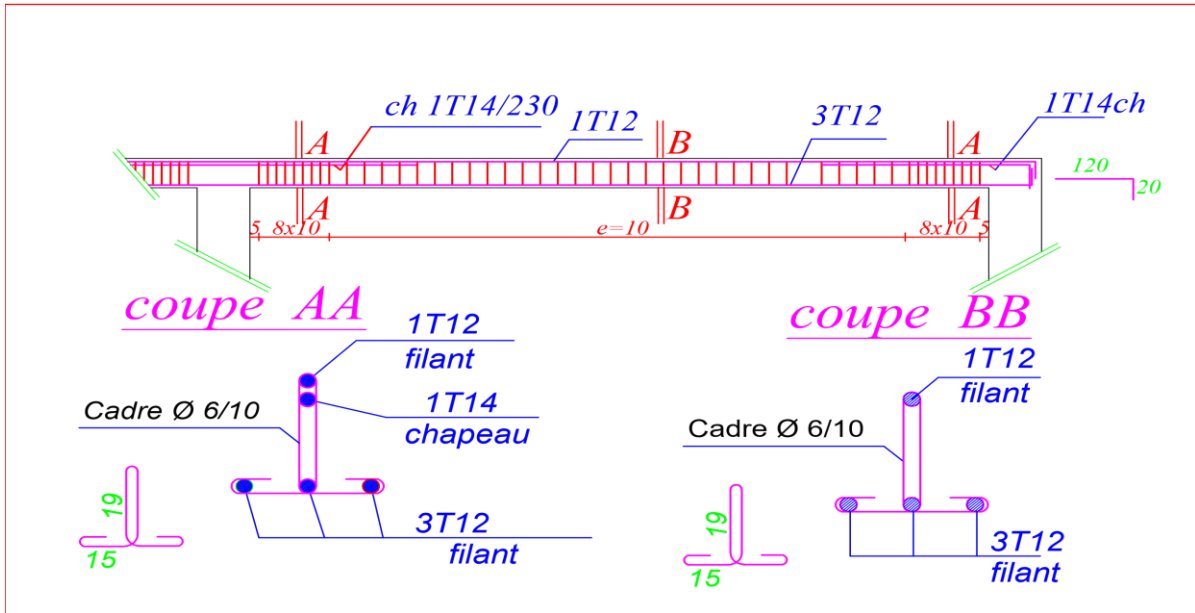


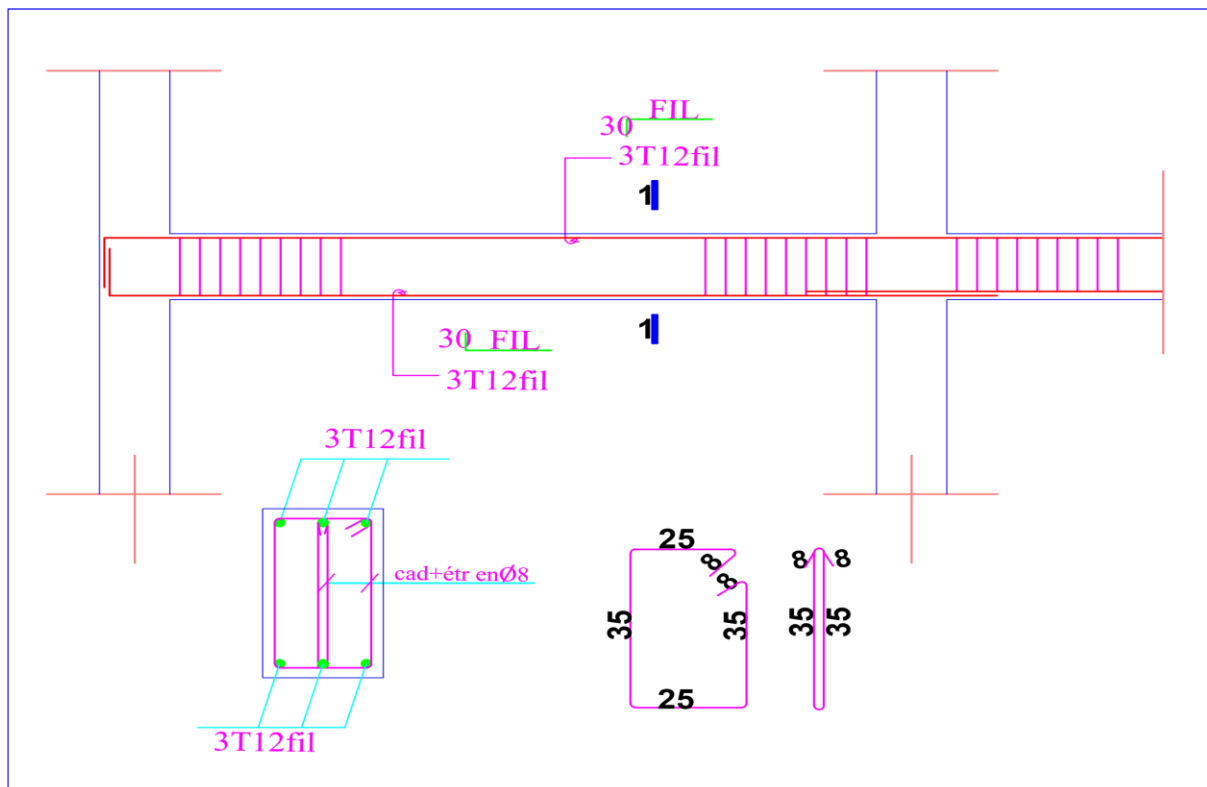
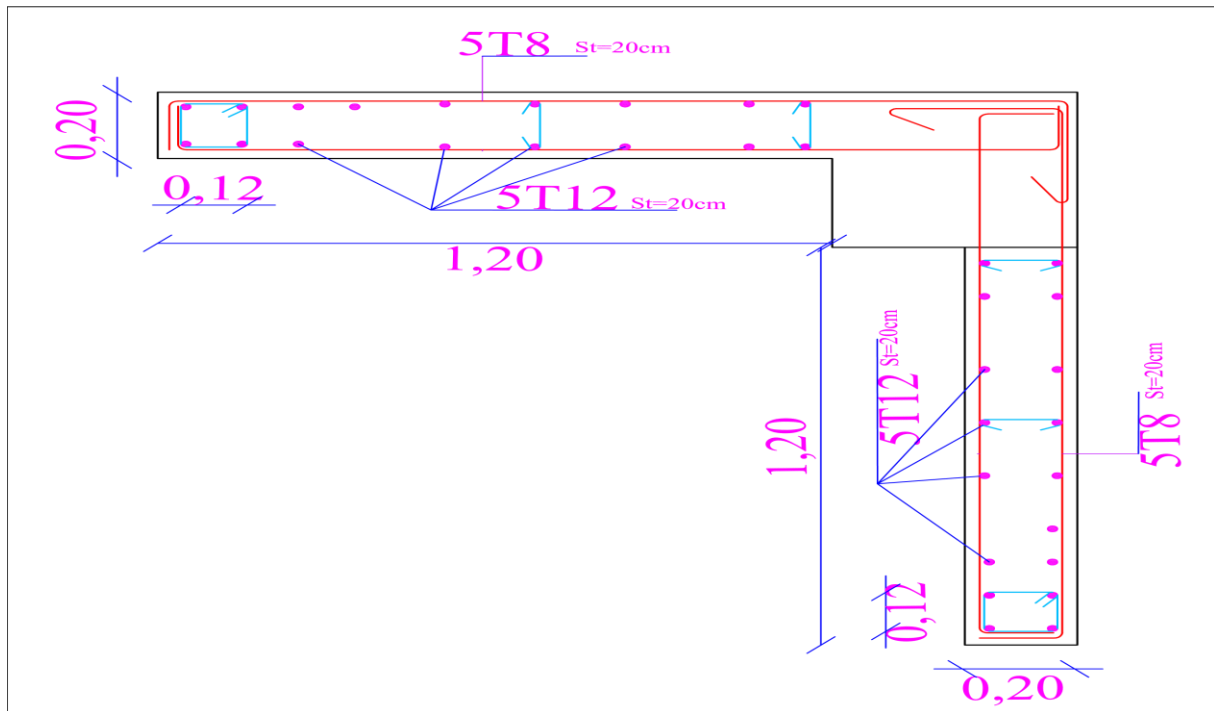
**FACADE PRINCIPALE**



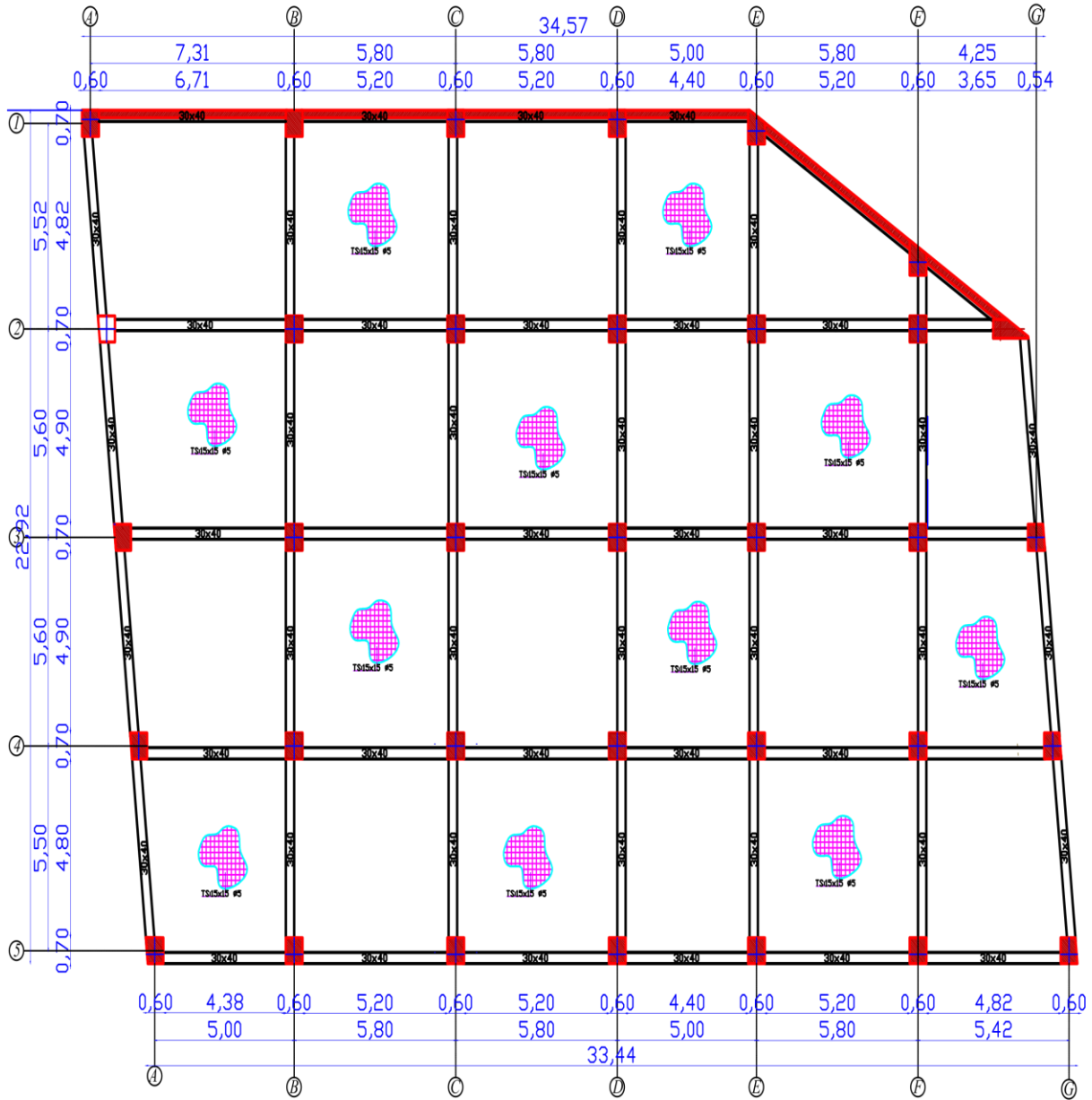


# Plans génie civil





COFFRAGE FONDATION



**COFFRAGE PLANCHER**  
NIV. 4.08

**COFFRAGE PLANCHER**  
NIV. 00.00

**COFFRAGE PLANCHER**  
NIV. 3.40

**COFFRAGE PLANCHER**  
NIV. 20.23

**COFFRAGE PLANCHER**  
NIV. 7.31.10.54.13.77.17.06

**Ferraillage des poteaux**

**Ferraillage des voiles**

**Ferraillage de radier**

**Ferraillage de balcon**

**Ferraillage des longrines 30x40**

**Ferraillage des Laines**

**Ferraillage de L'escalier**

Step	Small	Large	Ep.	Sch.ans
01	T14	6.25	15	
02	T10	1.20	20	
03	T10	1.20	20	
04	T10	1.20	15	
05	T8	1.25	25	
06	T10	1.25	25	

**Ferraillage des travees 20x25**

Step	Small	Large	Ep.	Sch.ans
01	T14	6.25	15	
02	T10	1.20	20	
03	T10	1.20	20	
04	T10	1.20	15	
05	T8	1.25	25	
06	T10	1.25	25	

**Ferraillage des travees**

- Poutre principale
- Changement
- Sur appui
- Sur appui
- En travée
- En travée

**COFFRAGE FONDATION**  
et Longrines

**COFFRAGE PLANCHER**  
NIV. 20.23

**COFFRAGE PLANCHER**  
NIV. 7.31.10.54.13.77.17.06

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
Projet : Construction d'un Centre de Formation Professionnelle à Oudjane (Wilaya d'Oran)Maître de l'ouvrage : SIDA (Société Industrielle d'Aluminium)Projet : OUDJANE FABRIQUE  
Date de la dernière modification : 03/01/2024

**BUREAU**  
L'ART DE CONCRÉTE  
15 rue de la Paix, 03000 Oudjane (Oran)  
Téléphone : +33 (0)3 41 45 23 23  
E-mail : info@lartdeconcrete.com

**PROJET**  
COFFRAGE PLANCHER  
NIV. 20.23

**ESSE**  
105-030

**Modifications :**  
N° Date Description

**REVISIONS :**  
N° Date Description

**DATE :** 2024

**PROJET :** 308

**UNSA :**

**INGENIEUR BILAL SAAD AL-BAJRI (S.A.)**  
Bureau d'Etude en Génie Civil