

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة بوابكر بلقا - تلمسان

Université AboubakrBelka- Tlemcen –Faculté de TECHNOLOGIE



MEMOIRE

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

En : (Génie civil)

Spécialité : (Structure)

Par :

BENLAHCENE Mohammed GUERROUJJI Mahammed

Sujet

Etude d'un bâtiment R+9 en béton armé à usage résidentiel à sidi Bel Abbès.

Soutenu publiquement, le 09/06/2024, devant le jury composé de :

M ^r BEDJAOUI Mohammed Chakib	Université de Tlemcen	Président
M ^{me} MEDJAHED Amina	Université de Tlemcen	Examinatrice
M ^{me} BENAHCILIF Souad	Université de Tlemcen	Encadrant
M ^r ZEGNOUNI Abderrazak	Université de Tlemcen	Encadrant

Année universitaire:2023/2024

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMERCIEMENTS

Avant toute chose, nous tenons à remercier Allah, le tout puissant, pour nous avoir donné la force et la patience d'accomplir ce modeste travail.

En guise de reconnaissance, nous tenons à témoigner nos sincères remerciements à toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin au bon déroulement de notre stage de fin d'étude et à l'élaboration de ce modeste travail.

*Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude envers nos encadreurs : **Mme BENAHCILIF Souad** et **Mr ZEGNOUNI Abderazzak**. Pour leur accompagnement, pour leur précieuse assistance et surtout pour tous leurs conseils qui nous ont aidé à accomplir ce modeste projet.*

*Nous voudrions remercier aussi tout particulièrement le président de jury **M^r BEDJAOUI Mohammed Chakib** ainsi que les examinateurs **M^{me} MEDJAHED Amina**. Ils ont montré un grand intérêt pour analyser notre travail et fournir des suggestions constructives pour son développement.*

Nos remerciements s'adressent également.

*Aux monsieur **SAIDANI WALID**, et **SELKA ABDELMOUMENE**, ingénieurs en CTC, pour leur aide et vos conseils tout au long de ce travail.*

Dédicace :

Je dédie les fruits de ce modeste travail :

A mon binôme et frère "GUERROUDJI MOHAMMED"

*À la mémoire mon cher père (Rabi yerhmah) pour ces longues années de soutien
inconditionnel, pour sa confiance permanente.*

*À ma mère : Merci de m'avoir encouragée et soutenue tout au long de mes études. Que
Dieu vous donne longue vie avec beaucoup de santé.*

A mes sœurs "Amina" et " Zineb", à mon frère "Abdessamad" :

*Je vous remercie de m'avoir encouragée et d'avoir toujours été présents dans les bons
moments comme dans les mauvais.*

A ma famille "BENLAHCENE" et "SAOULI"

A mes amies :

*Particulièrement : AYMEN, AYOUB, ANES, ABDELMAJID, et KARIM. Je ne peux
trouver les mots justes et sincères pour vous exprimer mon affection et mes pensées, En
témoignage de l'amitié qui nous uni et des souvenirs de tous les moments que nous avons
passés ensemble, je vous dédie ce travail et je vous souhaite une vie pleine de santé et de
bonheur.*

BENLAHCENE MOHAMMED

Dédicace :

C'est avec un grand respect et gratitude que je tiens à exprimer toute ma Reconnaissance et dédier ce travail :

*A mes chers parents, **chère maman**, la plus belle femme de ma vie, et **mon cher père**, qui sacrifie sa vie pour me voir devenir que je suis. Que Allah prolonge tes vies et vous protèges, merci à veuX deux fois plus d'étoiles du ciel*

*A tout ma famille « **GUERROUDJI** » et « **DJADOUDI** » sans exception*

*A mon meilleur ami et mon frère « **BENLAHCENE MOHAMMED** ». Je te souhaite une bonne continuité et que tu réaliseras tout tes rêves et objectifs.*

A tous mes amies :

*Spécialement : (**ABDLEMOMAN, LAHBIB, AMER, ABDELMADJID et ANAS**). Les mots de remerciement ne suffisent pas à exprimer à quel point je suis reconnaissant envers vous qui êtes la raison de mon succès et de mes réalisations. Vous êtes plus que de simples amis, vous êtes de la famille pour moi, et les souvenirs heureux restent un témoignage de la profondeur de la relation qui nous unit. Et je demande Allah de vous accorder plus de succès et d'excellence dans vos vies*

GUERROUDJI MAHAMMED

RESUME :

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage résidentiel constitué d'un sous-sol et d'un rez-de-chaussée plus neuf étages.

La structure implantée à wilaya de SIDI BELABAES. Cette région est classée en zone sismique I selon le RPA99 version 2003.

Afin de réaliser l'analyse modale et l'étude sismique, nous avons utilisé le logiciel de calcul de structure SAP2000 pour réaliser la modélisation et l'analyse du projet. Ensuite, nous avons procédé au ferrailage des différents éléments résistants de la structure (fondation, poteaux, poutres).

Le calcul et la vérification de tous les éléments ont été effectués en suivant les règlements BAEL91 modifié99, le RPA99 version 2003 et le C.B.A.93.

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, SAP2000, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99

ABSTCART :

This project presents a detailed study of a residential building consisting of a basement and a ground floor plus nine floors. The structure is located in the SIDI BELABAES province. This region is classified as seismic zone I according to the RPA99 version 2003.

We performed the project's modelling and analysis using the SAP2000 structural calculation software in order to complete the modal analysis and the seismic investigation. Next, we strengthened the structure's numerous resistant components, including the foundation, columns, and beams.

The calculation and verification of all elements was carried out in accordance with the amended BAEL91 regulations99, RPA99 version 2003 and C.B.A.93.

Keywords: Building, Reinforced concrete, SAP2000, RPA99 modified 2003, BAEL91 modified 99.

المخلص :

يقدم هذا المشروع دراسة مفصلة لمبنى مخصص للاستخدام السكني يتكون من قبو ودور أرضي بالإضافة إلى تسعة طوابق. الهيكل موجود في ولاية سيدي بلعباس التي تصنف على أنها تقع في المنطقة الزلزالية رقم واحد وفقا لإصدار (RPA99 v2003)

من أجل إجراء التحليل النموذجي والدراسة الزلزالية، استخدمنا برنامج الحساب الهيكلي SAP2000 لتنفيذ النمذجة والتحليل للمشروع. بعد ذلك، قمنا بتعزيز العناصر المقاومة المختلفة للهيكل (الأساس، الأعمدة، الروافد).

تم إجراء الحساب والتحقق من جميع العناصر بإتباع لوائح BAEL91 المعدلة، وإصدار RPA99 2003 و C.B.A.93.

الكلمات المفتاحية : البناء، الخرسانة المسلحة، SAP2000, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99

Table des matières

Chapitre I	: Présentation de l'ouvrages	1
I.1	Introduction :	2
I.2	Présentation de projet.....	2
I.3	Caractéristiques Géométriques de la structure :	2
I.4	Description structurelle :	2
I.4.1	Ossature :	2
I.4.2	Les planchers :	2
I.4.3	Escaliers :	3
I.4.4	Maçonnerie :	3
I.4.5	Les fondations :	3
I.4.6	Revêtement :	3
I.4.7	Acrotère :	3
I.5	Caractéristiques mécaniques des matériaux :	3
I.5.1	Béton :	3
I.5.2	Acier :	6
I.6	Caractéristiques mécaniques du sol :	7
I.7	Hypothèses de calcul :	8
I.7.1	Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :	8
I.8	Conclusion :	9
Chapitre II	: Pré-dimensionnement et descente de charge des éléments.....	11
II.1	Introduction :	12
II.2	Pré-dimensionnement des éléments porteurs :	12
II.2.1	Planchers à Corps Creux :	12
II.2.2	Pré-dimensionnement des poutres :	12
II.2.3	Pré-dimensionnement des poteaux :	14
II.2.4	Pré-dimensionnement les Voiles :	17
II.3	Descente de charges :	18
II.3.1	Plancher terrasse inaccessible (en corps creux) :	18
II.3.2	Plancher étage courant (en corps creux) :	19
II.3.3	Plancher en dalle plane de balcon (terrasse inaccessible) :	20
II.3.4	Plancher en dalle plane de balcon (étage courant) :	20
II.3.5	Les Murs :	21
II.3.6	Les Escalier :	22
II.4	Conclusion :	23

Chapitre III	: CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES	24
III.1	Introduction :	25
III.2	Etude de poutrelles :	25
III.2.1	Type de poutrelles :	26
III.2.2	Les charges de poutrelles :	26
III.2.3	Détermination des efforts internes :	27
III.2.4	Calcul des moments et effort tranchant avec logiciel SAP2000 :	33
III.2.5	Calcul du ferrailage :	34
III.2.6	Récapitulatif du ferrailage des poutrelles :	39
III.3	Eude des escaliers :	39
III.3.1	Pré-dimensionnement de l'escalier :	40
III.3.2	Charges et surcharges :	41
III.3.3	Calcul des efforts internes de Volée B à l'ELU:	41
III.3.4	Calcul des efforts internes de Volée B à l'ELS :	44
III.3.5	Calcul des efforts internes de Volée A à l'ELU :	46
III.3.6	Calcul des efforts internes de Volée A à l'ELS :	48
III.3.7	Calcul du ferrailage à l'ELU de Volée B :	50
III.3.8	Calcul du ferrailage à l'ELU de Volée A :	52
III.3.9	Schéma de ferrailage d'escalier :	54
III.4	Etude de Poutre palière :	55
III.4.1	Les Charges sur poutre palier :	55
III.4.2	Calcul des efforts internes à l'ELU :	55
III.4.3	Calcul des efforts internes à l'ELS :	57
III.4.4	Calcul du ferrailage à l'ELU :	59
III.4.5	Schéma de ferrailage poutre palière :	61
III.5	Etude de L'acrotère :	61
III.5.1	Sollicitation de l'acrotère :	62
III.5.2	Calcul ferrailage à l'ELU :	62
III.5.3	Vérification à l'ELS :	64
III.6	Etude de Balcon :	65
III.6.1	Détermination de l'épaisseur du balcon :	66
III.6.2	Charges et surcharges supportées par le balcon :	66
III.6.3	Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU :	66
III.6.4	Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELS :	66
III.6.5	Détermination du ferrailage à l'ELU :	67
III.6.6	Schéma de ferrailage de balcon :	70

III.7	Etude de l'Ascenseur :	70
III.7.1	Charges et surcharges supportées par la dalle :	71
III.7.2	Calcul Moments fléchissant :	72
III.7.3	Calcul du ferrailage de la dalle :	78
III.7.4	Vérification au poinçonnement :	80
III.7.5	Vérification de la nécessité d'armatures transversales :	81
III.8	Conclusion :	83
Chapitre IV	: Etude dynamique	84
IV.1	Introduction :	85
IV.2	Objectif de l'étude dynamique :	85
IV.3	Présentation de (SAP2000) :	85
IV.4	Méthode de calcul :	85
IV.5	Calcul de la force sismique totale :	86
IV.6	Modélisation :	91
IV.6.1	Introduction :	91
IV.6.2	Etapas de Modélisation :	91
IV.6.3	Vérification des exigences du RPA :	107
IV.7	Conclusion :	117
Chapitre V	: Les éléments principaux	118
V.1	Introduction :	119
V.2	Les sollicitations dans les poteaux :	119
V.2.1	Calcul du ferrailage :	120
V.2.2	Schéma du ferrailage de poteaux :	129
V.3	Les poutres :	131
V.3.1	Interdiction :	131
V.3.2	Recommandation du RPA99 V2003 :	131
V.3.3	Sollicitations maximales des poutres principales et secondaires :	132
V.3.4	Ferrailage des poutres principales :	133
V.3.5	Schéma du ferrailage de poutre principale :	138
V.3.6	Ferrailage des poutres secondaires :	140
V.3.7	Schéma du ferrailage de poutre secondaire :	144
V.3.8	Calcul l'arrêt des barres (barres des chap.) :	145
V.4	Etude des voiles :	145
V.4.1	Combinaison de calcul :	145
V.4.2	La position des voiles :	146
V.4.3	Calcul de Ferrailage de voile à la flexion composée :	146

V.5	Conclusion :	152
Chapitre VI	: Etude de l'infrastructure.....	153
VI.1	Introduction :	154
VI.2	Choix du type de fondation :	154
VI.3	Etude du radier nervuré :	154
VI.4	Combinaison d'action :	154
VI.5	Pré-dimensionnement :(DTR BC 2.331).....	155
VI.6	Les sollicitations du radier :	158
VI.7	Les sollicitations du nervuré :	160
VI.8	Calcul de Ferrailage de la radier à L'ELU :	161
VI.9	Calcul de Ferrailage de la nervuré à L'ELU :	164
VI.10	Conclusion :	166

LISTE DES FIGURES

Chapitre I :

Figure I-1 : Diagramme déformation contrainte du béton.....	4
Figure I-2 : Diagramme des contraintes du béton à ELS.....	5
Figure I-3 : Diagramme de contraintes –déformations du l’acier.....	6

Chapitre II :

Figure II-1 : Dimensionnement des poutres	13
Figure II-2 : Surface revenant au poteau le plus sollicité	14
Figure II-3 : coup de voile en plan. [6].....	17
Figure II-4 : Coupe du voile en élévation. [6].....	17
Figure II-5 : Coupe d’un plancher terrasse (en corps creux). [6]	18
Figure II-6 : Coupe d’un plancher étage courant et RDC (en corps creux). [6]	19
Figure II-7 : Coupe d’un mur extérieur (en double cloisons). [6]	21
Figure II-8 : Coupe d’un mur intérieur (une seule cloison). [6]	21

Chapitre III :

Poutrelle

Figure III-1 :Dimensions de la poutrelle	26
Figure III-2 : Schéma statique de Travée 0 – 1.....	28
Figure III-3 : Schéma statique de Travée 1 – 2.....	29
Figure III-4 : Diagramme de moment fléchissant à L’ELU.....	30
Figure III-5 : Diagramme d’effort tranchant à L’ELU.....	30
Figure III-6 : Schéma statique de Travée 0 – 1.....	31
Figure III-7 : Schéma statique de Travée 1 – 2.....	31
Figure III-8 : Diagramme de moment fléchissant à ELS.....	32
Figure III-9 : Diagramme d’effort tranchant à ELS.....	33

Escalier

Figure III-10 : coupe verticale d’un escalier.....	40
Figure III-11 : coupe transversale de volée B.....	41
Figure III-12 : Schéma statique de Volée B à l’ELU.....	42
Figure III-13 : Schéma Réactions de Volée B.....	42
Figure III-14 : Diagramme de Moments fléchissant et Efforts tranchants	43
Figure III-15 : Schéma statique de Volée B à l’ELS.....	44
Figure III-16 :Schéma Réactions de Volée B.....	44
Figure III-17 : Diagramme de Moments fléchissant et Efforts tranchants	46
Figure III-18 : coupe transversale de volée A.....	46
Figure III-19 : Schéma statique de Volée A à l’ELU.	47
Figure III-20:Schéma Réactions de Volée A.....	47
Figure III-21 : Diagramme de Moments fléchissant et Efforts tranchants	48
Figure III-22 : Schéma statique deVoléeAà l’ELS.	49
Figure III-23 :Schéma Réactions de Volée A.....	49
Figure III-24 : Diagramme de Moments fléchissant et Efforts tranchants	50
Figure III-25 : schéma du ferrailage d’escalier (volée A)	54
Figure III-26 : schéma du ferrailage d’escalier (volée B)	54

Poutre palière

Figure III-27 : Schéma statique de poutre palier à l’ELU	55
Figure III-28 : Schéma Réactions de poutre palier.	55
Figure III-29 : moment ultime de la poutre palière	56
Figure III-30 : effort tranchant ultime de la poutre palière.....	56

Figure III-31 : Schéma statique de poutre palier à l'ELS.....	57
Figure III-32 : Schéma Réactions de poutre palier.....	57
Figure III-33 : moment service de la poutre palière.....	58
Figure III-34 : moment service de la poutre palière.....	58
Figure III-35 : Schéma de ferrailage poutre palière.....	61

L'acrotère

Figure III-36 : Schéma de l'acrotère.....	61
Figure III-37 : ferrailage de l'acrotère.....	65

Balcon

Figure III-38 : Schéma statique de balcon.....	65
Figure III-39 : Schéma de ferrailage de balcon.....	70

Ascenseur

Figure III-40 : schéma d'un ascenseur [7].....	70
Figure III-41 : Zone d'impact [9].....	73
Figure III-42 : Dimensions de la charge concentrée. [9].....	74

Chapitre IV :

Figure IV-1 : Introduction des données de la structure (x , y , z).....	92
Figure IV-2 : définition du matériau(béton et acier).....	93
Figure IV-3 : interdiction des propriétés des éléments (poutreset poteaux).....	94
Figure IV-4: Introduction et définition de l'élément (dalle et Voile).....	95
Figure IV-5 : Définitions des charges et surcharges.....	96
Figure IV-6 : Chargement des poutres avec G et Q.....	97
Figure IV-7 : Chargement des planchers avec G et Q.....	97
Figure IV-8 : Définition de la masse source.....	98
Figure IV-9 : définition des paramètres du spectre.....	99
Figure IV-10 : Enregistrement du spectre de réponse.....	100
Figure IV-11 : Définition et introduction de la charge sismique. (EXDY et EYDY).....	101
Figure IV-12 : Définitions des charges et surcharges statiques. (EXST et EYST).....	102
Figure IV-13 : Introduction des combinaisons d'actions.....	103
Figure IV-14 : Encastrement de la structure.....	104
Figure IV-15 : Création du diaphragme.....	105
Figure IV-16 : L'analyse dynamique.....	105
Figure IV-17 : la structure en 3D.....	106

Chapitre V :

Figure V-1 : Schéma de ferrailage de poteau (50*50).....	129
Figure V-2 : Schéma de ferrailage de poteau (45*45).....	130
Figure V-3 : Schéma de ferrailage de poteau (40*40).....	130
Figure V-4 : Schéma de ferrailage poteaude raidisseur de voile (40*40).....	131
Figure V-5 : Diagramme du moment fléchissant de la poutre principale à ELU.....	132
Figure V-6 : Diagramme du moment fléchissant de la poutre Principale à ELS.....	132
Figure V-7 : Diagramme d'effort tranchant de la poutre principale à ELU.....	132
Figure V-8 : Diagramme du moment fléchissant de la poutre secondaire à ELU.....	132
Figure V-9 : Diagramme du moment fléchissant de la poutre secondaire à ELS.....	132
Figure V-10 : Diagramme d'effort tranchant de la poutre secondaire à ELU.....	133
Figure V-11 : Schéma de ferrailage de poutre en travée.....	138
Figure V-12 : Schéma de ferrailage de poutre aux appuis.....	138
Figure V-13 : position des armatures en bateaux.....	139
Figure V-14 : La position des appuis élastiques.....	139
Figure V-15 : Schéma de ferrailage de poutre en travée.....	144

Figure V-16 : Schéma de ferrailage <i>de</i> poutre aux appuis.....	144
Figure V-17 : les lois pour calcul les chap.....	145
Figure V-18 : La position des voiles.....	146
Figure V-19 : Section entièrement tendue	147
Figure V-20 : Section entièrement comprimée.....	147
Figure V-21 : Section partiellement comprimée.....	148

Chapitre VI :

Figure VI-1 : dimension du radier.	155
Figure VI-2 : diagramme du moment de sens x-x et y-y à L'ELU.....	158
Figure VI-3 : diagramme du moment de sens x-x et y-y à L'ELS.....	159
Figure VI-4 : diagramme du moment de sens x-x et y-y à L'ELU.....	160
Figure VI-5 : diagramme du moment de sens x-x et y-y à L'ELS.....	161

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I :

Tableau I-1 : caractéristique géométrique du bâtiment.....	2
Tableau I-2 : les Hypothèses de calcul	8

Chapitre II :

Tableau II-1 : récapitulatif de vérification de la condition de flambement.....	16
Tableau II-2 : Récapitulation de pré dimensionnement.....	16
Tableau II-3 : descente des charges (terrasse inaccessible en corps creux).....	19
Tableau II-4 : descente des charges (étage courant en corps creux).....	19
Tableau II-5 : descente des charges (dalle pleine de balcon terrasse inaccessible.....	20
Tableau II-6 : descente des charges (dalle pleine de balcon étage courant)	20
Tableau II-7 : descente des charges (mur extérieur).....	21
Tableau II-8 : descente des charges (mur intérieur).....	22
Tableau II-9 : descente des charges escalier (paillasse).....	22
Tableau II-10 : descente des charges escalier (palier)	22

Chapitre III :

Tableau III-1 : types des poutrelles.....	26
Tableau III-2 : Les charges sur poutrelle de Terrasse inaccessible	27
Tableau III-3 : Calcul des moments et effort tranchant avec logiciel SAP2000.....	33
Tableau III-4 : Récapitulatif du ferrailage des poutrelles	39
Tableau III-5 : la Sollicitation de l'acrotère.....	62
Tableau III-6 : Récapitulation des moments et des efforts tranchants de balcon.....	67
Tableau III-7 : Récapitulation du ferrailage de la dalle pleine balcon.....	69
Tableau III-8 : Charges et surcharge de la machine.....	71
Tableau III-9 : Charges et surcharge de la dalle	72
Tableau III-10 : les valeurs de μ_x et μ_y	73
Tableau III-11 : Résultats de calcul	76
Tableau III-12 : Moment fléchissant de la dalle pleine	78
Tableau III-13 : Ferrailage calculé en appui et en travée sens (x-x).....	79
Tableau III-14 : Ferrailage calculé en appui et en travée sens (y-y).....	79
Tableau III-15 : Récapitulation des espacements.	79
Tableau III-16 : Les contraintes dans le béton.....	80

Chapitre IV :

Tableau IV-1 :Les critères de qualité (Q).....	88
Tableau IV-2 : Poids des différents étages de la structure.	90
Tableau IV-3 : Les charges verticales des voiles	108

Tableau IV-4 : la charge verticale de structure	108
Tableau IV-5 : Les Charges horizontales de structure	108
Tableau IV-6 : la charge horizontale des voiles	109
Tableau IV-7 : l'effort tranchant a la base	109
Tableau IV-8 : l'effort tranchant a la base	110
Tableau IV-9 : Vérification de l'effort normal réduit	111
Tableau IV-10 : Vérification du déplacement inter-étages x-x	112
Tableau IV-11 : Vérification du déplacement inter-étages y-y	113
Tableau IV-12 : vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens x-x	114
Tableau IV-13 : vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens y-y	115
Tableau IV-14 : Vérification de la stabilité au renversement.....	116
Tableau IV-15 : poids total de structure.....	116

Chapitre V :

Tableau V-1 : Sollicitations des poteaux.....	120
Tableau V-2 : Ferrailage longitudinal des chaque sections de poteau	123
Tableau V-3 : Vérification à l'ELS	125
Tableau V-4 : Vérification de cisaillement pour chaque niveau	126
Tableau V-5 : Ferrailage des poteaux	126
Tableau V-6 : ferrailage transversale des poteaux	128
Tableau V-7 : Longueur de recouvrement calculée et choisis pour chaque Type d'acier.....	128
Tableau V-8 : La longueur de la zone nodale pour les poteaux	129
Tableau V-9 : Sollicitation maximales dans les Poutres Principales	133
Tableau V-10 : Sollicitation maximales dans les Poutres secondaires.....	133
Tableau V-11 : longueurs de recouvrement des poutres principales.....	144
Tableau V-12 : Longueurs des barres du chap	145
Tableau V-13 : les lois de Section partiellement comprimée.....	148
Tableau V-14 : ferrailage et vérification les contraintes des voiles sens x-x.....	150
Tableau V-15 : ferrailage et vérification les contraintes des voiles sens y-y.....	151

Chapitre VI :

Tableau VI-1 : Les sollicitations du radier	159
Tableau VI-2 : Les sollicitations du nervuré.....	161
Tableau VI-3 : Le ferrailage du radier	162
Tableau VI-4 : les vérifications à ELS.....	163
Tableau VI-5 : Vérification de cisaillement.....	164
Tableau VI-6 : Le ferrailage du nervuré	164
Tableau VI-7 : les vérifications à ELS.....	165
Tableau VI-8 : Vérification de cisaillement.....	166

LISTE DES ABREVIATION

G: Action permanente.

Q: Action d'exploitation.

RPA: le règlement parasismique Algérien.

E: Action accidentelle.

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

σ_{bc} : Contrainte du béton.

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

σ_{st} : Contrainte d'acier.

η : Contrainte admissible de cisaillement.

η : Contrainte ultime de cisaillement.

ζ_{bc} : Déformation du béton en compression.

f_{bc} : Contrainte de calcul.

f_{cj} : Résistance à la compression.

f_{tj} : Résistance à la traction.

f_{c28} : Résistance caractéristique à 28 jours.

F_e : Limite élastique d'acier.

E_{ij} : Déformations instantanées.

E_{vj} : Déformations différées.

ν : Coefficient de poisson.

e_p : Epaisseur.

e : Excentricité.

h_e : Hauteur libre d'étage.

A_{st}:Section d'armature.

Ar:Armature de répartition.

S_t:Espacement entre cadre.

γ_b:Coefficient de sécurité de béton.

γ_s:Coefficient de sécurité d'acier.

Θ:Coefficient d'application.

C.N.F:Condition de non fragilité.

C.N.V:Condition non vérifié.

C.V:Condition vérifié.

η:Facteur de correction d'amortissement.

I_x,I_y:Moment d'inertie.

i_x,i_y:Rayon de giration.

μ:Moment ultime réduit.

α:Position relative de la fibre neutre.

z:Bras de levier.

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

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

C_p : Facteur de force horizontal.

λ : L'élanement mécanique des poteaux

Br : Section réduite.

M_u : Moment fléchissant à l'état limite ultime.

M_s : Moment fléchissant à l'état limite service.

M_t : Moment en travée.

M_a : Moment en appuis.

T : Période propre.

T_u : Effort tranchant ultime.

T : Effort tranchant.

T : La période fondamentale de la structure.

V : Effort tranchant à la base

N : Effort normal.

g : Largeur de marche (giron).

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique

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

R : Coefficient de comportement global de la structure.

Q : Facteur de qualité.

WT : Poids total de la structure.

Wi : Poids sismique au niveau « i ».

Ct : Coefficient de période.

β : Coefficient de pondération.

Lf: Longueur de flambement.

f: Flèche admissible.

λg : L'élancement géométrique.

(a ; b) : Dimensions du poteau.

ρa : Coefficient correcteur.

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

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

St: Espacement.

ELU : Etat limite ultime.

ELS : Etat limite service.

K : Coefficient de raideur du sol. .

δe : déplacement élastique.

δu : déplacement ultime.

μ : Facteur de ductilité de la structure.

Introduction générale :

Le Génie Civil englobe toutes les méthodes liées à tous les types de constructions. Le travail des ingénieurs civils consiste à calculer, concevoir et réaliser des travaux de construction et des infrastructures urbaines et d'étudier les différentes charges auxquelles les bâtiments et structures peuvent être exposés pour s'assurer de leur capacité à y résister, tout en garantissant la sécurité du public et la préservation de l'environnement.

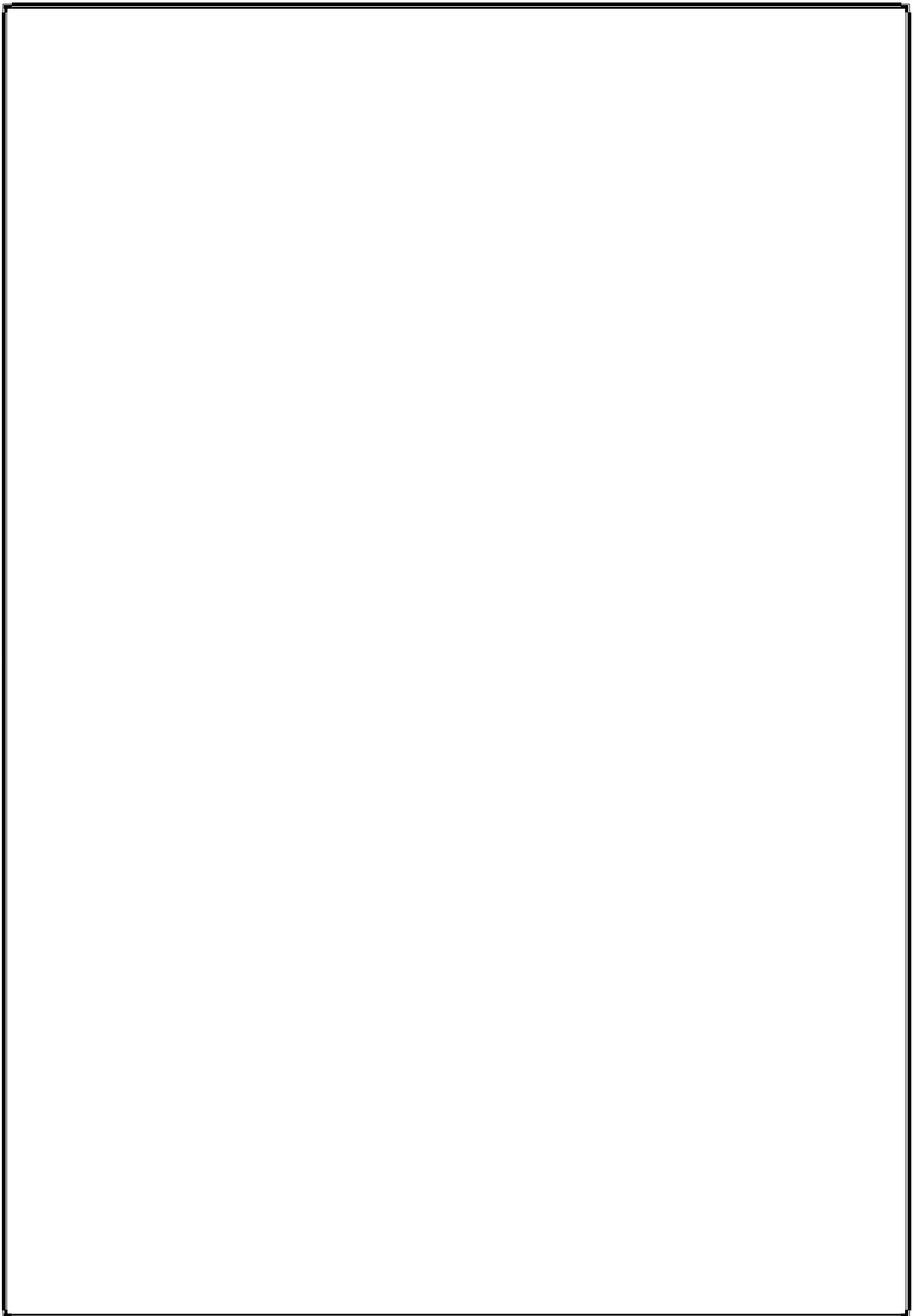
Ces dernières années, le monde a été marqué par des tremblements de terre de diverses intensités qui ont causé de graves pertes humaines et des dommages matériels. Pendant ces catastrophes, les structures en béton armé ont été particulièrement affectées et ont démontré une résistance insuffisante, ce qui met en évidence l'importance d'évaluer et de déterminer les dégâts subis par ces structures.

Le projet est situé à SIDI BELABES, une zone de faible sismicité, conformément au règlement parasismique algérien (RPA99 V2003). Et consiste ce projet en une étude d'un bâtiment en béton armé qui contient un sous-sol pour son service et neuf étages en plus du rez-de-chaussée à usage d'habitation. Pour cette étude de construction, nous avons respecté les règlements et recommandations actuels (BAEL91, RPA99 V2003, CBA93) ainsi que le document technique réglementaire D.T.R.B.C2.2. Le SAP2000 a été employé pour l'analyse dynamique et l'AUTOCAD a été utilisé pour la création des plans de ferrailages logiciel Safe2016 Pour l'analyse les fondations. Ces outils informatiques jouent un rôle crucial dans le traitement des études de construction.

Notre travail est organisé de la façon suivante :

- Dans le premier chapitre, on présente le bâtiment, on décrit les différents éléments et on sélectionne les matériaux à utiliser.
- Le chapitre suivant traite du pré-dimensionnement des composants structuraux.
- Le chapitre trois aborde le calcul des éléments secondaires tels que les poutrelles, l'escalier, l'acrotère, les poutres de palier, les balcons et les ascenseurs.
- Le chapitre suivant traite de la modélisation et de l'analyse dynamique du bâtiment utilisant le logiciel SAP2000.
- Le cinquième chapitre traite du calcul des ferrailages des éléments structuraux en se basant sur les résultats du logiciel SAP2000.
- Les fondations ont été sélectionnées en fonction des caractéristiques du site dans le sixième chapitre, en utilisant le logiciel SAFE2016.

Au final, nous concluons par une synthèse des connaissances acquises qui ouvrira des perspectives.



Chapitre I : Présentation de l'ouvrages

I.1 Introduction :

Il est essentiel que l'ingénieur possède des connaissances de base pour étudier un bâtiment en béton armé, afin d'obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. Les différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) sont soumis à des sollicitations telles que la compression, la traction et la flexion, et la résistance de ces éléments varie en fonction du type de matériaux utilisés, de leurs caractéristiques et de leurs dimensions.

Il est essentiel que le calcul des structures en béton respecte les règles générales établies dans **(BAEL91, RPA99 modifié en 2003)**, qui reposent sur la compréhension des matériaux (béton et acier) ainsi que sur la dimension des éléments résistants qui composent la structure.

I.2 Présentation de projet

L'objet de ce travail de fin d'études est l'étude d'un immeuble de R+9, constitué d'un rez-de-chaussée et de 9 niveaux résidentiels sans terrasse. Situé dans la wilaya de Sidi Bel-abas, l'immeuble fait partie de la zone I faible sismicité répertoriée dans le règlement parasismique algérien **RPA99 (version 2003)**.

I.3 Caractéristiques Géométriques de la structure :

Tableau I-1 : caractéristique géométrique du bâtiment

Hauteur totale du bâtiment	36m
Largeur totale du bâtiment	20.48m
Longueur totale du bâtiment	28.38m
Hauteur du RDC	3.06m
Hauteur d'étage courant	3.06m
Hauteur de l'acrotère	0.6m
Hauteur de sous-sol	2.8m

I.4 Description structurelle :

I.4.1 Ossature :

La capacité d'une structure à faire face aux forces horizontales résultant du vent, des séismes ou d'autres facteurs est assurée par l'emploi combiné de contreventements et de portique [Contreventements(voiles) – portiques].

I.4.2 Les planchers :

Il s'agit d'une surface plane qui sert à diviser les étages, on peut distinguer :

- Plancher à caissons.
- Plancher à dalle pleine.

I.4.3 Escaliers :

Il s'agit d'éléments non porteurs qui facilitent la transition d'un étage à l'autre, comprenant trois sections d'escalier et deux repos intermédiaires en béton armé.

I.4.4 Maçonnerie :

Les murs extérieurs sont constitués de doubles cloisons de briques creuses, mesurant respectivement 15 cm et 10 cm d'épaisseur, avec un espace de 5 cm entre elles. Quant aux murs intérieurs, ils sont formés d'une seule paroi de briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

I.4.5 Les fondations :

La transmission des charges par la superstructure en sol est assurée par un radier général.

I.4.6 Revêtement :

Application d'enduit de ciment et de plâtre sur les murs et les plafonds.

Pose de carrelage pour les planchers.

I.4.7 Acrotère :

L'acrotère constitue un dispositif de sécurité installé autour du périmètre de la terrasse construite en béton armé, d'une hauteur de 0.6m.

I.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux :**I.5.1 Béton :**

Le béton est une composition qui inclut : du ciment, de l'air, de l'eau, des agrégats et souvent des additifs pour créer un mélange homogène. Les proportions du mélange de béton doivent suivre des ratios précisément définis.

Résistance du béton :

Résistance à la compression du béton : (Règles BAEL 91 modifiées 99, Article A.2.1.11)

- Pour jours ≤ 28 jours :

La résistance f_{cj} des bétons non traités thermiquement suit approximativement les lois suivantes :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28} & \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} \times f_{c28} & \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{cases}$$

- Pour jours > 28 jours :

On peut admettre une valeur au plus égale à $1.1 \times f_{c28}$, à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement et que sa résistance f_{c28} atteigne au plus 40 MPa.

Résistance à la traction du béton : (Règles BAEL91 modifiées 99, Article A.2.1.12)

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

$$\begin{cases} f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} & \rightarrow f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{tj} = 0.275 \times (f_{cj})^{2/3} & \rightarrow f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{cases}$$

Module de déformation longitudinale :

Module de déformation longitudinale instantanée : (Règles BAEL91 modifiées 99, Article A-2.1, 21).

Pour des contraintes normales de durée d'application inférieure à 24 heures. Le module de déformation longitudinale instantanée est donné par la formule suivante :

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

Module de déformation longitudinale différée : (Règles BAEL91 modifiées 99, Art A-2.1, 22).

Pour des contraintes de longue durée d'application (supérieure à 24 h) et à fin prendre en considération l'effet de fluage du béton.

Le module de déformation longitudinale différée est donné par la formule suivante :

$$E_{vj} = \frac{1}{3} \times E_{ij} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Le coefficient de poisson ν : (Règles BAEL91 modifiées 99, Art A.2.1, 3).

Il s'agit du rapport entre la variation unitaire de la dimension transversale de la section et la variation unitaire de la longueur.

$$\nu = \frac{\Delta a/a}{\Delta l/l}$$

L'expérience a montré que la valeur de ce coefficient varie très peu, donc on prend des valeurs constantes

- $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations (ELU).
- $\nu = 0.2$ pour le calcul de la déformation (ELS).

1.5.1.1 Diagramme contrainte-déformation du béton :

Etats limites ultime (ELU) :(ArtA1.2BAEL91/ modifié 99)

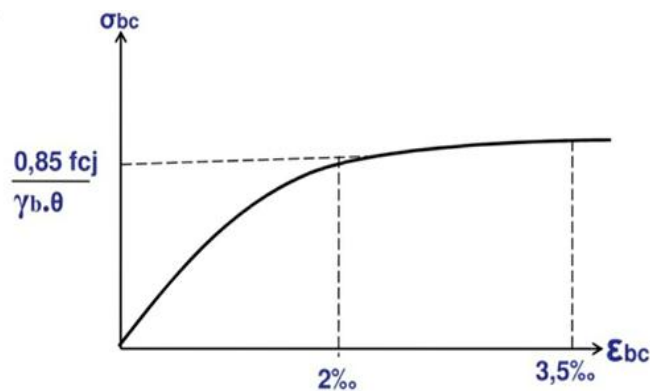


Figure I-1 : Diagramme déformation contrainte du béton

La courbe donne la formule suivante :

$$\begin{cases} 0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2.10^{-3} \rightarrow \sigma_{bc} = 0.85 \times \frac{f_{cj}}{\theta \gamma_b} \left[1 - \left(\frac{2 \times 10^{-3} - \varepsilon_{bc}}{2 \times 10^{-3}} \right)^2 \right] \\ 2.10^{-3} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5.10^{-3} \rightarrow \sigma_{bc} = 0.85 \times \frac{f_{cj}}{\theta \gamma_b} \end{cases}$$

f_{cj} : Résistance à la compression du béton.

γ_b : Coefficient de sécurité :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1.5 \rightarrow \text{pour les combinaisons fondamentales} \\ \gamma_b = 1.15 \rightarrow \text{pour les combinaisons accidentelles.} \end{cases}$$

θ : Coefficient de durée d'application de la combinaison d'actions :

$$\begin{cases} \theta = 1 \rightarrow \text{Lorsque la durée d'application est supérieure à 24 h .} \\ \theta = 0.9 \rightarrow \text{Lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h .} \\ \theta = 0.85 \rightarrow \text{Lorsqu'elle est inférieure à 1 h .} \end{cases}$$

Etats limite de service (ELS) :

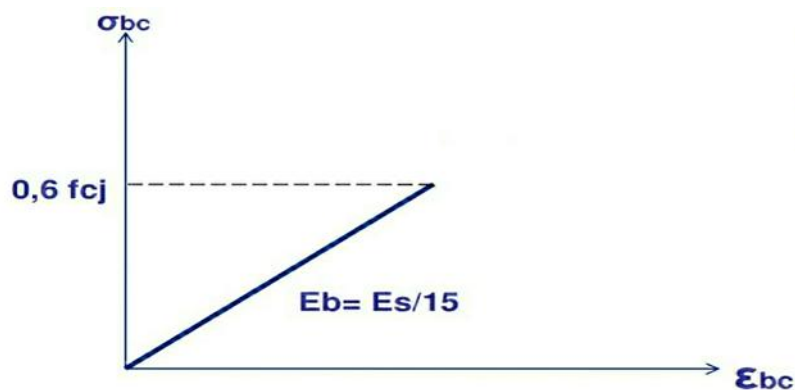


Figure I-2 : Diagramme des contraintes du béton à ELS

Avec :

σ_{bc} : contrainte de compression du béton .

ε_{bc} : déformation du béton.

E_b : module de déformation de l'acier.

I.5.1.2 Contrainte admissible de cisaillement :

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

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

La contrainte de cisaillement maximale qu'une section en béton peut supporter est déterminée en fonction de l'effort tranchant ultime $[Tu]$ qu'elle subit.

$$\tau u = \frac{Tu}{bd}$$

Avec :

b : Largeur de la section.

d : Hauteur utile ($d = 0,9h$)

I.5.2 Acier :

I.5.2.1 Définition :

L'acier est une substance composée de fer et de faibles niveaux de carbone qui présente une forte résistance à la traction. L'acier est capable d'absorber des forces de traction que le béton ne peut pas absorber.

Module d'élasticité E_s : (Règles BAEL 91 modifiées 99, Art-2.2)

Toute nuance d'acier aura le même module d'élasticité longitudinal, qui est égal à : **$E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$**

I.5.2.2 Diagramme de contraintes –déformations du l'acier :

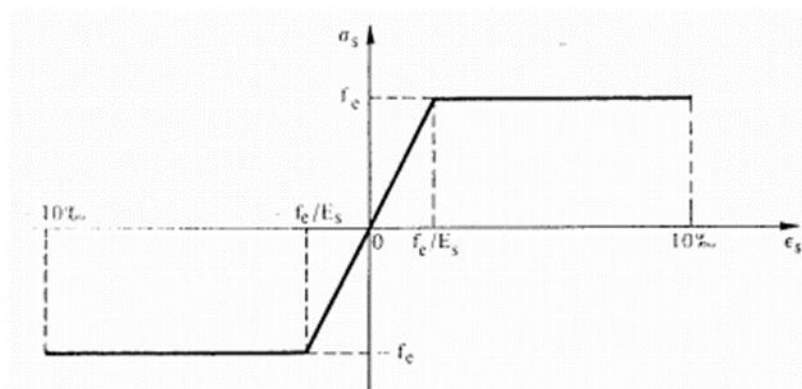


Figure I-3 : Diagramme de contraintes –déformations du l'acier

Contrainte limite ultime (ELU) : (Règles BAEL91 modifiées 99, Art A.4.3.2)

Il s'agit du comportement des aciers utilisés pour les calculs ELU et est appelé loi idéale de type élasto-plastique, comme illustré sur le diagramme contrainte-déformation.

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

Avec :

σ_{st} : Contrainte admissible d'élasticité de l'acier

f_e : Contrainte d'élasticité de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier : $\begin{cases} \gamma_s = 1 \rightarrow \text{Situation accidentelle} \\ \gamma_s = 1.15 \rightarrow \text{Situation courante} \end{cases}$

Contrainte limite de service (ELS) : (Règles BAEL 91 modifiées 99, Art. A.4.3,2)

D'après les règles BAEL91, il existe trois cas de fissurations :

➤ Fissuration peu préjudiciable : (Art.4.5, 32/BAEL91)

Dans ce cas il n'y a pas de vérification à effectuer.

➤ Fissuration préjudiciable : (A.4.5,33/BAEL91)

La contrainte admissible de traction des armatures est limitée à la valeur (MPa) donnée par l'expression :

$$\sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right)$$

Avec :

f_{tj} : Résistance à la traction de béton.

f_e : Contrainte d'élasticité de l'acier.

η : Un coefficient numérique. $\begin{cases} \eta = 1,6 \text{ pour acier haute adhérence HA} \\ \eta = 1 \text{ pour acier ronds lisses RL} \end{cases}$

➤ Fissuration très préjudiciable : (A.4.5,34/BAEL91 modifié 99)

$$\sigma_{st} = \min\left(\frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right)$$

I.6 Caractéristiques mécaniques du sol :

- La classification du site : un site ferme de catégorie S2 (**Art III.3.3.1–RPA99/VERSION 2003**).
- Dans le cadre de notre analyse, nous avons supposé que le sol de fondation de l'édifice soit un sol ferme. Par conséquent, nous avons établi que la valeur de la contrainte admissible du sol: $\sigma_{sol} = 1,7 \text{ bars}$.
- L'ancrage des fondations : H=2m.

I.6.1.1 Protection des barres d'armature :

Afin d'assurer la précision du bétonnage et de préserver les armatures des intempéries ou des agents agressifs, il est essentiel de vérifier que l'enduit (c) répond aux critères suivants :

- La portée est d'environ 5 cm pour les éléments qui sont exposés à la mer, aux embruns marins ou aux embruns salés, ainsi qu'à ceux qui sont exposés à des atmosphères très agressives.
- Il est nécessaire que les éléments en contact avec un liquide dépassent 3 cm.
- Les murs dans une zone couverte et entourée doivent être supérieurs à 1 cm. Car il n'y a pas de condensation.

I.7 Hypothèses de calcul :

Les présuppositions de calcul retenues pour cette analyse sont les suivantes :

Tableau I-2 : les Hypothèses de calcul

Caractéristiques mécaniques	Valeurs (MPa)
f_{c28}	25
f_{tj}	2.1
f_{bc}	14.167
E_{ij}	32164.195
E_{vj}	10818.86
σ_{bc}	15
f_e	400
σ_{st}	201.63
Armatures longitudinales (Fe)	400
Armatures transversales (Fe)	235

I.7.1 Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :

- **Etat limite ultime :**

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

$$1.35G + 1.5Q$$

➤ **Etat limite de service**

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

➤ **Cas sismique :**

- $G + Q \pm E$

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

- $0,8G \pm E$

Avec :

G : charge permanente

Q : charge d'exploitation

E : effort de séisme

I.8 Conclusion :

La présentation générale de notre projet est abordée dans ce chapitre, incluant les normes et réglementations en vigueur, ainsi que les caractéristiques des matériaux à utiliser et les conditions géotechniques à considérer. Son objectif est de présenter une vision globale de l'ensemble du projet, en décrivant les différentes étapes et les éléments essentiels à prendre en considération pour garantir son succès.

Chapitre II : Pré- dimensionnement et descente de charge des éléments

II.1 Introduction :

Le pré-dimensionnement vise à effectuer un calcul préliminaire des sections des différents éléments de la structure pour assurer une stabilité optimale de l'édifice. La procédure sera réalisée en respectant les normes **BAEL91** et le **RPA 99 version 2003**.

II.2 Pré-dimensionnement des éléments porteurs :

II.2.1 Planchers à Corps Creux :

Afin de calculer l'épaisseur ht du plancher, on utilise la condition de flèche admissible conformément aux normes **du BAEL 91** :

$$ht \geq \frac{l_{max}}{22,5}$$

l_{max} : La plus grande portée entre axe des chaînages.

ht : Hauteur totale du plancher

$$\frac{405}{22,5} = 18cm$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de :

$ht = 20cm$ Avec :

- 16cm Pour le corps creux.
- 4cm Pour la dalle de compression

II.2.2 Pré-dimensionnement des poutres :

Les poutres, composants structurels en béton armé, sont conçus pour supporter les charges horizontales dans les bâtiments. Leur section transversale rectangulaire ($b \times h$) les caractérise et elles sont généralement disposées perpendiculairement aux murs de soutènement, ce qui assure la stabilité et la solidité globale de la construction.

Deux types de poutres sont principalement identifiés : **les poutres principales** et **les chaînages**.

D'après le RPA99/version 2003, Les poutres sont utilisées. Ils doivent se conformer à la condition suivante :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$0.4 \times h \leq b \leq 0.7 \times h$$

Avec :

h : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

L : Portée maximale entre nus d'appuis.

II.2.2.1 Les poutres principales :

Dans notre cas, on a : $L = 525\text{cm}$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{525}{15} \leq h \leq \frac{525}{10} \rightarrow 35 \leq h \leq 52.5$$

On prend : $h = 40\text{cm}$

$$0.3 \times h \leq b \leq 0.7 \times h \rightarrow 0.3 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \rightarrow 12 \leq b \leq 28$$

On prend : $b = 30\text{cm}$

$$\text{Selon RPA} \rightarrow \begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \\ 40\text{cm} \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} = 1.33 \leq 4 \end{cases} \rightarrow \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

II.2.2.2 Les poutres secondaires :

Dans notre cas, on a : $L = 4.05\text{m}$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{405}{15} \leq h \leq \frac{405}{10} \rightarrow 27 \leq h \leq 40.5$$

On prend : $h = 30\text{cm}$

$$0.3 \times h \leq b \leq 0.7 \times h \rightarrow 0.3 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \rightarrow 9 \leq b \leq 21$$

On prend : $b = 30\text{cm}$

$$\text{Selon RPA} \rightarrow \begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \\ 30\text{cm} \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} = 1 \leq 4 \end{cases} \rightarrow \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

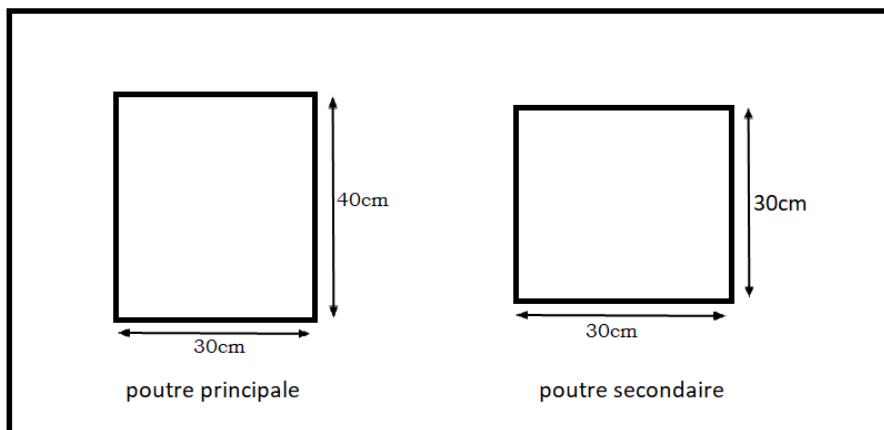


Figure II-1 : Dimensionnement des poutres

II.2.3 Pré-dimensionnement des poteaux :

Les poteaux, qui constituent les éléments verticaux de la structure, ont pour rôle de porter toutes les charges et surcharges des différents niveaux et de les répartir vers les fondations.

- Les sections transversales des poteaux doivent être conformes aux exigences du **RPA99/V2003**

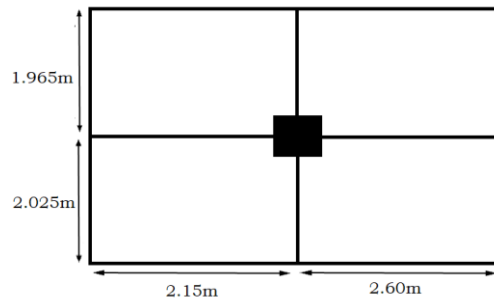


Figure II-2 : Surface revenant au poteau le plus sollicité

$$S = (2.15+2.6) \times (2.025 + 1.965) = 18.9525m^2$$

$$Nu = S \times Q \times n$$

On suppose: $Q = 10KN/m^2$

n : Le nombre d'étage.

$$Nu = 18.9525 \times 10 \times 11 = 2084.775KN$$

$$Nu = 2.084775MN$$

$$Br \geq \frac{Nu}{\alpha \left[\frac{f_c 28}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$\text{avec } \alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{35}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.708$$

$$B_r \geq \frac{2.084775}{0.708 \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]}$$

$$B_r \geq 0.134m^2$$

On prend $a = b = 50\text{cm}$

Vérification du poteau au flambement :

On a construction à plusieurs niveaux : $l_f = 0.7 \times L_0$

Le moment d'inertie :

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


$$\Downarrow \qquad \qquad \qquad \Downarrow$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{a \times b}} \qquad i_y = \sqrt{\frac{I_y}{a \times b}}$$

$$\Downarrow \qquad \qquad \qquad \Downarrow$$

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

$$\Downarrow \qquad \qquad \qquad \Downarrow$$

$$\lambda_x \leq 50 \qquad \lambda_y \leq 50$$


Condition vérifiée

Calcul de moment d'inertie :

$$I_x = \frac{ab^3}{12} = \frac{50 \times 50^3}{12} = 520833,33\text{cm}^4$$

Rayon de giration i_x et i_y :

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{ab}} = \sqrt{\frac{520833,33}{50 \times 50}} = 14,43\text{cm}$$

Elancements mécanique (x, y) :

$$l_f = K \cdot H_0$$

$$l_f = 0,7 \times H_0 = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m}$$

$$\lambda_x = \frac{l_f}{i_x} = \frac{0,7 \times 306}{14,43} = 14,84 < 50$$

$$I_y = \frac{ba^3}{12} = \frac{50 \times 50^3}{12} = 520833,33\text{cm}^4$$

Rayon de giration i_x et i_y :

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{ab}} = \sqrt{\frac{520833,33}{50 \times 50}} = 14,43\text{cm}$$

Elancements mécanique (x, y) :

$$Lf = K \cdot H0$$

$$lf = 0,7 \times H0 = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{lf}{i_y} = \frac{0,7 \times 306}{14,43} = 14,84 < 50$$

Tableau II-1 : récapitulatif de vérification de la condition de flambement

Poteaux	$L_0(m)$	$lf(m)$	I_x	I_y	$i_x(m)$	$i_y(m)$	λ_x	λ_y	Observation
(50× 50)(<i>sous sol</i>)	2,80	1,96	0.0052	0.0052	0.1443	0,1443	16,98	16,98	Vérifiée
(50× 50)	3,060	2,142	0.0052	0.0052	0.1443	0,1443	14,84	14,84	Vérifiée
(45× 45)	3,060	2,142	0.0034	0.0034	0,1299	0,1299	16,49	16,49	Vérifiée
(40× 40)	3,060	2,142	0,0021	0,0021,	0,1154	0.1154	18.56	18.56	Vérifiée

Tableau II-2 : Récapitulation de pré dimensionnement

Élément	Poteau (cm ²)	Poutre principal (cm ²)	Poutre secondaire (cm ²)
Sous-sol	(50× 50)	(30× 40)	(30× 30)
RDC	(50× 50)	(30× 40)	(30× 30)
1 ^{er} Étage	(50× 50)	(30× 40)	(30× 30)
2 ^{ème} Étage	(50× 50)	(30× 40)	(30× 30)
3 ^{ème} Étage	(45× 45)	(30× 40)	(30× 30)
4 ^{ème} Étage	(45× 45)	(30× 40)	(30× 30)
5 ^{ème} Étage	(45× 45)	(30× 40)	(30× 30)
6 ^{ème} Étage	(45× 45)	(30× 40)	(30× 30)
7 ^{ème} Étage	(40× 40)	(30× 40)	(30× 30)
8 ^{ème} Étage	(40× 40)	(30× 40)	(30× 30)
9 ^{ème} Étage	(40× 40)	(30× 40)	(30× 30)

II.2.4 Pré-dimensionnement les Voiles :

➤ La mesure de l'épaisseur :

Une épaisseur minimale de 15 cm est requise, qui dépend de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux l'extrémité.

- Sous-sol : $h_e = 280 - 20 = 260\text{cm} \Rightarrow a \geq \frac{260}{20} = 13\text{cm}$

- RDC et étage courant : $h_e = 306 - 20 = 286\text{ cm}$

$\Rightarrow a \geq \frac{286}{20} = 14,3\text{cm}$

Avec :

a : Epaisseur du voile.

h_e : La hauteur libre d'étage.

\Rightarrow On prend : $a = 20\text{cm}$ pour tous les voiles.

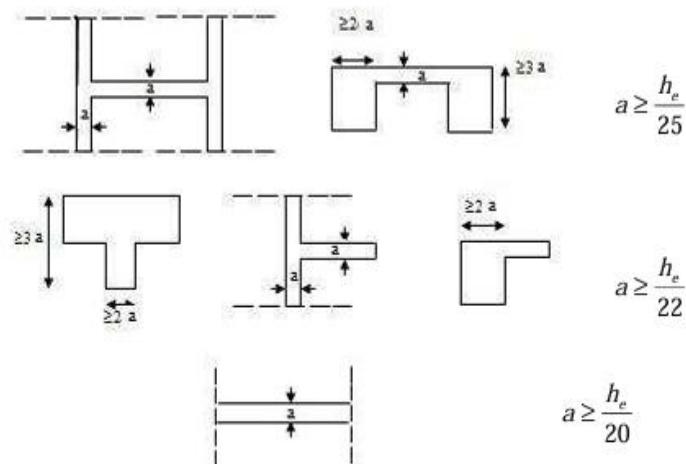


Figure II-3 : coup de voile en plan. [6]

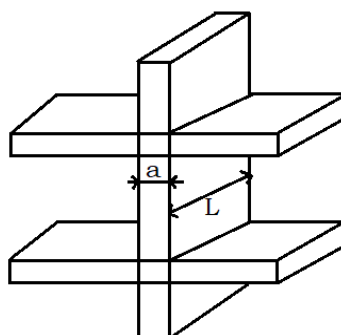


Figure II-4 : Coupe du voile en élévation. [6]

- La mesure de longueur :
La longueur minimale doit être supérieure à quatre fois de l'épaisseur pour que les voiles fonctionnent correctement.

$$\Rightarrow L_{min} \geq 4 a \Rightarrow L_{min} = 100 \text{ cm} \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm (Condition vérifiée).}$$

Avec :

L_{min} : Longueur minimale du voile.

II.3 Descente de charges :

Dans le cadre d'un projet de génie civil, la phase de descente des charges vise à identifier les forces exercées sur chaque composant de l'édifice pour assurer leur dimensionnement adéquat jusqu'à la fondation, qui constitue l'élément support essentiel.

À cette fin, il est recommandé de consulter le document technique **DTR.BC.22 [4]**, qui établit une classification en deux catégories de charges :

- **G** : charge permanente.

Q : charge d'exploitation (la surcharge).

II.3.1 Plancher terrasse inaccessible (en corps creux) :

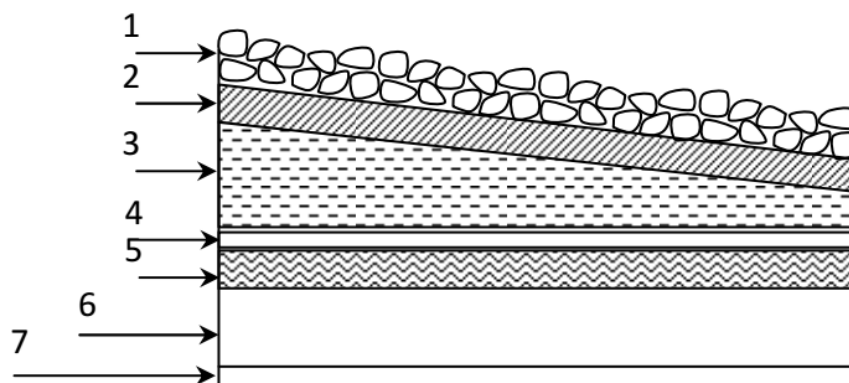


Figure II-5 : Coupe d'un plancher terrasse (en corps creux). [6]

Tableau II-3 : descente des charges (terrasse inaccessible en corps creux)

N°	Éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
1	Couche de gravier	0,05	17	0,85
2	Etanchéité multi couche	0,02	6	0,12
3	Béton en forme de pente	0,06	22	1,32
4	Isolation thermique	0,04	4	0,16
5	Feuille de poly-âne	/	/	0.01
6	Plancher en corps creux	0,2	14	2,8
6	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
				$\sum G = 5,62$
				Q=1

II.3.2 Plancher étage courant (en corps creux) :

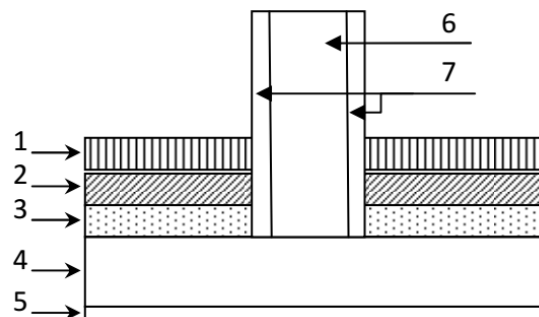


Figure II-6 : Coupe d'un plancher étage courant et RDC (en corps creux). [6]

Tableau II-4 : descente des charges (étage courant en corps creux)

N°	Éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
2	Montier de pose	0,02	20	0,4
3	Couche de sable	0,03	18	0,54
4	Plancher en corps creux	0,2	14	2,8
5	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
6	Cloison en brique creuse	0,1	9	0,9
7	Enduit sur les deux côtes de la cloison	0,04	18	0.72
				G=6.12
				Q=1.5

II.3.3 Plancher en dalle pleine de balcon (terrasse inaccessible) :

Tableau II-5 : descente des charges (dalle pleine de balcon terrasse inaccessible)

N°	Éléments	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
1	Couche de gravier	0,05	17	0,85
2	Étanchéité multi couche	0,02	6	0,12
3	Béton en forme de pente	0,06	22	1,32
4	Isolation thermique	0,04	4	0,16
5	Plancher en béton armé	0,15	25	3,75
6	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
				G=6,56
				Q=1

II.3.4 Plancher en dalle pleine de balcon (étage courant) :

Tableau II-6 : descente des charges (dalle pleine de balcon étage courant)

N°	Éléments	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
2	Montier de pose	0,02	20	0,4
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Plancher en dalle pleine	0,15	25	3,75
5	Enduit ciment	0,02	18	0,36
				G=5,27
				Q=3.5

II.3.5 Les Murs :

II.3.5.1 Murs extérieurs :

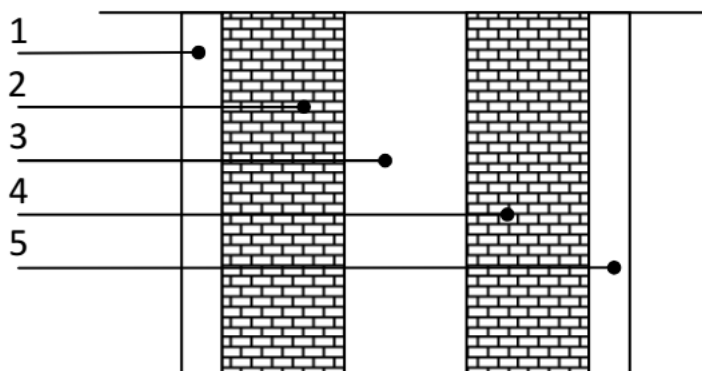


Figure II-7 : Coupe d'un mur extérieur (en double cloisons). [6]

Tableau II-7 : descente des charges (mur extérieur)

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
1	Enduit ciment	0,02	18	0,36
2	Briques creuses	0,1	9	0,9
3	Lame d'air	0,05	/	/
4	Briques creuses	0,1	9	0,9
5	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
				G=2.52

II.3.5.2 Murs intérieurs :

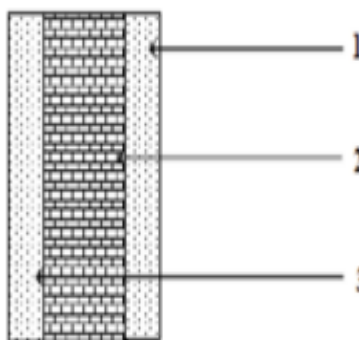


Figure II-8 : Coupe d'un mur intérieur (une seule cloison). [6]

Tableau II-8 : descente des charges (mur intérieur)

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
1	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
2	Briques creuses	0,1	9	0,9
3	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
				G=1.62

II.3.6 Les Escalier :

II.3.6.1 Paillasse :

Tableau II-9 : descente des charges escalier (paillasse)

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
2	Montier de pose	0,02	20	0,4
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Marche	0,17/2	25	2,125
5	Paillasse	0,15/(cos α)	25	4,31
6	Enduit plâtre	0,02	10	0,2
				G=7,795
				Q=2.5

II.3.6.2 Palier :

Tableau II-10 : descente des charges escalier (palier)

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
2	Montier de pose	0,02	20	0,4
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Palier	0,15	25	3,75
5	Enduit plâtre	0,02	10	0,2
				G=5,11
				Q=2.5

II.4 Conclusion :

La détermination du pré-dimensionnement et de la descente des charges pour les divers éléments de la structure a été abordée dans ce chapitre, en prenant en considération les réglementations en vigueur telles que le DTR, CBA, BAEL et RPA99V2003.

Grâce aux calculs réalisés, nous avons pu sélectionner et évaluer les dimensions appropriées pour chaque élément, dans le but d'assurer la sécurité et la solidité de la construction.

Chapitre III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1 Introduction :

La construction est composée de deux types d'éléments : les éléments principaux et les éléments secondaires. Les principaux éléments sont directement impliqués dans les contreventements, tandis que les secondaires sont porteurs mais ne jouent pas un rôle significatif dans la résistance sismique.

Les dimensions des éléments suivants sont calculées dans ce chapitre :

- Les planchers à corps creux,
- Les balcons à dalle pleine,
- Les escaliers.
- Les poutres de chaînage
- L'acrotère

Les évaluations seront effectuées en respectant les normes **DTR, CBA, BAEL** et **RPA99V2003**.

III.2 Etude de poutrelles :

En génie civil, les poutrelles sont élaborées comme des éléments porteurs horizontaux de section en T. On les calcule comme des poutres continues et elles sont placées perpendiculairement aux principales poutres. Ils ont pour fonction de supporter les charges réparties par les dalles et de les répartir sur les poteaux. Il existe trois méthodes de calcul pour les poutrelles qui sont soumises à la flexion simple et au cisaillement, conformément au **B.A.E.L 91** :

- La pratique du forfait.
- L'approche Caquot.
- Technique des trois instants.

Les dimensions de la section en T de poutrelle de notre projet sont les suivantes :

- Hauteur : $h = 16 + 4 = 20$ cm.
- Largeur de la nervure : $b_0 = 12$ cm.
- Enrobage : $c = 2$ cm.
- Epaisseur de la dalle de compression : $h_0 = 4$ cm.
- Largeur de la dalle de compression : $L = 65$ cm

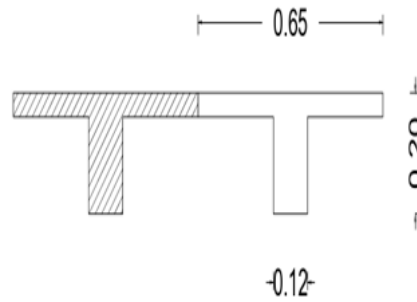


Figure III-1 : Dimensions de la poutrelle

III.2.1 Type de poutrelles :

Tableau III-1 : types des poutrelles

Type 1	4.38m
Type 2	N1 4.05m N2 3.93m N3
Type 3	N1 3.6m N2 4.38m N3
Type 4	N1 3m N2 4.05m N3 3.93m N4 3.3m N5
Type 5	2.85m N1 3m N2 4.05m N3 3.93m N4 3.3m N5 2.95m N6 N7

III.2.2 Les charges de poutrelles :

➤ Charges permanentes :

- Plancher terrasse inaccessible : $G = 5.62 \times 0,65 = 3.653\text{KN/ml}$
- Planchers RDC et étage courant : $G = G_p \times b = 6.12 \times 0,65 = 3.978\text{KN/ml}$

➤ Surcharges d'exploitation :

- Plancher terrasse inaccessible : $Q = 1 \times 0,65 = 0,65\text{KN/ml}$
- Planchers RDC et étage courant : $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975\text{KN/ml}$

Combinaisons des charges

➤ **Terrasse inaccessible :**

$$ELU : qu = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 3.653 + 1,5 \times 0,65 = 5.91KN/ml.$$

$$ELS : qs = G + Q = 3.653 + 0,65 = 4,3KN/ml.$$

➤ **RDC et étage courant**

$$ELU : qu = 1,35 G + 1,5 Q = 1.35 \times 3.978 + 1.5 \times 0.975 = 6,833KN/ml$$

$$ELS : qs = G + Q = 3.978 + 0,975 = 4.953 KN/ml$$

III.2.3 Détermination des efforts internes :

Exemple de calcul :

On prend une poutrelle deTerrasse inaccessible :

Tableau III-2 : Les charges sur poutrelle de Terrasse inaccessible

Type 2	
$qu = 5.91 \text{ KN/ml.}$	
$qs = 4.3 \text{ KN/ml.}$	

Méthodes des trois moments :

L'équation des tris moments' secret :

$$L_i \times M_{i-1} + 2 M_i \times (L_i + L_{i+1}) + L_{i+1} \times M_{i+1} + 6 \theta_i = 0$$

➤ **Moment en appuis à L'ELU :**

On a:

$$l_1 M_0 + 2 (l_1 + l_2) M_1 + l_2 M_2 + 6 \theta_1 = 0$$

Avec : M_0 et $M_2 = 0$ KN/m.

$$2(4.05 + 3.93) + 6\theta_1 = 0, \quad (\theta_1 = R_{1d} + R_{1g})$$

$$R_{1g} = q_u l_1^3 / 24 = 5.91 \cdot 4.05^3 / 24 = 16.35$$

$$R_{1d} = q_u l_2^3 / 24 = 5.91 \cdot 3.93^3 / 24 = 14.94$$

$$\theta_1 = 16.35 + 14.94 = 31.29 \text{ KN.m}^2$$

$$\text{Donc: } M_1 = -6\theta_1 / 15.96 = -11.763 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul des moments et des efforts tranchants :

Travée 0 – 1 :

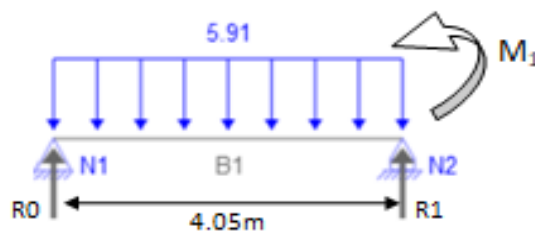


Figure III-2 : Schéma statique de Travée 0 – 1

$$\Sigma M_{F/1} = 0 \implies R_0 \times 4.05 - 5.91 \times 4.05^2 / 2 - M_1 = 0 \implies R_0 = 9.06 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_0 x - q_u x^2 / 2 = 9.06 x - 5.91 x^2 / 2$$

$$M(x) = \begin{cases} M(0) = 0 \text{ [KN.m]} \\ M(4.05) = M_1 = -11.8 \text{ [KN.m]} \end{cases}$$

$$T(x) = -R_0 + q_u x = -9.06 + 5.91x$$

$$T(x) = \begin{cases} T(0) = -9.06 \text{ [KN]} \\ T(4.05) = 14.9 \text{ [KN]} \end{cases}$$

$$T(x) = 0 \implies -9.063 + 5.91x = 0 \implies x = 1.533 \text{ m} \implies M_{max} = M(1.533) = 6.95 \text{ KN.m}$$

Travée 1 – 2 :

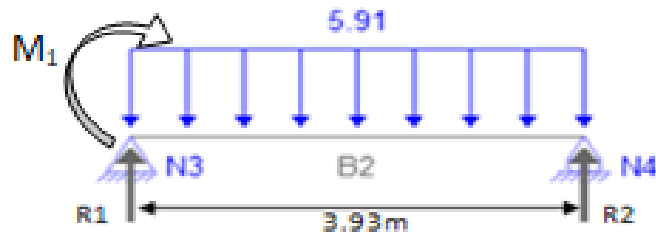


Figure III-3 : Schéma statique de Travée 1 – 2.

$$\Sigma M/1=0 \Rightarrow R_2 \times 3,93 - 5,91 \times 3,93^2 / 2 - M_1 = 0 \Rightarrow R_2 = 8,62 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_2 x - q_u x^2 / 2 = 8,62x - 5,91x^2 / 2$$

$$M(x) = \begin{cases} M(0) = 0 \text{ [KN.m]} \\ M(3,93) = -11,8 \text{ [KN.m]} \end{cases}$$

$$T(x) = R_2 - q_u x = 8,62 - 5,91x$$

$$T(x) = \begin{cases} T(0) = 8,62 \text{ KN} \\ T(3,93) = -14,6 \text{ KN [KN]} \end{cases}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow 8,62 - 5,91x = 0 \Rightarrow x = 1,458 \text{ m} \Rightarrow M_{\max} = M(1,458) = 6,28 \text{ KN.m}$$

➤ Les diagrammes :

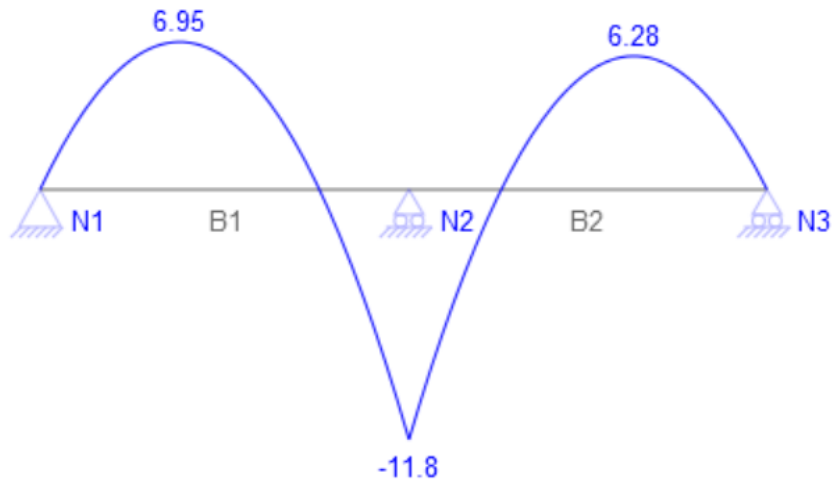


Figure III-4 : Diagramme de moment fléchissant à L'ELU.

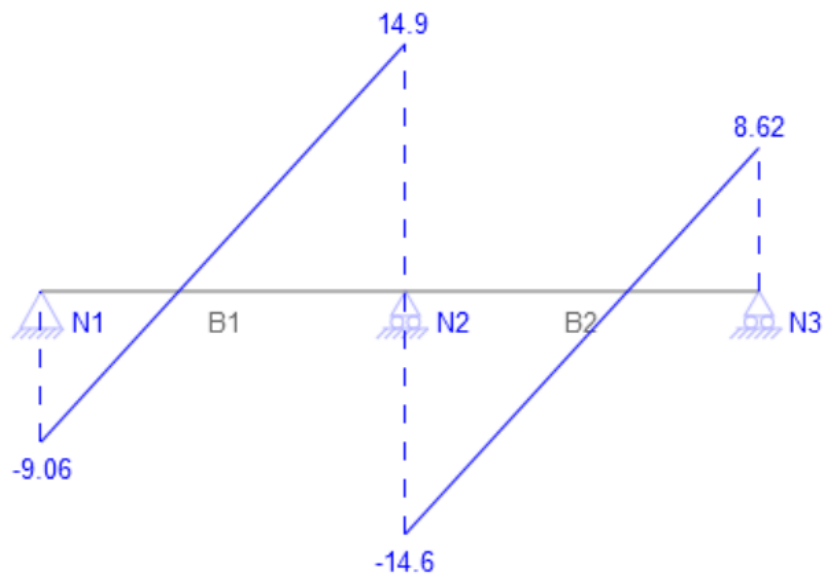


Figure III-5 : Diagramme d'effort tranchant à L'ELU.

➤ Moment en appuis à L'ELS :

On a:

$$l_1 M_0 + 2(l_1 + l_2)M_1 + l_2 M_2 + 6\theta_1 = 0$$

Avec: M_0 et $M_2 = 0$ KN/m.

$$\Rightarrow 2(4.05 + 3.93)M_1 + 6\theta_1 = 0, \quad (\theta_1 = R_1 d + R_1 g)$$

$$R_1g = q_s l_0^3 / 24 = 4.3 \cdot 4.05^3 / 24 = 11.902$$

$$R_1d = q_s l_1^3 / 24 = 4.3 \cdot 3.93^3 / 24 = 10.875$$

$$\theta_1 = 11.902 + 10.875 = 22.777 \text{ KN.m}^2$$

$$\text{Donc : } M_1 = -6 \theta_1 / 15.96 = -8.56 \text{ KN.m.}$$

➤ Calcul des moments et des efforts tranchants :

Travée 0 – 1 :

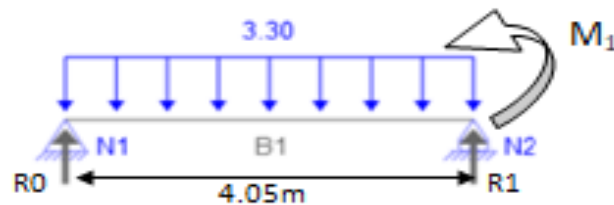


Figure III-6 : Schéma statique de Travée 0 – 1

$$\Sigma M/1=0 \implies R_0 \times 4.05 - 4,3 \times 4.05^2 / 2 - M_1 = 0 \implies R_0 = 6.59 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_0 x - q_s x^2 / 2 = 6.59x - 4.3x^2 / 2$$

$$M(x) = \begin{cases} M(0) = 0 \text{ [KN.m]} \\ M(4.05) = M_1 = -8.56 \text{ [KN.m]} \end{cases}$$

$$T(x) = -R_0 + q_s x = -6.59 + 4.3x$$

$$T(x) = \begin{cases} T(0) = -6.59 \text{ [KN]} \\ T(4.05) = 10.8 \text{ [KN]} \end{cases}$$

$$T(x) = 0 \implies -6.59 + 4.3x = 0 \implies x = 1.533 \text{ m} \implies M_{max} = M(1.533) = 5.05 \text{ KN.m}$$

Travée 1 – 2 :

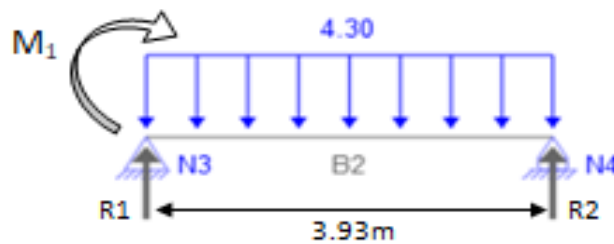


Figure III-7 : Schéma statique de Travée 1 – 2.

$$\Sigma M/1=0 \implies R_2 \times 3.93 - 4,3 \times 3,93^2 / 2 - M_1 = 0 \implies R_2 = 6.27 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_2 x - q_s x^2 / 2 = 6.27x - 4.3 x^2 / 2$$

$$M(x) = \begin{cases} M(0) = 0 \text{ [KN.m]} \\ M(3.93) = -8.56 \text{ [KN.m]} \end{cases}$$

$$T(x) = R_2 - q_s x = 6.27 - 4,3x$$

$$T(x) = \begin{cases} T(0) = 6.27 \text{ [KN]} \\ T(3.93) = -10.6 \text{ [KN]} \end{cases}$$

$$T(x) = 0 \quad 6.27 - 4,3x = 0 \quad x = 1.458 \text{ m} \quad M_{max} = M(1.458) = 4.57 \text{ KN.m}$$

➤ Les diagrammes :

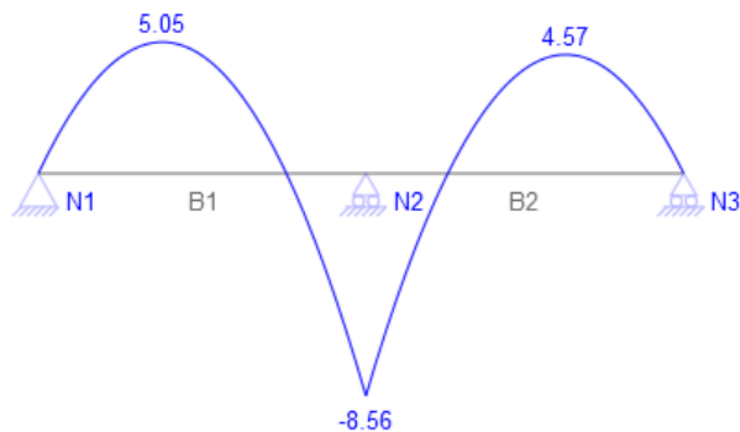


Figure III-8 : Diagramme de moment fléchissant à ELS.

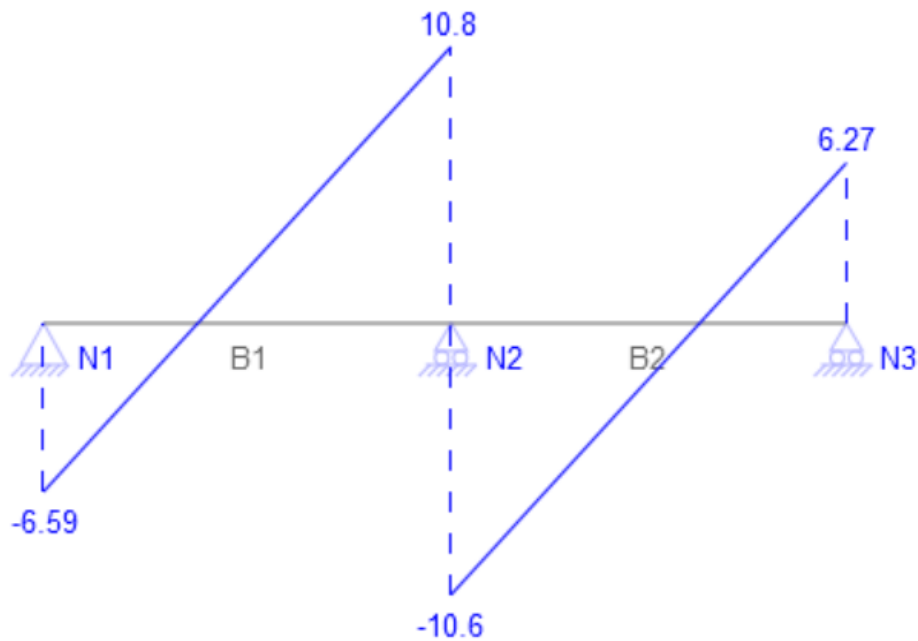


Figure III-9 : Diagramme d'effort tranchant à ELS

III.2.4 Calcul des moments et effort tranchant avec logiciel SAP2000 :

Tableau III-3 : Calcul des moments et effort tranchant avec logiciel SAP2000

Type de poutrelles		ELU			ELS		
		<i>Mtrav</i> <i>Max</i>	<i>Mapp</i> <i>Max</i>	Tmax	<i>Mtrav</i> <i>Max</i>	<i>Mapp</i> <i>Max</i>	Tmax
Terrasse Inaccessible	Type1	14	0	12.94	10.18	0	9.42
	Type2	6.95	11.76	14.9	5.05	8.56	10.8
	Type3	8.64	12.06	15.70	6.28	8.78	11.42
	Type4	4.58	7.97	12.09	3.34	5.80	8.80
	Type5	4.63	8.62	12.54	3.37	6.27	9.12
Etage courant +RDC	Type1	16.18	0	14.96	11.73	0	10.85
	Type2	7.93	13.56	17.18	5.74	9.83	12.45
	Type3	9.98	13.94	18.14	7.23	10.10	13.15
	Type4	5.30	9.21	13.97	3.84	6.68	10.13
	Type5	5.39	9.96	14.49	3.88	7.22	10.50

III.2.5 Calcul du ferrailage :

III.2.5.1 Ferrailage longitudinal :

➤ Ferrailage d'appui :

$$M_{ut} = 11.763 \text{ KN.m} = 0.01173 \text{ MN.m}$$

$$M_t = bh_0 f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \Rightarrow$$

$$M_t = 0.65 * 0.04 * 14.17 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 0.0589 \text{ MN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 * 25}{1.5} \Rightarrow f_{bu} = 14.1667 \text{ Mpa}$$

Avec :

$$d = 0.9ht = 0.9 * 20 = 18$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA}$$

$$f_e = 400 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} = 347.82 \text{ mpa}$$

$M_u = 0.01173 < M_t = 0.0589 \rightarrow$ section rectangulaire fictive $b \times h$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{0.01173}{0.65 * 0.18^2 * 14.17} = 0.0393$$

$\mu_u = 0.0393 \leq \mu_R = 0.392 \Rightarrow$ une section à simple armature $A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_u} \right) = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.0393} \right) = 0.05$$

$$Z = d \left(1 - 0.4 * \alpha \right) = 0.18 \left(1 - 0.4 * 0.05 \right) = 0.176 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \sigma_{st}} = \frac{0.01173}{0.176 * 347.82} = 1.916 * 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.916 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = (0.5 * (b * h_0 + b_0 * (h - h_0))) / 100 = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = (4 * (b * h_0 + b_0 * (h - h_0))) / 100 = 18.08 \text{ cm}^2$$

Donc $A_{\min} > A_{st}$

On choisit pour A_{\min} : 1T12 + 1T14 = 2.67 cm²

Condition de non fragilité : BAEL91

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

$$A_{min} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 * 0.65 * 0.18 * 2.1}{400} = 1.413 * 10^{-4} m^2$$

$$A_{min} = 1.413 \text{ cm}^2 \quad \text{Donc C.V}$$

Vérification à ELS :

$$x = n \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2bdA_{st}}{nA_{st}^2}} - 1 \right)$$

$$X = 15 \frac{2.67}{65} \left(\sqrt{1 + \frac{2 * 65 * 18 * 2.67}{15(2.67)^2}} - 1 \right) = 0.04134 \text{ m}$$

$$X > h_0 = 4 \text{ cm} \Rightarrow \text{l'axe } N \text{ dans la nervure}$$

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

$$65 \frac{x^2}{2} - \left(\frac{65 - 12}{2} \right) (x - 4)^2 - 15 * 2.67(18 - x) = 0$$

$$32.5x^2 - 26.5(x - 4)^2 - 40.05(18 - x) = 0$$

$$32.5x^2 + 212x - 424 - 26.5x^2 - 720.9 + 40.05x = 0$$

$$6x^2 + 252.05x - 1144.9 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 301.673$$

$$x = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-252.05 + 301.673}{12} = 4.135 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{x^3}{3} - \left(\frac{b - b_0}{2} \right) (x - h_0)^3 + nA_{st}(x - d')^2 + nA_{st}(d - x)^2$$

$$I = 0.65 \frac{0.04135^3}{3} - \left(\frac{0.65 - 0.12}{2} \right) (0.04135 - 0.04)^3 + 15 * 2.67 * 10^{-4} (0.18 - 0.04135)^2$$

$$I = 9.2309 \times 10^{-5} m^4$$

Vérification des contraintes :

Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{8.56 * 10^{-3} * 0.04135}{9.2309 * 10^{-5}} = 3.833 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_c28 = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Acier :

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

$$\sigma_{st} = \frac{n \cdot Ms(d-x)}{I} = \frac{15 \cdot 8,56 \cdot 10^{-3}(0,18 - 0,04135)}{9,2309 \cdot 10^{-5}} = 192,875 \text{ Mpa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 3,833 \leq 15 & \dots \dots \dots \text{cv} \\ 192,875 \leq 201,63 & \dots \dots \dots \text{cv} \end{cases}$$

➤ **Ferraillage de travée :**

$$M_{ut} = 6,95 \text{ kn.m} = 0,00695 \text{ Mn.m}$$

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

$$M_t = 0,65 \cdot 0,04 \cdot 14,17 \left(0,18 - \frac{0,04}{2}\right) = 0,0589 \text{ Mn.m}$$

$M_t > M_{ut}$

$$\mu u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0,00695}{0,65 \cdot 0,18^2 \cdot 14,17} = 0,0232$$

$\mu u = 0,0232 \leq \mu_r = 0,392 \Rightarrow$ unesection à simple armature $A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu u}\right) = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0232}\right) = 0,029$$

$$Z = d \left(1 - 0,4\alpha\right) = 0,18 \left(1 - 0,4 \cdot 0,029\right) = 0,178 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,00695}{0,178 \cdot 347,82} = 1,123 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,123 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = (0,5 \cdot (b \cdot h_0 + b_0 \cdot (h - h_0))) / 100 = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = (4 \cdot (b \cdot h_0 + b_0 \cdot (h - h_0))) / 100 = 18,08 \text{ cm}^2$$

Donc $A_{\min} > A_{st}$

On choisit pour A_{\min} : 3T12 = 3,39 cm²

Condition de non fragilité : BAEL91

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

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \cdot 0,65 \cdot 0,18 \cdot 2,1}{400} = 1,413 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$A_{\min} = 1,413 \text{ cm}^2$ Donc **C.V**

Vérification à ELS :

$$Asc = 0$$

$$n=15$$

$$X = n \frac{Ast + Asc}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d \cdot Ast + d' \cdot Asc}{n(Ast + Asc)^2}} - 1 \right)$$

$$X = 15 \frac{3.39}{65} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 65 \cdot 18 \cdot 3.39}{15(3.39)^2}} - 1 \right)$$

$$X = 0.0458\text{m}$$

$X > h_0 = 4\text{cm} \Rightarrow$ l'axe N dans la nervure

$$b \frac{x^2}{2} - \left(\frac{b - b_0}{2} \right) (x - h_0)^2 - nAst(d - x) = 0$$

$$65 \frac{x^2}{2} - \left(\frac{65 - 12}{2} \right) (x - 4)^2 - 15 \cdot 3.39(18 - x) = 0$$

$$32.5x^2 - 26.5(x - 4)^2 - 50.85(18 - x) = 0$$

$$32.5x^2 + 212x - 424 - 26.5x^2 - 915.3 + 50.85x = 0$$

$$6x^2 + 262.85x - 1339.3 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 318.172$$

$$x = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-262.85 + 318.172}{12} = 4.61\text{cm}$$

$$I = b \frac{x^3}{3} - \left(\frac{b - b_0}{2} \right) (x - h_0)^3 + nAsc(x - d')^2 + nAst(d - x)^2$$

$$I = 0.65 \frac{0.0461^3}{3} - \left(\frac{0.65 - 0.12}{3} \right) (0.0461 - 0.04)^3 + 15 \cdot 2.67 \cdot 10^{-4} (0.18 - 0.0461)^2$$

$$I = 9.2993 \times 10^{-5} \text{m}^4$$

Vérification des contraintes :**Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms \cdot x}{I} = \frac{5.05 \cdot 10^{-3} \cdot 0.0461}{9.2993 \cdot 10^{-5}} = 2.503\text{Mpa}$$

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

Acier :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \cdot Ms(d - x)}{I} = \frac{15 * 5.05 * 10^{-3}(0.18 - 0.0461)}{9.2993 * 10^{-5}} = 109.07 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 2.503 \leq 15 & \dots \dots \dots cv \\ 109.07 \leq 201.63 & \dots \dots \dots cv \end{cases}$$

III.2.5.2 Ferrailage transversal :

- Vérification de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{b \times d} = \frac{14.9 * 10^{-3}}{0.65 * 0.18} = 0.127 \text{ MPa}$$

- Justification du béton : $\alpha = 90^\circ$ (fissuration non préjudiciable)

$$\tau_1 = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.333 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.127 < \tau_1 = 3.333 \text{ MPa} \rightarrow \text{donc condition vérifiée}$$

- Justification des armatures :

$$\Phi t \leq \min(h/35; \Phi_{min}; b/10)$$

$$\Phi t \leq \min\left(\frac{20}{35}; 1.2; \frac{65}{10}\right)$$

$$\Phi t \leq \min(0.57; 1.2; 6.5)$$

$$\text{On prend } \Phi t = 8 \text{ mm}$$

- Calcul des espacements :

D'après les règles du RPA99 version 2003

- Zone nodale :

$$S' \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \Phi_{min}; 30 \text{ cm}\right) \text{ et } L = 2h$$

$$S' \leq \min\left(\frac{20}{4}; 12 * 1.2; 30 \text{ cm}\right)$$

$$S' \leq \min(5; 14.4; 30 \text{ cm})$$

$$S' \leq 5 \text{ cm}$$

- Zone courante :

$$S \leq \frac{h}{2} = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm}$$

III.2.6 Récapitulatif du ferrailage des poutrelles :

Tableau III-4 : Récapitulatif du ferrailage des poutrelles

Type de poutrelles		Ferrailage calculé (cm^2)		Ferrailage choisi (cm^2)	
		Travée	Appui	Travée	Appui
Terrasse inaccessible	Type1	1.83	0	3T12=3.39	1T12 = 1.13 cm^2
	Type2	1.12	1.91	3T12=3.39	1T12 + 1T14= 2.67 cm^2
	Type3	1,4	1,97	3T12=3.39	1T12 + 1T14= 2.67 cm^2
	Type4	0,74	1.29	3T12=3.39	1T12 + 1T14= 2.67 cm^2
	Type5	0.75	1,4	3T12=3.39	1T12 + 1T14= 2.67 cm^2
RDC + étage courant	Type1	2.66	0	3T12=3.39	1T12 = 1.13 cm^2
	Type2	1.28	2,22	3T12=3.39	2T14= 2.67 cm^2
	Type3	1,62	2,28	3T12=3.39	2T14= 2.67 cm^2
	Type4	0.85	1,5	3T12=3.39	1T12 + 1T14= 2.67 cm^2
	Type5	0.87	1.62	3T12=3.39	1T12 + 1T14= 2.67 cm^2

III.3 Eude des escaliers :

Terminologie :

- **La marche** : est la surface plane sur laquelle repose le pied.
- **Le contre marche** : est la partie verticale entre deux marches consécutives.
- **Le giron(g)** : est la distance en plan séparant deux contre marches successives.
- **Une volée** : est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est une plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires.
- **L'emmarchement (E)** : représente la largeur de la marche.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.

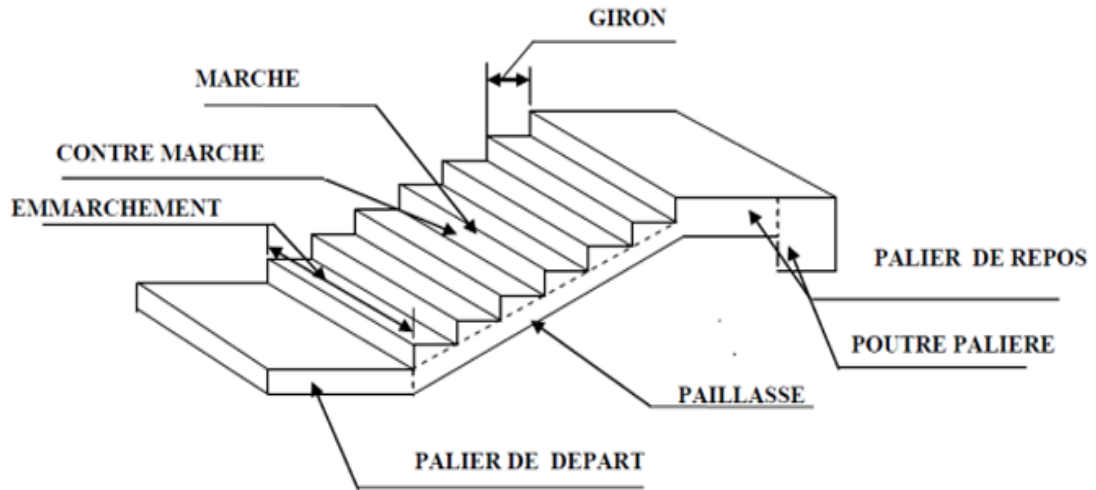


Figure III-10 : coupe verticale d'un escalier.

III.3.1 Pré-dimensionnement de l'escalier :

- h : Hauteur de la contre marche : $14\text{cm} \leq h \leq 17\text{cm}$ on prend : **h = 17cm**
- g : largeur des marches. Hauteur d'étage : $26\text{cm} \leq g \leq 30\text{cm}$ on prend : **g = 30cm**
- n: Nombre de contre marche : $n = \frac{\text{hauteur d'étage}}{\text{hauteur de contre marche}} = \frac{3.06}{0.17} = 18$
- m: Nombre de marche : $m = n - 2 = 18 - 2 = 16$

Vérification de la relation BLONDEL :

$$59\text{cm} \leq 2h + g = (2 \times 17) + 30 = 64\text{cm} \leq 65\text{cm} \text{ (Condition vérifiée).}$$

⇒ La relation est vérifiée donc l'escalier est confortable.

Epaisseur de la paillasse et du palier de repos :

Elle est donnée par la relation : $\frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20}$

Avec :

- L : Longueur de la paillasse et du palier de repos :
$$\begin{cases} L = 3.60\text{m} & \text{Volée A} \\ L = 4\text{m} & \text{Volée B} \\ L = 3.60\text{m} & \text{Volée C} \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} \text{Volée A} & \frac{360}{30} \leq ep \leq \frac{360}{20} \\ \text{Volée B} & \frac{400}{30} \leq ep \leq \frac{400}{20} \\ \text{Volée C} & \frac{360}{30} \leq ep \leq \frac{360}{20} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \text{volée A} & 12 \leq ep \leq 18 \\ \text{volée C} & 13.33 \leq ep \leq 20 \\ \text{volée C} & 12 \leq ep \leq 18 \end{cases}$$

⇒ On prend : $e_p = 15\text{cm}$. Pour tous les paillasses et les paliers de repos

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,566 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

III.3.2 Charges et surcharges :

➤ Charges permanentes :

$$\text{Pallasse : } G \times L = 7.795 \times 1.15 = 8.964\text{KN/ml}$$

$$\text{Palier de repos : } G \times L = 5.11 \times 1.15 = 5.877\text{KN/ml}$$

➤ Surcharges d'exploitation :

$$\text{Pallasse : } Q \times L = 2.5 \times 1.15 = 2.875\text{KN/ml}$$

$$\text{Palier de repos : } Q \times L = 2,5 \times 1.15 = 2.875\text{KN/ml}$$

III.3.3 Calcul des efforts internes de Volée B à l'ELU:

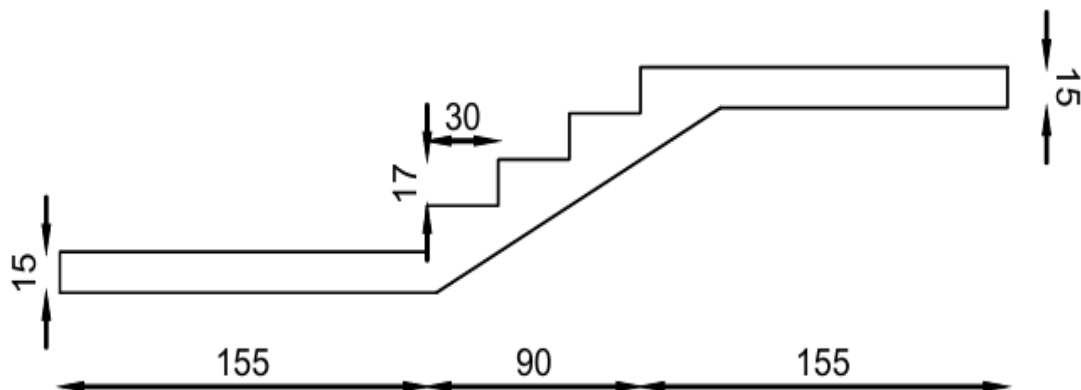


Figure III-11 : coupe transversale de volée B

- Combinaisons des charges :

$$\text{Pallasse : } qu = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 8.964 + 1,5 \times 2.875 = 16.4\text{KN/ml.}$$

$$\text{Palier de repos : } qu = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 5.877 + 1,5 \times 2.875 = 12.2\text{ KN/ml}$$

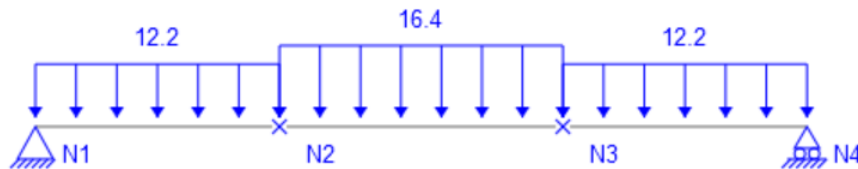


Figure III-12 : Schéma statique de Volée B à l'ELU.

- Réactions d'appuis

$$\Sigma F_{y'}=0 \implies R_A + R_B - 12.2 \times 0.775 \times 2 - 16.4 \times 0.9 = 0 \implies R_A + R_B = 27 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_{F/A}=0 \implies$$

$$R_B \times 2.45 - 12.2 \times 0.775 \times \left(\frac{0.775}{2} + 0.9 + 0.775 \right) - 16.4 \times 0.9 \times \left(\frac{0.9}{2} + 0.775 \right) - 12.2 \times \frac{0.775^2}{2} = 0$$

$$\implies R_B = 16.8 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_{F/B}=0 \implies$$

$$R_A \times 2.45 - 12.2 \times 0.775 \times \left(\frac{0.775}{2} + 0.9 + 0.775 \right) - 16.4 \times 0.9 \times \left(\frac{0.9}{2} + 0.775 \right) - 12.2 \times \frac{0.775^2}{2} = 0$$

$$\implies R_A = 16.8 \text{ KN}$$

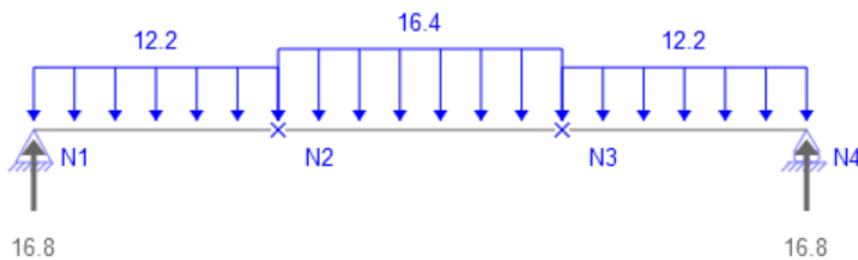


Figure III-13 : Schéma Réactions de Volée B.

- Moments fléchissant et Efforts tranchants :

Travée N1-N2 : $0 \leq x \leq 0.775m$

$$Mf(x) = 16.8 \times x - 12.2 \times \frac{x^2}{2} \implies \begin{cases} Mf(0) = 0 \\ Mf(0.775) = 9.3 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = 12.2 \times x - 16.8 \implies \begin{cases} T(0) = 16.8 \text{ KN} \\ T(0.775) = -9.3 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée N2-N3 : $0.775 \leq x \leq 1.675m$

$$Mf(x) = 16.8 \times x - 12.2 \times 0.775 \times \left(x - \frac{0.775}{2}\right) - 16.4 \times \frac{(x - 0.775)^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} Mf(0.775) = 9.3 \text{ KN.m} \\ Mf(1.675) = 9.3 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = 16.4 \times (x - 0.775) + 12.2 \times 0.775 - 16.8 \Rightarrow \begin{cases} T(0.775) = -7.3 \text{ KN} \\ T(1.675) = 7.3 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow 16.4 \times (x - 0.775) + 12.2 \times 0.775 - 16.8 = 0 \Rightarrow x = 1.223m$$

$$\Rightarrow Mf_{max}(1.223) = 11.0 \text{ KN.m}$$

Travée N3-N4 : $0 \leq x \leq 0.775m$

$$Mf(x) = 16.8 \times x - 12.2 \times \frac{x^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} Mf(0) = 0 \\ Mf(0.775) = 9.3 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = 16.8 - 12.2 \times x \Rightarrow \begin{cases} T(0) = 16.8 \text{ KN} \\ T(0.775) = 7.3 \text{ KN} \end{cases}$$

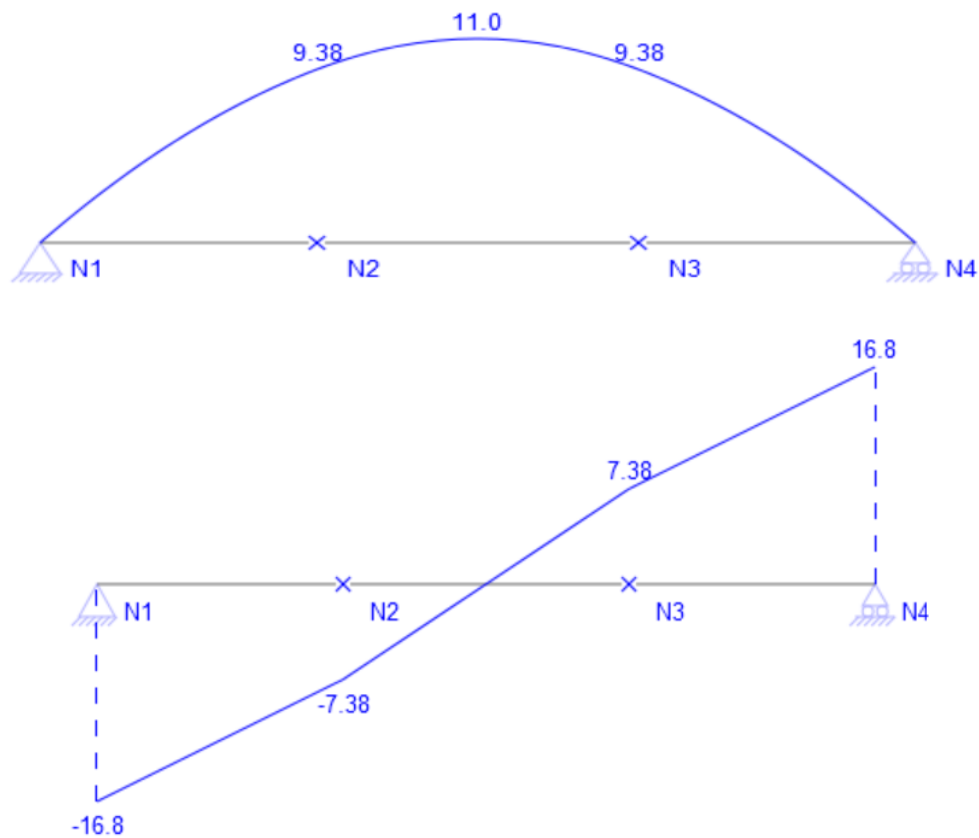


Figure III-14 : Diagramme de Moments fléchissant et Efforts tranchants

III.3.4 Calcul des efforts internes de Volée Bâl'ELS :

- Combinaisons des charges :

- Palliasse : $q_s = G + Q = 8.964 + 2.875 = 11.839 \text{ KN/ml}$.
- Palier de repos : $q_s = G + Q = 5.877 + 2.875 = 8.752 \text{ KN/ml}$

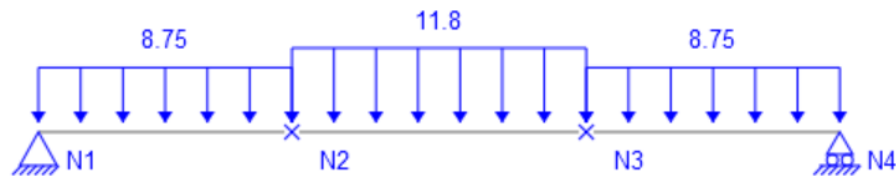


Figure III-15 : Schéma statique de Volée Bâl'ELS.

- Réactions d'appuis :

$$\Sigma F_{y'}=0 \implies R_A + R_B - 8.75 \times 0.775 \times 2 - 11.8 \times 0.9 = 0 \implies R_A = 17.4 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_{F/A}=0 \implies$$

$$R_B \times 2.45 - 8.75 \times 0.775 \times \left(\frac{0.775}{2} + 0.9 + 0.775 \right) - 11.8 \times 0.9 \times \left(\frac{0.9}{2} + 0.775 \right) - 8.75 \times \frac{0.775^2}{2} = 0$$

$$\implies R_B = 12.1 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_{F/B}=0 \implies$$

$$R_A \times 2.45 - 8.75 \times 0.775 \times \left(\frac{0.775}{2} + 0.9 + 0.775 \right) - 11.8 \times 0.9 \times \left(\frac{0.9}{2} + 0.775 \right) - 8.75 \times \frac{0.775^2}{2} = 0$$

$$\implies R_A = 12.1 \text{ KN}$$

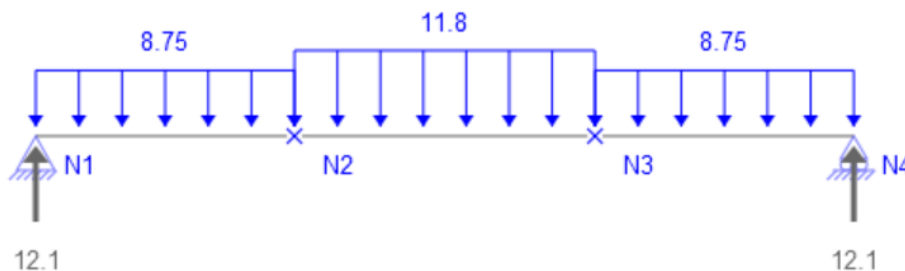


Figure III-16 : Schéma Réactions de Volée B.

- Moments fléchissant et Efforts tranchants :

Travée N1-N2 : $0 \leq x \leq 0.775 \text{ m}$

$$Mf(x) = 12.1 \times x - 8.75 \times \frac{x^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} Mf(0) = 0 \\ Mf(0.775) = 6.7 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = 8.75 \times x - 12.1 \Rightarrow \begin{cases} T(0) = -12.1 \text{ KN} \\ T(0.775) = -5.3 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée N2-N3 : $0.775 \leq x \leq 1.675\text{m}$

$$Mf(x) = 12.1 \times x - 8.75 \times 0.775 \times \left(x - \frac{0.775}{2}\right) - 11.8 \times \frac{(x - 0.775)^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} Mf(0.775) = 6.7 \text{ KN.m} \\ Mf(1.675) = 6.7 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = 11.8 \times (x - 0.775) + 8.75 \times 0.775 - 12.1 \Rightarrow \begin{cases} T(0.775) = -5.3 \text{ KN} \\ T(1.675) = 5.3 \text{ KN} \end{cases}$$

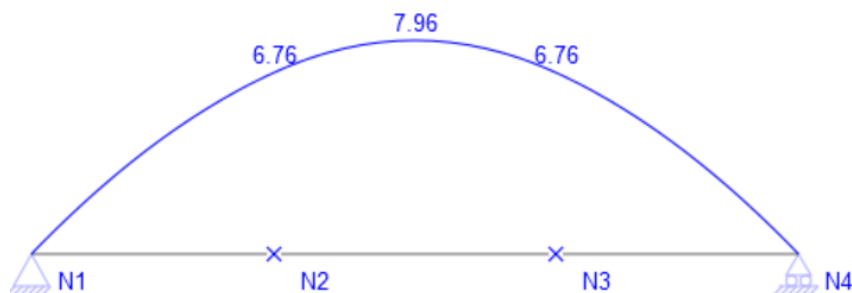
$$T(x) = 0 \Rightarrow 11.8 \times (x - 0.775) + 8.75 \times 0.775 - 12.1 = 0 \Rightarrow x = 1.226\text{m}$$

$$\Rightarrow Mf_{\max}(1.226) = 7.9 \text{ KN.m}$$

Travée N3-N4 : $0 \leq x \leq 0.775\text{m}$

$$Mf(x) = 12.1 \times x - 8.75 \times \frac{x^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} Mf(0) = 0 \\ Mf(0.775) = 6.7 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = 12.1 - 8.75 \times x \Rightarrow \begin{cases} T(0) = 12.1 \text{ KN} \\ T(0.775) = 5.3 \text{ KN} \end{cases}$$



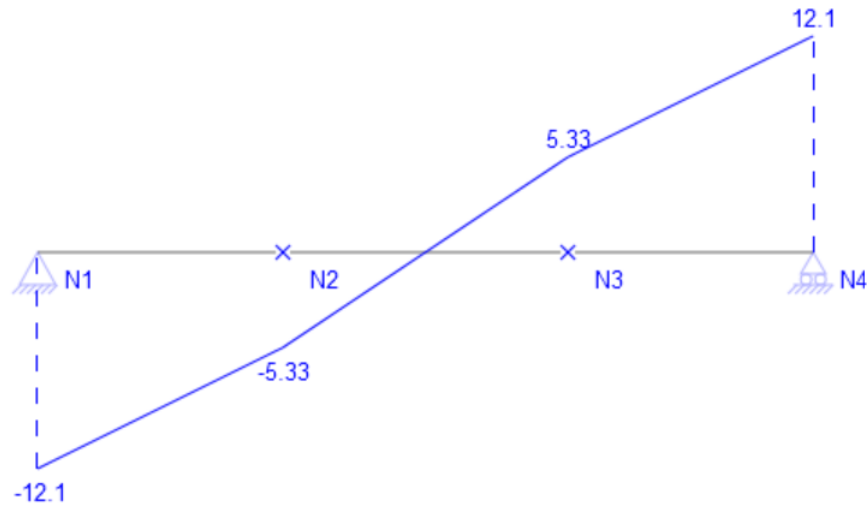


Figure III-17 : Diagramme de Moments fléchissant et Efforts tranchants

III.3.5 Calcul des efforts internes de Volée A à l'ELU :

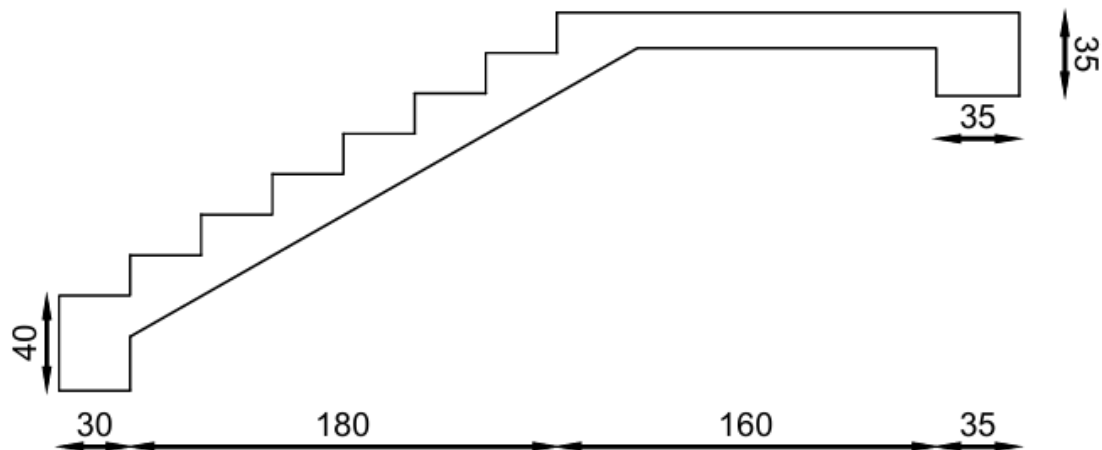


Figure III-18 : coupe transversale de volée A

- Combinaisons des charges :

$$\text{Palliasse : } qu = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 8,964 + 1,5 \times 2,875 = 16,4 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Palier de repos : } \begin{cases} qu = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 1,35 \times 5,877 + 1,5 \times 2,875 = 12,2 \text{ KN/ml} \\ qu = 12,2 + \frac{16,8}{1,15} = 26,8 \frac{\text{KN}}{\text{ml}} \end{cases}$$

$$\text{Charge concentrée : } F = 2,52 \times \left(\frac{3,06 - 0,4}{2} \right) = 3,35 \text{ KN}$$

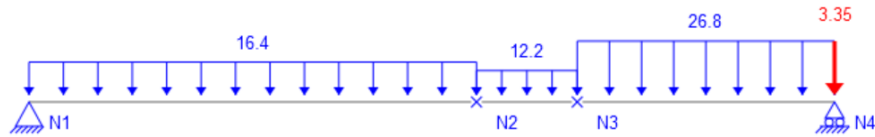


Figure III-19 : Schéma statique de Volée A à l'ELU.

- Réactions d'appuis :

$$\sum F_y = 0 \quad \Rightarrow \quad R_A + R_B = 72.46 \text{ KN}$$

$$\sum M_{F/N1} = 0 \quad \Rightarrow$$

$$R_B \times 3.6 - 3.35 \times 3.6 - 26.8 \times 1.15 \times \left(\frac{1.15}{2} + 0.45 + 2 \right) - 12.2 \times 0.45 \times \left(\frac{0.45}{2} + 2 \right) - 16.4 \times \frac{2^2}{2} = 0$$

$$\Rightarrow \quad R_B = 41.8 \text{ KN}$$

$$\sum M_{F/B} = 0 \quad \Rightarrow$$

$$R_A \times 3.6 - 16.4 \times 2 \times \left(\frac{2}{2} + 0.45 + 1.15 \right) - 12.2 \times 0.45 \times \left(\frac{0.45}{2} + 1.15 \right) - 26.8 \times \frac{1.15^2}{2} = 0$$

$$\Rightarrow \quad R_A = 30.7 \text{ KN}$$

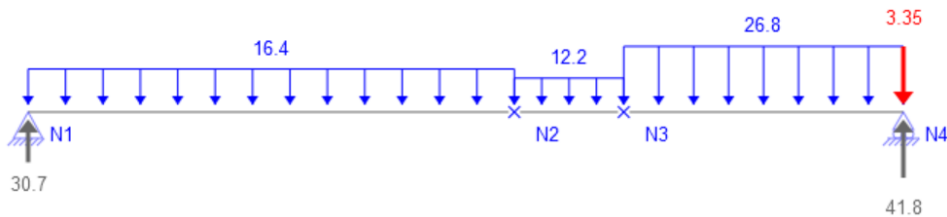


Figure III-20: Schéma Réactions de Volée A.

- Moments fléchissant et Efforts tranchants :

Travée N1-N2 : $0 \leq x \leq 2m$

$$Mf(x) = 30.7 \times x - 16.4 \times \frac{x^2}{2} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} Mf(0) = 0 \\ Mf(2) = 28.6 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = 16.4 \times x - 30.7 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} T(0) = -30.7 \text{ KN} \\ T(2) = 2.1 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(x) = 0 \quad \Rightarrow \quad 16.4 \times x - 30.7 \Rightarrow x = 1.872m \quad \Rightarrow \quad Mf_{max}(1.872) = 28.734 \text{ KN.m}$$

Travée N2-N3 : $2 \leq x \leq 2.45m$

$$Mf(x) = 30.7 \times x - 16.4 \times 2 \times \left(x - \frac{2}{2} \right) - 12.2 \times \frac{(x-2)^2}{2} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} Mf(2) = 28.6 \text{ KN.m} \\ Mf(2.45) = 26.4 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = 12.2 \times (x - 2) + 16.4 \times 2 - 30.7 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} T(2) = 2.1 \text{ KN} \\ T(2.45) = 7.58 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée N3-N4 : $0 \leq x \leq 1.15\text{m}$

$$Mf(x) = 41.8 \times x - 26.8 \times \frac{x^2}{2} - 3.35 \times x \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} Mf(0) = 0 \\ Mf(1.15) = 26.4 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = 41.8 - 3.35 - 26.8 \times x \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} T(0) = 38.4 \text{ KN} \\ T(1.15) = 7.58 \text{ KN} \end{cases}$$

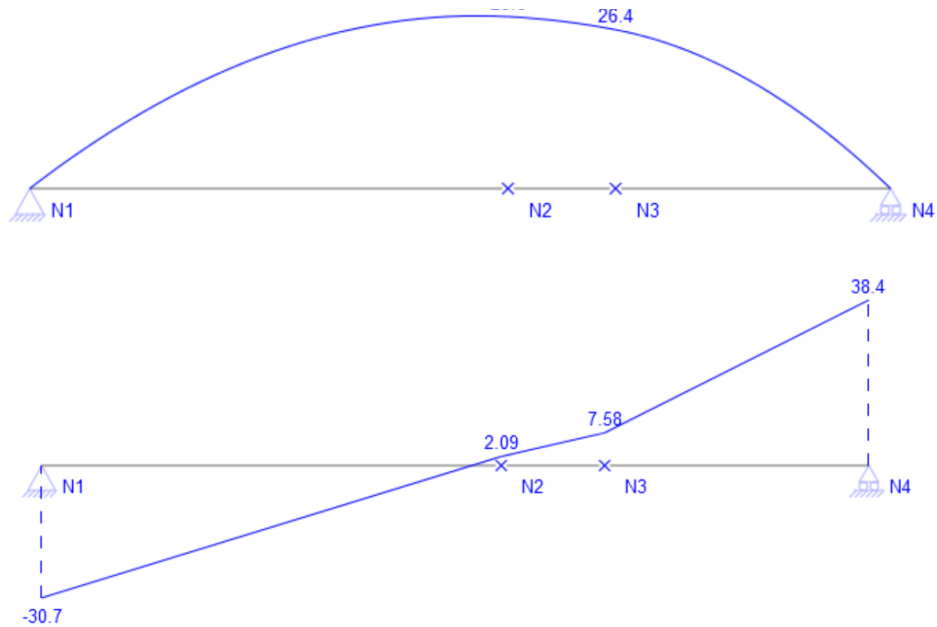


Figure III-21 : Diagramme de Moments fléchissant et Efforts tranchants

III.3.6 Calcul des efforts internes de Volée A à l'ELS :

- Combinaisons des charges :

- Palliase : $q_s = G + Q = 8.964 + 2.875 = 11.839 \text{ KN/ml}$.

- Palier de repos :
$$\begin{cases} q_s = G + Q = 5.877 + 2.875 = 8.752 \text{ KN/ml} \\ q_s = 8.752 + \frac{12.1}{1.15} = 19.3 \frac{\text{KN}}{\text{ml}} \end{cases}$$

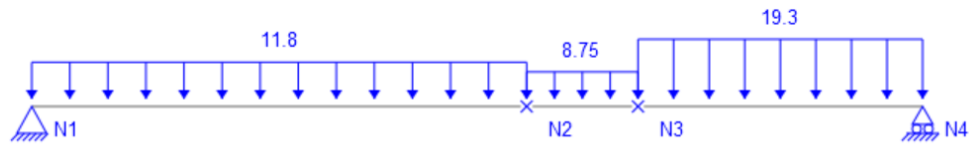


Figure III-22 : Schéma statique de Volée A à l'ELS.

- Réactions d'appuis :

$$\Sigma F_y = 0 \implies R_A + R_B = 49.776 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} \Sigma M_{F/A} = 0 \implies R_B \times 3.6 - 19.27 \times 1.15 \times \left(\frac{1.15}{2} + 0.45 + 2\right) - 8.751 \times 0.45 \times \left(\frac{0.45}{2} + 2\right) - 11.8 \times \frac{2^2}{2} &= 0 \\ \implies R_B &= 27.6 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma M_{F/B} = 0 \implies R_A \times 3.6 - 11.8 \times 2 \times \left(\frac{2}{2} + 0.45 + 1.15\right) - 8.75 \times 0.45 \times \left(\frac{0.45}{2} + 1.15\right) - 19.3 \times \frac{1.15^2}{2} &= 0 \\ \implies R_A &= 22.1 \text{ KN} \end{aligned}$$

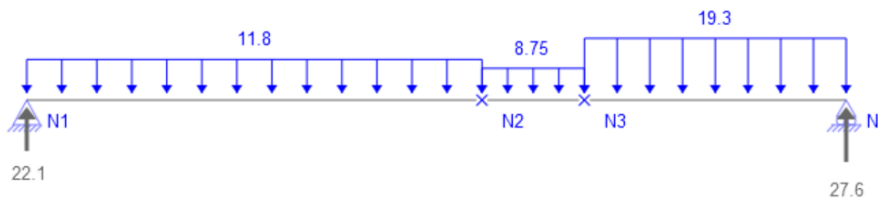


Figure III-23 : Schéma Réactions de Volée A.

- Moments fléchissant et Efforts tranchants :

Travée N1-N2 : $0 \leq x \leq 2m$

$$M_f(x) = 22.1 \times x - 11.8 \times \frac{x^2}{2} \implies \begin{cases} M_f(0) = 0 \\ M_f(2) = 10.6 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = 11.8 \times x - 22.1 \implies \begin{cases} T(0) = -22.1 \text{ KN} \\ T(2) = 1.5 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(x) = 0 \implies 11.8 \times x - 22.1 = 0 \implies x = 1.87m \implies M_{fmax}(1.87) = 20.69 \text{ KN.m}$$

Travée N2-N3 : $2 \leq x \leq 2.45m$

$$Mf(x) = 22.1 \times x - 11.8 \times 2 \times \left(x - \frac{2}{2}\right) - 8.75 \times \frac{(x-2)^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} Mf(2) = 20.6 \text{ KN.m} \\ Mf(2.45) = 19.03 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = 8.75 \times (x - 2) + 11.8 \times 2 - 22.1 \Rightarrow \begin{cases} T(2) = 1.5 \text{ KN} \\ T(2.45) = 5.47 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée N3-N4 : $0 \leq x \leq 1.15m$

$$Mf(x) = 27.6 \times x - 19.3 \times \frac{x^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} Mf(0) = 0 \\ Mf(1.15) = 20 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = 27.6 - 19.3 \times x \Rightarrow \begin{cases} T(0) = 27.6 \text{ KN} \\ T(1.15) = 5.4 \text{ KN} \end{cases}$$

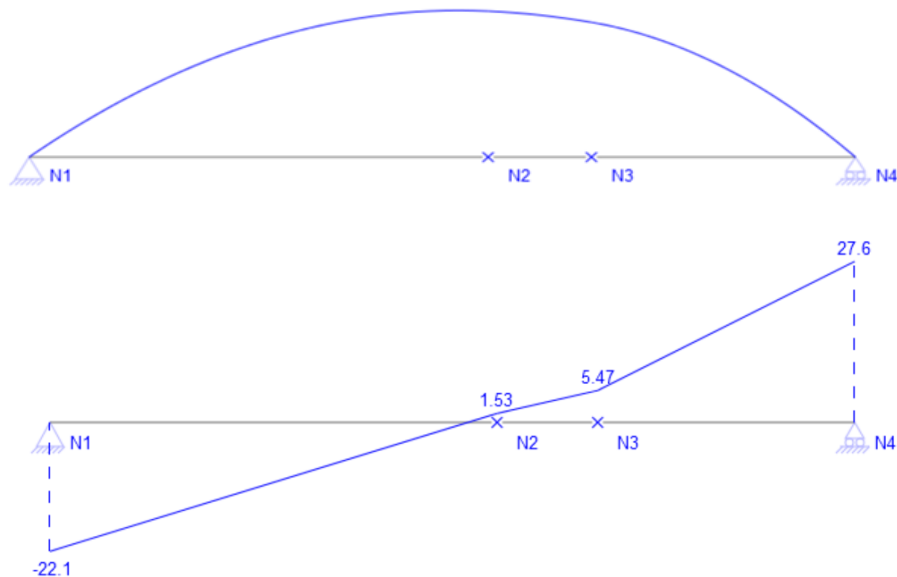


Figure III-24 : Diagramme de Moments fléchissant et Efforts tranchants

III.3.7 Calcul du ferrailage à l'ELU de Volée B :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} \Rightarrow f_{bu} = 14.1667 \text{ Mpad} = 0.9 h \Rightarrow d = 0.135 \text{ m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{0.011}{1.15 \times 0.135^2 \times 14.1667} \Rightarrow \mu_u = 0,037 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow \text{pas d'armature comprimée}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.037}) \Rightarrow \alpha = 0,047$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.135 \times (1 - 0.4 \times 0.0548) = 0.132m$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z\sigma_{st}} = \frac{0.011}{0.132 \times 347.826} = 2.396 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,5 * b * h / 100 = 8.625 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 4 * b * h / 100 = 69 \text{ cm}^2$$

Donc $A_{\min} > A_{st}$

On choisit pour A_{\min} : **8T12 = 9.03 cm²**

- **Vérification à ELS :**

$$x = n \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2bdA_{st}}{nA_{st}^2}} - 1 \right) = 0.0458 \text{ m}$$

$b \frac{x^2}{2} - nA_{st}(d - x) = 0$ **Condition vérifiée**

$$I = b \frac{x^3}{2} + nA_{st}(d - x)^2 = 1.446 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{Msx}{I} = \frac{0.00796 \times 0.0458}{1.446 \times 10^{-4}} = 2.523 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{nMs(x - d')}{I} = \frac{15 \times 0.00796 \times (0.0458 - 0.015)}{1.446 \times 10^{-4}} = 25.458 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{nMs(d - x)}{I} = \frac{15 \times 0.00796 \times (0.135 - 0.0458)}{1.446 \times 10^{-4}} = 73.629 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}fe, 110\sqrt{1.6 \times f_{t28}}\right) = 201.6333 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st}; \sigma_{sc} \leq \overline{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Ferraillage de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{9.03}{4} = 2.257 \text{ cm}^2$$

On choisit : $A_r = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$ ($S_t = 25 \text{ cm}$)

$$A_{st \text{ appui}} = 0.15 \times A_{st} = 1.35 \text{ cm}^2$$

On choisit : $A_{st \text{ appui}} = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$ ($S_t = 25 \text{ cm}$)

- **Espacement des barres :**

Armatures principales : $S_t \leq \min(3h, 33cm) = 33cm$

$$S_t = 15cm < 33cm \Rightarrow c.v$$

Armature répartition : $S_t \leq \min(4h, 45cm) = 45cm$

$$S_t = 25cm < 45cm \Rightarrow c.v$$

- **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d} = \frac{0.0276}{1.15 \times 0.135} = 0.177 MPa$$

Justification du béton : $\alpha = 90^\circ$ (fissuration non préjudiciable)

$$\tau_1 = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 MPa\right) = 3.333 MPa$$

$$\tau_u = 0.177 < \tau_1 = 3.333 MPa \rightarrow \text{donc condition vérifiée}$$

III.3.8 Calcul du ferrailage à l'ELU de Volée A :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} \rightarrow f_{bu} = 14.1667 MPa \quad d = 0.9 h \Rightarrow d = 0.135 m$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{0.0287}{1.15 \times 0.135^2 \times 14.1667} \rightarrow \mu_u = 0.09 < \mu_R = 0.392 \rightarrow \text{pas d'armature comprimée}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.09}) \rightarrow \alpha = 0.127$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.135 \times (1 - 0.4 \times 0.127) = 0.128m$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \sigma_{st}} = \frac{0.0287}{0.128 \times 347.826} = 6.44 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.5 * b * h / 100 = 8.625 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 4 * b * h / 100 = 69 \text{ cm}^2$$

Donc $A_{\min} > A_{st}$

On choisit pour A_{\min} : 8T12 = 9.03 cm²

- **Vérification à l'ELS :**

$$x = n \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2bdA_{st}}{nA_{st}^2}} - 1 \right) = 0.0458m$$

$$b \frac{x^2}{2} - nA_{st} (d - x) = 0 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$I = b \frac{x^3}{2} + nA_{st} (d - x)^2 = 1.446 \times 10^{-4} m^4$$

Condition vérifiée

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms x}{I} = \frac{0.0207 \times 0.0458}{1.446 \times 10^{-4}} = 2.523 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{nMs(x - d')}{I} = \frac{15 \times 0.0207 \times (0.0458 - 0.015)}{1.446 \times 10^{-4}} = 6.56 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{nMs(d - x)}{I} = \frac{15 \times 0.0207 \times (0.135 - 0.0458)}{1.446 \times 10^{-4}} = 191.539 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{1.6 \times f_{t28}}\right) = 201.6333 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st}; \sigma_{sc} \leq \overline{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Ferraillage de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{9.03}{4} = 2.257 \text{ cm}^2$$

On choisit : $A_r = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$ ($S_t = 25 \text{ cm}$)

$$A_{st \text{ appui}} = 0.15 \times A_{st} = 1.35 \text{ cm}^2$$

On choisit : $A_{st \text{ appui}} = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$ ($S_t = 25 \text{ cm}$)

- **Espacement des barres :**

Armatures principales : $S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

$$S_t = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{c.v}$$

Armature répartition : $S_t \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{c.v}$$

- **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{b \times d} = \frac{0.0384}{1.15 \times 0.135} = 0.247 \text{ MPa}$$

Justification du béton : $\alpha = 90^\circ$ (fissuration non préjudiciable)

$$\tau_1 = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.333 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.1247 < \tau_1 = 3.333 \text{ MPa} \rightarrow \text{donc condition vérifiée}$$

III.3.9 Schéma de ferrailage d'escalier :

VOLEE "A"

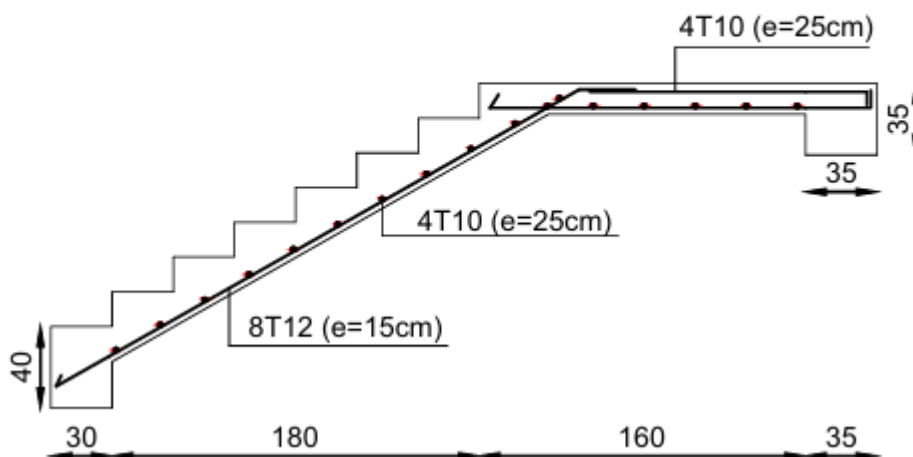
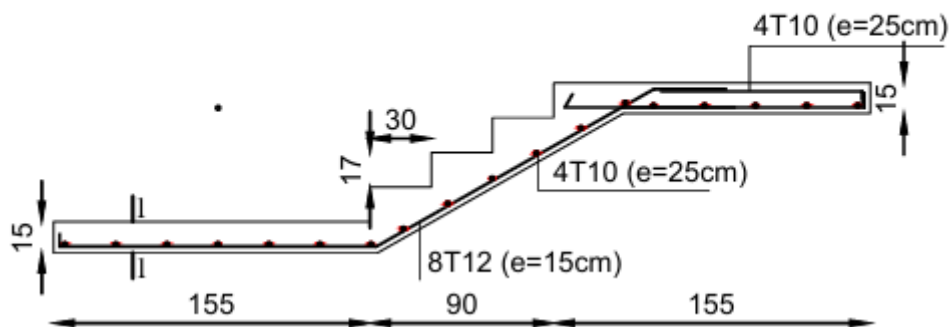


Figure III-25 : schéma du ferrailage d'escalier (volée A)

VOLEE "B"



Coupe 1-1

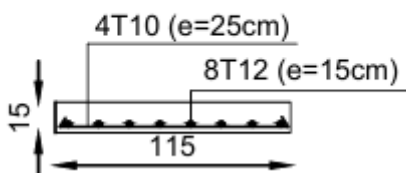


Figure III-26 : schéma du ferrailage d'escalier (volée B)

III.4 Etude de Poutre palière :

III.4.1 Les Charges sur poutre palier :

- Poids propre de la poutre : $G = 25 \times 0.35 \times 0.35 = 3.06 \text{ KN/ml}$
- Réaction du palier de repos à l'ELU : $R = 41.8 \text{ KN}$
- Réaction du palier de repos à l'ELS : $R = 27.6 \text{ KN}$

III.4.2 Calcul des efforts internes à l'ELU :

- Combinaisons des charges :

$$q_{u1} = 1,35 G = 1,35 \times 3.06 + \frac{41.8}{1.15} = 40.5 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{u2} = 1,35 G = 1,35 \times 3.06 = 4.13 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{u3} = 1,35 G = 1,35 \times 3.06 + \frac{41.8}{1.15} = 40.5 \text{ KN/ml.}$$

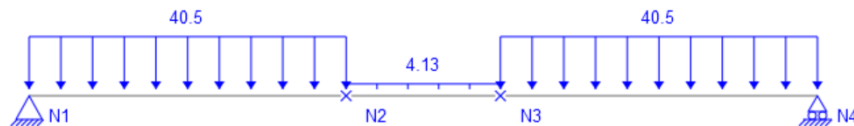


Figure III-27 : Schéma statique de poutre palier à l'ELU

- Réactions d'appuis :

$$\Sigma F_y = 0 \quad \Rightarrow \quad R_A + R_B = 153.567 \text{ KN}$$

$$R_A = R_B = 76.8 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad R_A = 76.8 \text{ KN}$$

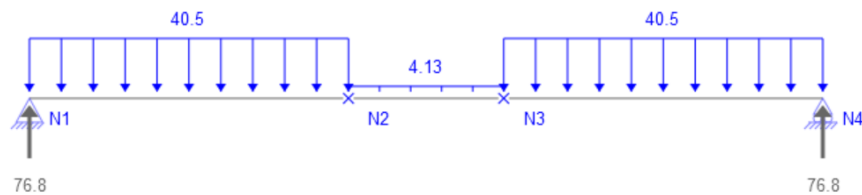


Figure III-28 : Schéma Réactions de poutre palier.

- Moments fléchissant et Efforts tranchants :

Travée N1-N2 : $0 \leq x \leq 1.85m$

$$Mf(x) = 76.8 \times x - 40.5 \times \frac{x^2}{2} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} Mf(0) = 0 \\ Mf(1.85) = 72.7 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = 40.5 \times x - 76.8 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} T(0) = -76.8 \text{ KN} \\ T(1.85) = -1.8 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée N2-N3 : $1.85 \leq x \leq 2.75\text{m}$

$$Mf(x) = 76.8 \times x - 40.5 \times 1.85 \times \left(x - \frac{1.85}{2}\right) - 4.13 \times \frac{(x - 1.85)^2}{2} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} Mf(1.85) = 72.7 \text{ KN.m} \\ Mf(2.45) = 72.7 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = 4.13 \times (x - 1.85) + 40.5 \times 1.85 - 75.8 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} T(1.85) = -1.8 \text{ KN} \\ T(2.75) = 1.8 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow 4.13 \times (x - 1.85) + 40.5 \times 1.85 - 75.8 = 0 \Rightarrow x = 2.3\text{m} \Rightarrow Mf_{max}(2.3) = 73.2 \text{ KN.m}$$

Travée N3-N4 : $0 \leq x \leq 1.85\text{m}$

$$Mf(x) = 76.8 \times x - 40.5 \times \frac{x^2}{2} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} Mf(0) = 0 \\ Mf(1.85) = 72.7 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = -40.5 \times x + 76.8 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} T(0) = 76.8 \text{ KN} \\ T(1.85) = 1.8 \text{ KN} \end{cases}$$

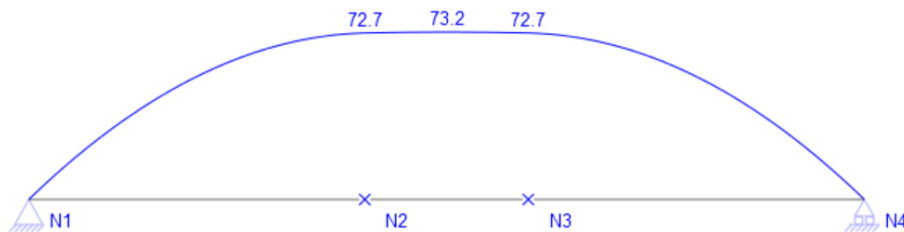


Figure III-29 : moment ultime de la poutre palière

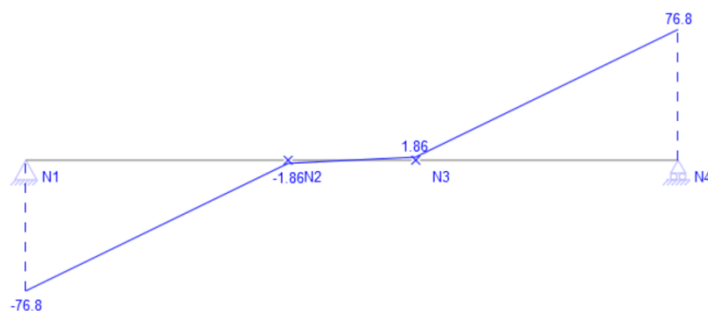


Figure III-30 : effort tranchant ultime de la poutre palière

$$M_{u\ max} = 73.2\ KN.m$$

$$T_{u\ max} = 76.8\ KN$$

III.4.3 Calcul des efforts internes à l'ELS :

- **Combinaisons des charges :**

$$q_{S1} = G = 3.06 + \frac{27.6}{1.15} = 27.1\ KN/ml.$$

$$q_{S2} = G = 3.06\ KN/ml.$$

$$q_{S3} = G = 3.06 + \frac{27.6}{1.15} = 27.1\ KN/ml.$$

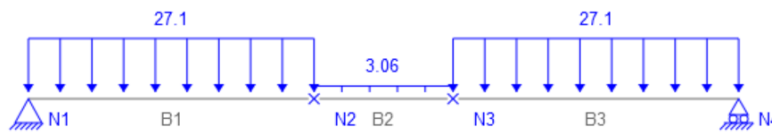


Figure III-31 : Schéma statique de poutre palier à l'ELS.

- **Réactions d'appuis :**

$$\Sigma F_{y=0} \quad R_A + R_B = 33.024\ KN$$

$$R_A = R_B = 16.512\ KN$$

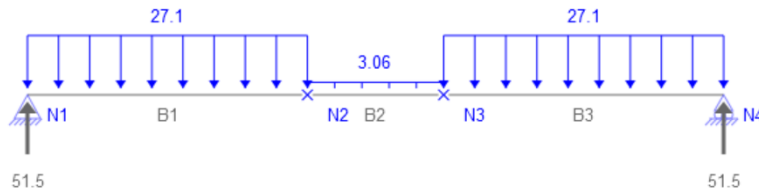


Figure III-32 : Schéma Réactions de poutre palier.

- **Moments fléchissant et Efforts tranchants :**

Travée N1-N2 : $0 \leq x \leq 1.85m$

$$Mf(x) = 51.5 \times x - 27.1 \times \frac{x^2}{2} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} Mf(0) = 0 \\ Mf(1.85) = 48.9\ KN.m \end{cases}$$

$$T(x) = 27.1 \times x - 51.5 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} T(0) = -51.5\ KN \\ T(1.85) = 1.3\ KN \end{cases}$$

Travée N2-N3 : $1.85 \leq x \leq 2.75m$

$$Mf(x) = 51.5 \times x - 27.1 \times 1.85 \times \left(x - \frac{1.85}{2}\right) - 3.06 \times \frac{(x - 1.85)^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} Mf(1.85) = 48.9 \text{ KN.m} \\ Mf(2.45) = 48.9 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = 3.06 \times (x - 1.85) + 27.1 \times 1.85 - 51.5 \Rightarrow \begin{cases} T(1.85) = -1.365 \text{ KN} \\ T(2.75) = 1.389 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow 3.06 \times (x - 1.85) + 27.1 \times 1.85 - 51.5 = 0 \Rightarrow x = 2.296 \text{ m} \\ \Rightarrow Mf_{max}(2.96) = 49.2 \text{ KN.m}$$

Travée N3-N4 : $0 \leq x \leq 1.85 \text{ m}$

$$Mf(x) = 51.5 \times x - 27.1 \times \frac{x^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} Mf(0) = 0 \\ Mf(1.85) = 48.9 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = -27.1 \times x + 51.5 \Rightarrow \begin{cases} T(0) = 51.5 \text{ KN} \\ T(1.85) = 1.3 \text{ KN} \end{cases}$$

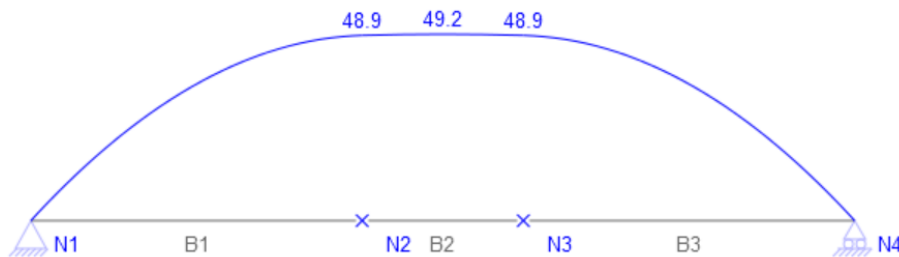


Figure III-33 : moment service de la poutre palière

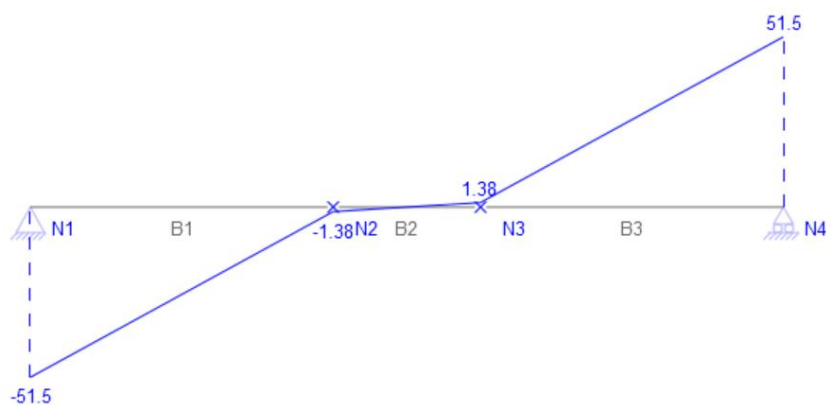


Figure III-34 : moment service de la poutre palière

$$M_{S \max} = 49.2 \text{ KN.m}$$

$$T_{S \max} = 51.5 \text{ KN}$$

III.4.4 Calcul du ferrailage à L'ELU :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} \Rightarrow f_{bu} = 14.1667 \text{ Mpa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.0732}{0.35 \times 0.315^2 \times 14.1667} = 0.1847 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow \text{Simple armature}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.1847}) \Rightarrow \alpha = 0.202$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.315 \times (1 - 0.4 \times 0.202) = 0.29m$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z\sigma_{st}} = \frac{0.0849467}{0.2707 \times 347.826} = 7.269 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.5 * (b * h) / 100 = 6.12 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 4 * (b * h) / 100 = 49 \text{ cm}^2$$

Donc $A_{\min} < A_{st} < A_{\max}$

On choisit pour A_{st} : 6T14 = 9.24 cm²

- Vérification à L'ELS :

$$x = n \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2bdA_{st}}{nA_{st}^2}} - 1 \right) = 0.12324m$$

$$b \frac{x^2}{2} - nA_{st}(d - x) = 0 \text{ Condition vérifiée}$$

$$I = b \frac{x^3}{2} + nA_{st}(d - x)^2 = 7.28 \times 10^{-4} m^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{Msx}{I} = \frac{0.0492 \times 0.12324}{7.2 \times 10^{-4}} = 8.328 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{nMs(x - d')}{I} = \frac{15 \times 0.0492 \times (0.12324 - 0.035)}{7.2 \times 10^{-4}} = 89.446 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{nMs(d - x)}{I} = \frac{15 \times 0.0492 \times (0.315 - 0.12324)}{7.2 \times 10^{-4}} = 194.387 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{1.6 \times f_{t28}}\right) = 201.6333 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st}; \sigma_{sc} \leq \overline{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc ELS est vérifiée.

- Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d} = \frac{0.0768}{0.35 \times 0.315} = 0.696 \text{ MPa}$$

Justification du béton : $\alpha = 90^\circ$ (fissuration non préjudiciable)

$$\tau_1 = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.333 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.696 < \tau_1 = 3.333 \text{ MPa} \rightarrow \text{donc condition vérifiée}$$

- Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_{\min}\right) = 1 \text{ cm} \Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

$$A_t = n \times \phi_t = 4 \times \frac{\pi \times 0.8^2}{4} = 2.01 \text{ cm}^2$$

On choisit : $A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$, les armatures seront réalisées par un étrier de $\phi 8$.

- Espacement entre les barres : (Art 7.5.2.2 RPA99 VERSION 2003)

• Zone nodale :

$$S' \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_{\min}, 30 \text{ cm}\right) \text{ et } L = 2 \times h$$

$$S' \leq 8.75 \text{ cm} \quad \text{On choisit : } S' = 8 \text{ cm}$$

• Zone courante :

$$S \leq \frac{h}{2}$$

$$S' \leq 17.5 \text{ cm} \quad \text{On choisit : } S' = 15 \text{ cm}$$

Premier cadre disposé à 5 cm du nu de l'appui

III.4.5 Schéma de ferrailage poutre palière :

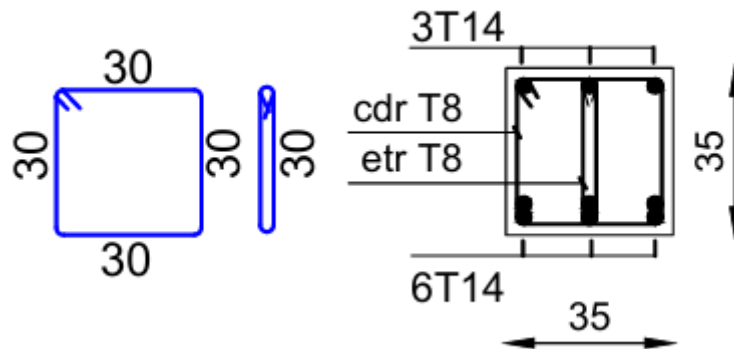


Figure III-35 : Schéma de ferrailage poutre palière

III.5 Etude de L'acrotère :

Le bâtiment est relié entre lui par l'acrotère, un élément structurel qui l'entoure. On peut le comparer à une console encastree au dernier plancher en béton armé, car la zone d'encastrement présente les contraintes les plus importantes. Le poids propre de l'acrotère (G), la surcharge horizontale causée par la présence d'une main courante (Q) et la force sismique (F_p) sont des charges qui l'affectent.

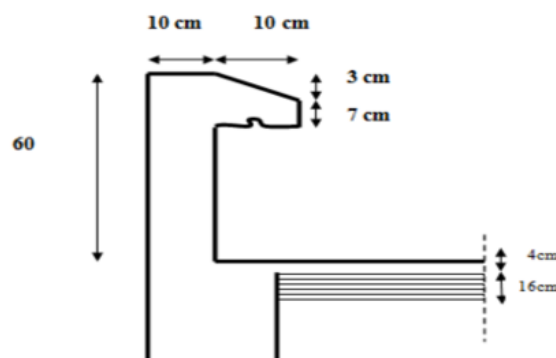


Figure III-36 : Schéma de l'acrotère

III.5.1 Sollicitation de l'acrotère :

$$d = 0.9h = 0.9 \times 10 = 9\text{cm}$$

$$d' = 0.1h = 0.1 \times 10 = 1\text{cm}$$

Poids propre de l'acrotère :

$$S = \left(\frac{0.03 \times 0.1}{2}\right) + (0.07 \times 0.1) + (0.1 \times 0.6) = 0.0685\text{m}^2$$

$$G = 0.0685 \times 25 + (18 \times 0.04) = 2.433 \text{ kN/ml}$$

$$Q = 1 \text{ kN/ml}$$

Charge horizontale:

$$\text{Force sismique: } Fp = 4 \times A \times Cp \times Wp [\text{RPA99 (Art 6.2.3)}]$$

Avec:

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

$Cp = 0,1$: facteur de force horizontale.

$Wp = G$: poids propre de l'acrotère.

$$Fp = 4 \times 0.1 \times 0.8 \times 2.433$$

$$Fp = 0,779 \text{ KN/ml}$$

Tableau III-5 : la Sollicitation de l'acrotère

	ELU	ELS
N	$N_u = 1.35G = 3.285 \text{ KN/ml}$	$N_s = G = 2.433 \text{ KN/ml}$
M	$M_u = 1.5 \cdot Q \cdot h = 0.9 \text{ KN.m}$	$M_s = Q \cdot h = 0.6 \text{ KN.m}$
V	$V_u = 1.5Q = 1.5 \text{ KN/m}$	$V_s = Q = 1.5 \text{ KN/m}$

Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9}{3.285} = 0.274\text{m}$$

$$e_0 = \frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.0167\text{m}$$

$e > e_0 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimé

III.5.2 Calcul ferrailage à L'ELU :

$$Ma = Nu \cdot e_a$$

$$e_a = e + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.274 + \left(0.09 - \frac{0.1}{2}\right) = 0.314m$$

$$Ma = 3.285 \times 0.314 = 1.031kn.m$$

- **Moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}} = \frac{1.013 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09^2 \times 14.17} = 8.826 \times 10^{-3}$$

$$\mu_R = 0.392$$

$\mu_u < \mu_R$ Une section à simple armature **Asc= 0**

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 8.826 \times 10^{-3}}) = 0.011$$

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

$$Z = 0.09(1 - 0.4 \times 0.011) = 0.0896m$$

$$Ast = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{Ma}{Z} - Nu \right) = \frac{1}{347.82} \left(\frac{1.031 \times 10^{-3}}{0.0896} - 3.285 \times 10^{-3} \right)$$

$$Ast = 2.363 \times 10^{-5} m^2 = 0.236 cm^2$$

- **Condition de non-fragilité :**

$$Ast \geq Amin = \frac{0.23.b.d.ft28}{fe} = \frac{0.23 \times 0.09 \times 1 \times 2.1}{400}$$

$$Amin = 1.08 cm^2$$

$$\text{On choisit : } Ast = 4T8 = 2.01 cm^2$$

- **Calcul d'armatures de répartitions :**

$$Ar = \frac{Ast}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 cm^2$$

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

- **Espacement maximale :**

$$St = \min(3h; 33cm) \Rightarrow \min(3 \times 10; 33) = 30 cm$$

III.5.3 Vérification à L'ELS :

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{2.433} = 0.246m$$

$$P = -3 \left(e - \frac{h}{2} \right)^2 + \frac{6nA2}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d' \right) + \frac{6nA1}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d \right)$$

$$P = -3 \left(0.246 - \frac{0.1}{2} \right)^2 + \frac{6 \times 15 \times 0}{1} \left(0.246 - \frac{0.1}{2} + 0.01 \right) + \frac{6 \times 15 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1} \left(0.246 - \frac{0.1}{2} + 0.09 \right)$$

$$P = -0.1108m^2$$

$$q = 2 \left(e - \frac{h}{2} \right)^3 - \frac{6nA2}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d' \right)^2 - \frac{6nA1}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d \right)^2$$

$$q = 2 \left(0.246 - \frac{0.1}{2} \right)^3 - \frac{6 \times 15 \times 0}{1} \left(0.246 - \frac{0.1}{2} + 0.01 \right)^2 - \frac{6 \times 15 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1} \left(0.246 - \frac{0.1}{2} + 0.09 \right)^2$$

$$q = 0.0137m^2$$

- Méthode de l'intersection successive :

On prend $e_1 = 0,3m$

$$e_1 = \sqrt[3]{-p \times e_1 - q}$$

$$e_1 = \sqrt[3]{0.1108 \times 0.3 - 0.0137} = 0.296$$

$$e_1 = 0.269 \rightarrow e_1 = 0.252 \rightarrow e_1 = 0.242 \rightarrow e_1 = 0.235 \rightarrow e_1 = 0.231$$

$$e_1 = 0.228 \rightarrow e_1 = 0.226 \rightarrow e_1 = 0.224 \rightarrow e_1 = 0.223 \rightarrow e_1 = 0.222$$

$$e_1 = 0.221 \rightarrow e_1 = 0.220 \rightarrow e_1 = 0.220$$

Donc $e_1 = 0.327m$

$$x = \frac{h}{2} + e_1 - e$$

$$x = \frac{0.1}{2} + 0.22 - 0.246$$

$$x = 0.023m$$

$$S = \frac{bx^2}{2} + nA2(x - d') - nA1(d - x)$$

$$S = \frac{1 \times 0.023^2}{2} + 15 \times 0(0.023 - 0.01) - 15 \times 2.01 \times 10^{-4}(0.09 - 0.023)$$

$$S = 7.27 \times 10^{-5} m^2$$

- Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s x}{S} = \frac{2.433 \times 10^{-3} \times 0.023}{7.27 \times 10^{-5}} = 0.782 Mpa$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_c28 = 0,6 \times 25 = 15 MPa$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{donc condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = \frac{nNs(d-x)}{S} \leq \overline{\sigma}_{st}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 2.433 \times 10^{-3}(0.09 - 0.023)}{7.27 \times 10^{-5}} = 33.419 \text{Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right) = 201.63 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \rightarrow \text{donc condition vérifiée}$$

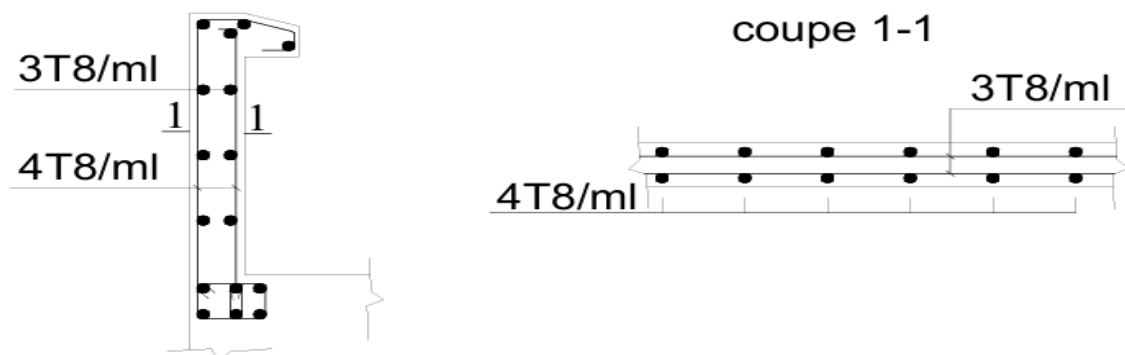


Figure III-37 : ferrailage de l'acrotère

III.6 Etude de Balcon :

Les balcons se composent de dalles pleines dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Leur calcul est réalisé à l'aide de consoles encastrées.

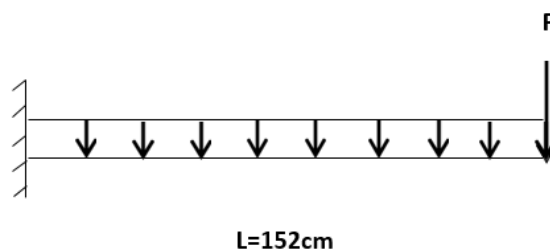


Figure III-38 : Schéma statique de balcon

III.6.1 Détermination de l'épaisseur du balcon :

$$\text{On a : } h \geq \frac{L_x}{30} = \frac{152}{30} = 5.066 \text{ cm}$$

On prend une épaisseur de : **15 cm**.

III.6.2 Charges et surcharges supportées par le balcon :

Deux types de charges sont présents sur le balcon, une charge répartie due à son poids propre et à la charge d'exploitation, et une charge concentrée due à la maçonnerie du mur.

Les charges sont résumées dans les tableaux suivants :

- **Poids propre et charge d'exploitation :**

G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU (KN/ml) (1.35G + 1.5Q) × 1ml	ELS (KN/ml) (G + Q) × 1ml
5,27	3,50	$q_u = 12.365$	$q_s = 8.77$

- **Mur de simple cloison :**

P (KN/m ²)	Hauteur (m)	ELU (KN/ml) (1.35 G) × 1.1	ELS (KN/ml) (G) × 1.1
1,62	1,1	2,405	1,782

III.6.3 Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants à L'ELU :

Travée 1 : $0 \leq x \leq 1.52\text{m}$

$$M_u(x) = -P_u \cdot x - q_u \frac{x^2}{2} = -2,405x - 12,365 \frac{x^2}{2} \rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1,52) = -17,93 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = P_u + q_u \cdot x = 2,405 + 12,365x \rightarrow \begin{cases} T(0) = 2,405 \text{ KN} \\ T(1,52) = 21,199 \text{ KN} \end{cases}$$

III.6.4 Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants à L'ELS :

Travée 1 : $0 \leq x \leq 1.52\text{m}$

$$M_s(x) = -P_s \cdot x - q_s \frac{x^2}{2} = -1,782x - 8,77 \frac{x^2}{2} \rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1,52) = -12.840 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = P_s + q_s \cdot x = 1,782 + 8,77x \quad \rightarrow \quad \begin{cases} T(0) = 1.782 \text{ KN} \\ T(1,52) = 15.112 \text{ KN} \end{cases}$$

Tableau III-6 : Récapitulation des moments et des efforts tranchants de balcon

X (m)	ELU		ELS	
	M(x) (KN.ml)	T(x) (KN)	M(x) (KN.ml)	T(x) (KN)
0	0	2,405	0	1,782
1,52	-17,93	21,199	-12,840	15.112

III.6.5 Détermination du ferrailage à l'ELU :

Le calcul sera effectué pour une bande d'un millilitre à flexion simple.

- Calcul des armatures longitudinales :

$$\mu_u = \frac{Mu}{bd^2f_{bc}} = \frac{17,93 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135^2 \times 14,17} = 0,069$$

$$\mu_u = 0,0689 \quad \text{et} \quad \mu_R = 0,392$$

$$\mu_u \leq \mu_R \text{ (Section simple armature : } A_{sc} = 0 \text{)}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,069}) = 0,089$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,135(1 - 0,4 \times 0,088) = 0,1301 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{z\sigma_{st}} = \frac{17,93 \times 10^{-3}}{0,1301 \times 347,82} = 3,96 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa}$$

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

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

On ferraille avec A_{min}

Le choix consiste à : 7T12 = 7,92 cm²

- Condition de non fragilité :

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

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{100 \times 15}{1000}; 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400}\right) cm^2$$

$$A_{st} \geq \max(1,5; 1,63) cm^2$$

Donc : $A_{st} = 7,92 cm^2 \geq 1,63 cm^2$ (condition vérifier)

- **Armature de réparation :**

$$Ar = \frac{A_{st}}{4} = 1,98 cm^2$$

Onchoisi : $Ar = 4T10 = 3,14 cm^2$

- **Escapement:**

$St \leq \min(3h; 33 cm)$

$$St = \frac{100}{7} = 14,28 cm \leq \min(45; 33 cm) \text{ (condition vérifier)}$$

Il y a un espacement $St = 15 cm$.

- **Vérification à l'ELS :**

Position de l'axe neutre :

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

$$x = \frac{15(7,92 \times 10^{-4})}{1} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 1(0,135 \times 7,92 \times 10^{-4})}{15(7,92 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right) = 4,6 cm$$

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{sc}(x - d')^2 + nA_{st}(d - x)^2$$

$$I = \frac{1 \times 0,046^3}{3} + 15 \times (7,92 \times 10^{-4})(0,135 - 0,046)^2 = 1,265 \times 10^{-4} m^4$$

• **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{0,01284 \times 0,046}{1,265 \times 10^{-4}} = 4,67 MPa$$

$$\sigma_{st} = \frac{nM_s(d-x)}{I} = \frac{15 \times 0,01284(0,135 - 0,046)}{1,265 \times 10^{-4}} = 135,505 MPa$$

X(cm)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$
4.6	$1,265 \times 10^{-4}$	4,67	15	C.V

X(cm)	I (m ⁴)	σ_{st} (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$
4.6	$1,265 \times 10^{-4}$	135.505	201.63	C.V

- Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{b \times d} = \frac{21,199 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 0,157 \text{ MPa}$$

Justification du béton : $\alpha = 90^\circ$ (fissuration non préjudiciable)

$$\tau_1 = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3,333 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,157 < \tau_1 = 3,333 \text{ MPa} \rightarrow \text{donc condition vérifiée}$$

- Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,15}{1,52} = 0,099 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{donc condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{7,92 \times 10^{-4}}{1 \times 0,135} \leq \frac{4,2}{400} \rightarrow 0,00587 \leq 0,0105 \rightarrow \text{donc condition vérifiée}$$

Tableau III-7 : Récapitulation du ferrailage de la dalle pleine balcon

Armature longitudinal (cm ² /ml)		Armature de répartition (cm ² /ml)	
A_{st} Calculé	A_{st} Choisi	A_r Calculé	A_r Choisi
3,96	7T12 = 7,92	1,98	4T10 = 3,14

III.6.6 Schéma de ferrailage de balcon :

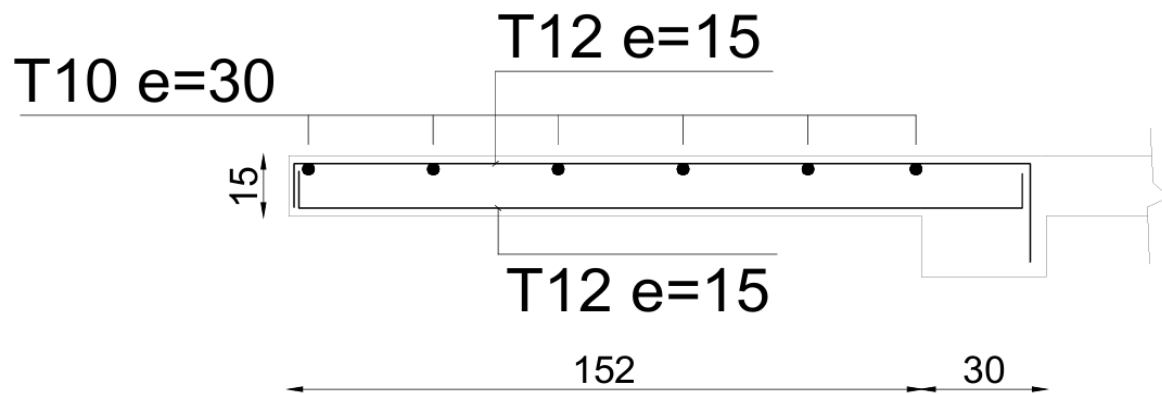


Figure III-39 : Schéma de ferrailage de balcon.

III.7 Etude de l'Ascenseur :

Un ascenseur est un moyen de transport vertical qui assure le déplacement en hauteur. En raison du nombre important d'étages, l'ascenseur est obligatoire.

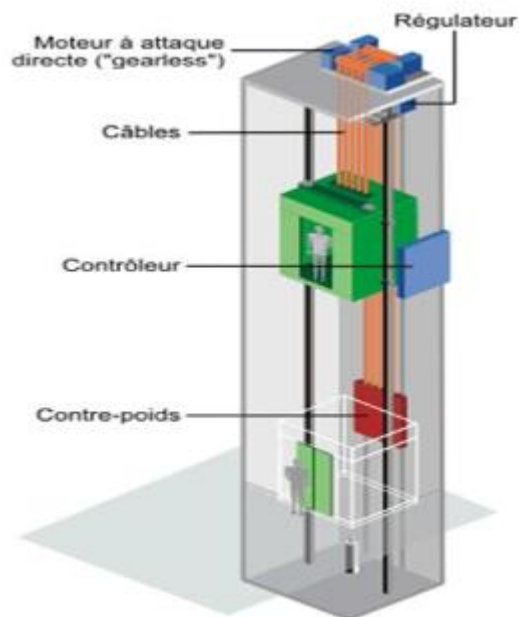


Figure III-40 : schéma d'un ascenseur [7]

III.7.1 Charges et surcharges supportées par la dalle :

Deux types de charges peuvent être soumis à la dalle : une charge répartie causée par son poids propre et une charge concentrée par la machine.

➤ **Charge d'exploitation :**

Dans notre établissement, nous avons un ascenseur pouvant accueillir huit (8) personnes. Par conséquent, le poids approximatif pour cette population est de **630 kg**.

➤ **Charges permanentes :****Tableau III-8 : Charges et surcharge de la machine**

Les composantes	G(KG)
Treuil	500
Châssis	100
Câbles	50
Étrier	100
Moteur	300
Contre poids	1017.50
Limiteur de vitesse	50
Cabine vide	700
Accessoire	50
$\Sigma = 2867.50\text{KG}$	

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

$$\text{ELU} : Pu = (1.35 * 28.6750) + (1.5 * 6.3) = 48.16 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\text{ELS} : Ps = 28.6750 + 6.3 = 34.98 \text{ kN} / \text{m}$$

Charge et surcharge de la dalle :

➤ **Dimensionnement de la dalle :**

La dalle est appuyée sur leur pourtour avec $Lx=1.7\text{m}$; $Ly=2.4\text{m}$

$$\alpha = \frac{Lx}{ly} = \frac{1.7}{2.4} = 0.70$$

$\alpha = 0,707 > 0,4 \rightarrow$ la dalle portant dans les deux sens (x ; y)

$$h = \frac{Lx}{40} = \frac{170}{40} = 4.25$$

- ✓ $h \geq 3.88\text{cm} \Rightarrow$ Selon la condition de résistance
- ✓ $h \geq 11\text{cm} \Rightarrow$ selon la condition de coupe - feu pendant 2 heures
- ✓ $h \geq 15\text{cm} \Rightarrow$ d'après **C.B.A 93**.

La dalle peut supporter des charges considérables, c'est pourquoi nous optons pour une épaisseur de 20 cm et nous utilisons un revêtement afin de vérifier les conditions de poinçonnement.

Tableau III-9 : Charges et surcharge de la dalle

Matériaux	$P(\text{KN}/\text{m}^3)$	$e(\text{m})$	$G(\text{KN}/\text{m}^2)$
Mortier de pose	20	0.03	0.6
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
Carrelage	22	0.02	0.44
Lit de sable	18	0.02	0.36
Dalle plein en BA	25	0.2	5
$G = 6.6(\text{KN}/\text{m}^2)$			
$Q = 1(\text{KN}/\text{m}^2)$			

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

$$\text{ELU} : Pu = (1.35 * 6.6) + (1.5 * 1) = 10.41 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\text{ELS} : Ps = 6.6 + 1 = 7.6 \text{ kN} / \text{m}$$

III.7.2 Calcul Moments fléchissant :

Sous la charge répartie : d'après **C.B.A 93**.

$$Lx=1.7\text{m} ; Ly=2.4\text{m}$$

$$\alpha = \frac{Lx}{ly} = \frac{1.7}{2.4} = 0.70$$

$\alpha = 0,707 > 0,4 \rightarrow$ la dalle portant dans les deux sens (x; y).

D'après l'ANNEXE 1 de C.B.A.93 : Pour la valeur de ($\alpha = 0,707$), on adopte :

Tableau III-10 : les valeurs de μ_x et μ_y

α	ELU ($v=0$)		ELS ($v=0.2$)	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.707	0.068	0.436	0.074	0.585

➤ **ELU :**

$$\text{Sens (x ; x)} : M_{xu}' = \mu_x \times P_{u1} \times (L_x)^2 = 0.068 \times 10.41 \times (1.7)^2 = 2.046 \text{KN.m}$$

$$\text{Sens (y ; y)} : M_{yu}' = \mu_y \times M_{xu}' = 0.436 \times 2.046 = 0.892 \text{KN.m}$$

➤ **ELS :**

$$\text{Sens (x ; x)} : M_{xs}' = \mu_x \times P_{s1} \times (L_x)^2 = 0.074 \times 7.6 \times (1.7)^2 = 1.625 \text{KN.m}$$

$$\text{Sens (y ; y)} : M_{ys}' = \mu_y \times M_{xs}' = 0.585 \times 1.625 = 0.95 \text{KN.m}$$

Sous la charge concentrée :

La méthode de **PIGEAU** est utilisée pour calculer les moments de flexion sous une charge concentrée, ce qui implique le calcul de la zone d'impact.

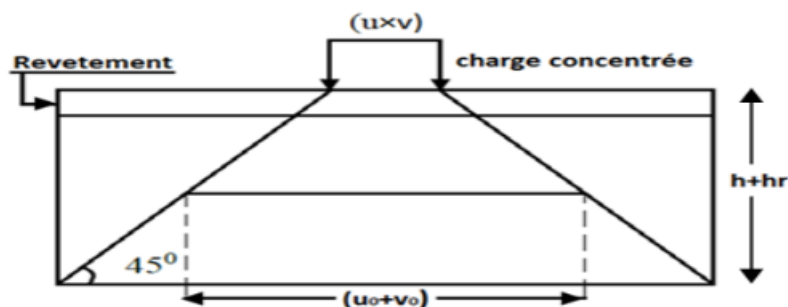


Figure III-41 : Zone d'impact [9]

L'installation de la machine se fait sur un cadre de quatre pieds, situé au centre du panneau plein. D'après la fiche technique, les dimensions du cadre sont présentées dans la représentation graphique suivant :

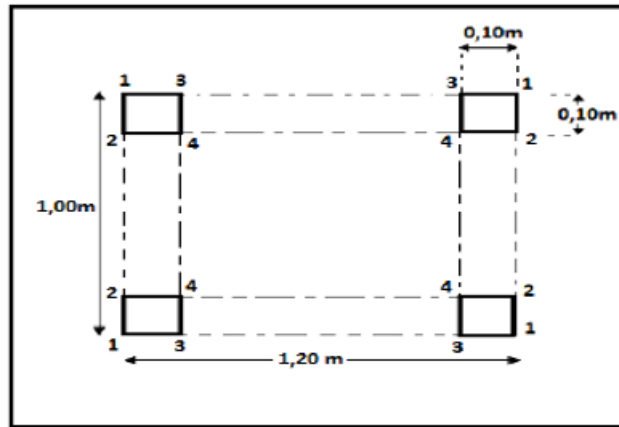
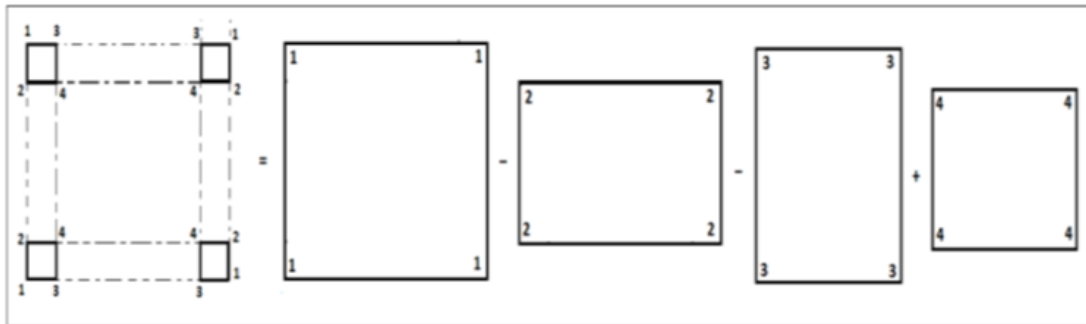


Figure III-42 : Dimensions de la charge concentrée. [9]



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

$$M_x = \frac{M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4}}{4}$$

$$M_y = \frac{M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4}}{4}$$

➤ **Exemple de calcul :** On prend comme exemple de calcul le panneau (4-4).

ELU :

$$(U = 0.8 \text{ m}) ; (V = 1.00 \text{ m}) ; (h_{la\ dalle} = 0.20 \text{ m}) ; (h_{revêtement} = 0.05 \text{ m})$$

$$P_u\ la\ machine = 48,16 \text{ KN / S (4 Pieds) (Charge répartie)}$$

$$S \text{ (4 Pieds)} = (4 \times 0.1 \times 0.1) = 0.04 \text{ m}^2$$

$$P_{ulamac\ hine} = \frac{48,16}{0,04} = 1204 \text{ KN/m}^2$$

$$U_0 = U + h_{la\ dalle} + 1.5 \times h_{revêtement} \quad (\text{Cas d'un revêtement souple}).$$

$$U_0 = 0.8 + 0.20 + 1.5 \times (0.05) = 1.075 \text{ m}$$

$$V_0 = V + h_{la\ dalle} + 1.5 \times h_{revêtement} \quad (\text{Cas d'un revêtement souple}).$$

$$V_0 = 1.00 + 0.20 + 1.5 \times (0.05) = 1.275 \text{ m}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{1,7}{2,4} = 0,70 \Rightarrow \text{On utilise l'abaque 5 pour la détermination des moments } (M_1 ; M_2)$$

$$\frac{U_0}{L_x} = \frac{1,075}{1,7} = 0,63 \Rightarrow M_1 = 10 \times 10^{-2} \quad \text{et } v = 0 \text{ à (ELU)}$$

$$\frac{V_0}{L_y} = \frac{1,275}{2,4} = 0,53 \Rightarrow M_2 = 5,45 \times 10^{-2} \quad \text{et } v = 0 \text{ à (ELU)}$$

$$P_{u1} = P_{ulamac\ hine} \times U \times V = 1204 \times 0,8 \times 1,00 = 963,2 \text{ KN}$$

$$M_{xu1} = (M_1 + v \times M_2) \times P_{u1} = (0,1 \times 963,2) = 96,32 \text{ KN.m}$$

$$M_{yu1} = (M_2 + v \times M_1) \times P_{u1} = 0,0545 \times 963,2 = 52,49 \text{ KN.m}$$

ELS:

$$(U = 0,8 \text{ m}); (V = 1,00 \text{ m}); (h_{ladalle} = 0,20 \text{ m}); (h_{revêtement} = 0,05 \text{ m})$$

$$P_{s\ la\ mac\ hine} = 34,98 \text{ KN / S (4 Pieds)} \quad (\text{Charge répartie})$$

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

$$P_{slamac\ hine} = \frac{34,98}{0,04} = 874,5 \text{ KN/m}^2$$

$$U_0 = U + h_{ladalle} + 1,5 \times h_{revêtement} \quad (\text{Cas d'un revêtement souple}).$$

$$U_0 = 0,8 + 0,20 + 1,5 \times (0,05) = 1,075 \text{ m}$$

$$V_0 = V + h_{ladalle} + 1,5 \times h_{revêtement} \quad (\text{Cas d'un revêtement souple}).$$

$$V_0 = 1,00 + 0,20 + 1,5 \times (0,05) = 1,275 \text{ m}$$

$$\frac{U_0}{L_x} = \frac{1,075}{1,7} = 0,63 \Rightarrow M_1 = 10 \times 10^{-2} \quad \text{et } v = 0,2 \text{ à (ELS)}$$

$$\frac{V_0}{L_y} = \frac{1,275}{2,4} = 0,53 \Rightarrow M_2 = 5,45 \times 10^{-2} \quad \text{et } v = 0,2 \text{ à (ELS)}$$

$$P_{s1} = P_{slamac\ hine} \times U \times V = 874,5 \times 0,80 \times 1,00 = 699,6 \text{ KN}$$

$$M_{xs1} = (M_1 + v \times M_2) \times P_{s1} = (0,1 + (0,2 \times 0,0545)) \times 699,6 = 77,58 \text{ KN.m}$$

$$M_{ys1} = (M_2 + v \times M_1) \times P_{s1} = (0,0545 + (0,2 \times 0,1)) \times 699,6 = 52,12 \text{ KN.m}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau III-11 : Résultats de calcul

Panneau	U(m)	V(m)	U0 (m)	V0 (m)	U0/Lx	V0/Ly
(1.1)	1.00	1.20	1.275	1.475	0.75	0.61
(2.2)	0.80	1.20	1.075	1.475	0.63	0.61
(3.3)	1.00	1.00	1.275	1.275	0.75	0.53
(4.4)	0.80	1.00	1.075	1.275	0.63	0.53

Panneau	ELU					ELS		
	M1	M2	Pui (KN)	Mxi (KN.m)	Myi (KN.m)	Psi (KN)	Mxi (KN.m)	Myi (KN.m)
(1.1)	0.083	0.044	1444.8	119.92	63.57	1049.4	96.33	63.59
(2.2)	0.094	0.048	1155.84	108.65	55.48	839.52	86.97	56.07
(3.3)	0.089	0.05	1204	107.16	60.2	874.5	86.57	59.29
(4.4)	0.1	0.0545	963.2	96.32	52.49	699.6	77.58	52.12

➤ ELU :

$$M_{xu} = \frac{119.92 - 108.65 - 107.16 + 96.32}{4} = 0.1075 \text{KN.m}$$

$$M_{yu} = \frac{63.57 - 55.48 - 60.2 + 52.49}{4} = 0.095 \text{KN.m}$$

➤ ELS :

$$M_{xs} = \frac{96.33 - 86.94 - 86.57 + 77.58}{4} = 0.1 \text{KN.m}$$

$$M_{ys} = \frac{63.59 - 56.07 - 59.29 + 52.12}{4} = 0.0875 \text{KN.m}$$

Superposition des moments fléchissant :

Il y a deux types de chargement sur la dalle (répartie et concentré), ce qui entraîne une superposition des moments fléchissant.

- **ELU:**

$$M_{XU} = M_{xu}' + M_{xu} = 2,046 + 0,1075 = 2.1535 \text{ KN.m}$$

$$M_{YU} = M_{yu}' + M_{yu} = 0,892 + 0,095 = 0,987 \text{ KN.m}$$

- **ELS:**

$$M_{XS} = M_{xs}' + M_{xs} = 1,625 + 0,1 = 1.725 \text{ KN.m}$$

$$M_{YS} = M_{ys}' + M_{ys} = 0,95 + 0,0875 = 1.0375 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments fléchissant réels :

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

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25 M_0$$

- **ELU :**

➤ **Sens (x-x) :** $M_{XU} = 2.1535 \text{ KN.m}$

Moment en appui : $M_w = 0,5 M_X = (0,5 \times 2.1535) = 1.0768 \text{ KN.m}$

Moment en travée : $M_t = 0,85 M_X = (0,85 \times 2.1535) = 1.8305 \text{ KN.m}$

Vérification de la condition :

$$1.8305 + \frac{1.0768 + 1.0768}{2} = 2.9073 \geq 1,25 \times 2.1535 = 2.6918 \quad \text{C.V}$$

➤ **Sens (y-y) :** $M_{YU} = 0,987 \text{ KN.m}$

Moment en appui : $M_w = 0,5 M_Y = (0,5 \times 0,987) = 0,4935 \text{ KN.m}$

Moment en travée : $M_t = 0,85 M_Y = (0,85 \times 0,987) = 0,8389 \text{ KN.m}$

Vérification de la condition :

$$0,987 + \frac{0,8389 + 0,8389}{2} = 1,259 \geq 1,25 \times 0,987 = 1,2337 \quad \text{C.V}$$

- **ELS :**

➤ **Sens (x-x) :** $M_{XS} = 1.725 \text{ KN.m}$

Moment en appui : $M_w = 0,5 M_X = (0,5 \times 1.725) = 0,8625 \text{ KN.m}$

Moment en travée : $M_t = 0,85 M_X = (0,85 \times 1.725) = 1,4662 \text{ KN.m}$

Vérification de la condition :

$$1,4662 + \frac{0,8625 + 0,8625}{2} = 2,3287 \geq 1,25 \times 1,725 = 2,1562 \quad \text{C.V}$$

➤ **Sens (y-y) :** $M_{YS} = 1.0375 \text{ KN.m}$

Moment en appui : $M_w = 0,5 M_Y = (0,5 \times 1,0375) = 0,5187 \text{ KN.m}$

Moment en travée : $M_t = 0,85 M_Y = (0,85 \times 1,0375) = 0,8818 \text{ KN.m}$

Vérification de la condition :

$$0,8818 + \frac{0,5187+0,5187}{2} = 1,4005 \geq 1,25 \times 1,0375 = 1,2968 \quad \text{C.V}$$

Tableau III-12 : Moment fléchissant de la dalle pleine

Sens	ELU		ELS	
	M _(Travée) (KN.m)	M _(appui) (KN.m)	M _(Travée) (KN.m)	M _(appui) (KN.m)
X-X	1.8305	1.0768	1,4662	0,8625
Y-Y	0,8389	0,4935	0,8818	0,5187

III.7.3 Calcul du ferrailage de la dalle :

Le ferrailage de la dalle machine est réalisé de la manière suivante : Pour une bande de 1m, une section de (100 x 20) cm² sera utilisée pour une flexion simple.

Avec : b = 1.00 ml ; h = 0.20 m ; d = 0.9 × 0.2 = 0.18 m ; f_{c28} = 28 MPa

- ELU :

- En travée :

$$\mu_u = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}}$$

$\mu_u \leq \mu_R$ (Section simple armature : A_{sc} = 0)

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

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

$$A_{st} = \frac{Mu}{Z\sigma_{st}}$$

D'après le R.P.A :

$$A_{st \min} = 0.08\% \times h \times b$$

$$A_{st \min} = 0.0008 \times 1 \times 0.2 = 1.6 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

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

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{100 \times 20}{1000}; 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400}\right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max(2; 2,17) \text{ cm}^2$$

Ferraillage calculé en appui et en travée sens (x-x) :

Tableau III-13 : Ferraillage calculé en appui et en travée sens (x-x)

	M_u (KN.m)	μ_u	α	z	A_{st} (cm^2)	$A_{st} \text{ choisi}$ (cm^2)
Travée	1.8305	0.00398	0.00498	0.179	0.29	4T12 = 4,52
Appui	1.0768	0.00234	0.00292	0.179	0.17	4T12 = 4,52

Ferraillage calculé en appui et en travée sens (y-y) :

Tableau III-14 : Ferraillage calculé en appui et en travée sens (y-y)

	M_u (KN.m)	μ_u	α	z	A_{st} (cm^2)	$A_{st} \text{ choisi}$ (cm^2)
Travée	0.8389	0.00182	0.00227	0.179	0.13	4T12 = 4,52
Appui	0,4935	0.00107	0.00133	1.79	0.079	4T12 = 4,52

➤ Calcul des espacements :

Les espacements entre les armatures sont limités par les valeurs suivantes :

Tableau III-15 : Récapitulation des espacements.

Sens	Espacement (adopté)	Espacement Max (Charge concentrée)	
X-X	20 cm	Min (2h ; 22 cm) = 22 cm	C.V
Y-Y	20 cm	Min (3h ; 33 cm) = 33 cm	C.V

• ELS :

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

$$X = 15 \frac{4.52}{100} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 18 \times 4.52}{15(4.52)^2}} - 1 \right)$$

$$X = 4.30\text{cm}$$

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

$$I = 100 \times \frac{4.30^3}{3} + 15 \times 4.52(18 - 4.30)^2 = 1.54(\text{m}^4)$$

- Calcul des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I}$$

$$\sigma_{st} = \frac{nM_s(d - x)}{I}$$

Tableau III-16 : Les contraintes dans le béton

			Travée	Appui		
Sens	X(cm)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$
X-X	4.30	$1,54 \times 10^{-4}$	0.41	0.24	15	C.V
Y-Y	4.30	$1,54 \times 10^{-4}$	0.25	0.14	15	C.V

			Travée	Appui		
Sens	X(cm)	I (m ⁴)	σ_{st} (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\overline{\sigma_{st}}$ (MPa)	$\sigma_{st} < \overline{\sigma_{bc}}$
X-X	4.30	$1,54 \times 10^{-4}$	19.56	11.56	201.63	C.V
Y-X	4.30	$1,54 \times 10^{-4}$	11.71	6.72	201.63	C.V

III.7.4 Vérification au poinçonnement :

On suppose que le moteur de l'ascenseur repose sur quatre appuis, chaque appui représentant (1/4) de la charge totale. Il est possible que cela nous cause des problèmes au niveau de la dalle.

La machine peut supporter une charge totale maximale de **48,16KN**.

Chaque appui est soumis à une charge de : $Q_u = 48,16/4 = 12,04 \text{ KN}$.

Selon **B.A.E.L 91 modifié 99** :

$$Q_u \leq 0,045 \times P_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $h_{la\ dalle} = 0.20\text{ m}$; $h_{revêtement} = 0.05\text{ m}$; $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $\gamma_b = 1,5$

(P_c : Périmètre du contour au niveau de feuillet moyen)

(U ; V) : Dimensions du pied de châssis $\Rightarrow (0,10 \times 0,10)\text{ m}^2$

$$U_0 = 0,10 + 0,20 + 1,5 \times (0,05) = 0,375\text{ m}$$

$$V_0 = 0,10 + 0,20 + 1,5 \times (0,05) = 0,375\text{ m}$$

$$P_c = 2 \times (U_0 + V_0) = 2 \times (0,375 + 0,375) = 1,5\text{ m}$$

$$Q_u \leq 0,045 \times P_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$12,04 \leq 0,045 \times 1,50 \times 0,20 \times \frac{25000}{1,5}$$

$12,04 \leq 225$ il n'y a pas de risque de poinçonnement.

III.7.5 Vérification de la nécessité d'armatures transversales :

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

- ✓ La dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur.
- ✓ La contrainte tangente vérifiée : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Calcul de la contrainte admissible :

D'après (C.B.A.93) et (B.A.E.L) :

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

Calcul de l'effort tranchant :

D'après (B.A.E.L) :

Lorsque des charges réparties et des charges concentrées agissent simultanément, on considère que ;

$$(V_x = V_x + V_a) \text{ et } (V_y = V_y + V_b)$$

Avec :

(V_x ; V_y) : Effort tranchant de la charge répartie à ELU.

(V_a ; V_b) : Effort tranchant de la charge concentrée à ELU.

$$\alpha = 0,707 > 0.4$$

- **Charge répartie :**

$$V_x = \frac{p_u' \times L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = \frac{10.41 \times 1,7}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,707}{2}} = 6,53\text{ KN}$$

$$V_y = \frac{p_u' \times L_x}{2} = \frac{10.41 \times 1,7}{2} = 8,85\text{KN} > V_x$$

- **Charge concentrée :**

D'après le **B.A.E.L.91**, l'effort tranchant de la charge concentrée est donné par :

$$V_a = \frac{p}{2b+a} \quad \text{Et} \quad V_b = \frac{p}{3b} \leq V_a$$

Il y a quatre pieds, c'est-à-dire quatre charges concentrées, donc l'effort tranchant résultant est représenté par la formule suivante :

$$V_a = V_{a1} - V_{a2} - V_{a3} + V_{a4} \quad \text{et} \quad V_b = V_{b1} - V_{b2} - V_{b3} + V_{b4}$$

$$V_{a1} = \frac{1204 \times 1 \times 1,20}{2 \times 1,20 + 1} = 424,941 \text{KN}$$

$$V_{a2} = \frac{1204 \times 0,8 \times 1,20}{2 \times 1,20 + 0,8} = 361,2 \text{KN}$$

$$V_{a3} = \frac{1204 \times 1 \times 1}{2 \times 1 + 1} = 401,333 \text{KN}$$

$$V_{a4} = \frac{1204 \times 0,8 \times 1}{2 \times 1 + 0,8} = 344 \text{KN}$$

$$V_a = 424,941 - 361,2 - 401,333 + 344 = 6,408 \text{KN}$$

$$V_{b1} = \frac{1204}{3 \times 1,20} = 334,44 \leq V_{a1}$$

$$V_{b2} = \frac{1204}{3 \times 1,20} = 334,44 \leq V_{a2}$$

$$V_{b3} = \frac{1204}{3 \times 1} = 401,333 = V_{a3}$$

$$V_{b4} = \frac{1204}{3 \times 1} = 401,333 \geq V_{a4}$$

$$V_b = 334,44 - 334,44 - 401,333 + 401,333 = 0$$

Superposition des efforts tranchants :

$$V_X = V_x + V_a = 6,53 + 6,408 = 12,938 \text{KN}$$

$$V_Y = V_y + V_b = 8,85 + 0 = 8,85 \text{KN}$$

La contrainte tangente :

$$\tau_{ua} = \frac{V(xy)}{b \times d} \quad (\text{b}=1\text{ml}) \text{ et } (\text{d}=0,18\text{m})$$

$$\tau_{ua} = \frac{12,938 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,0718 \leq \bar{\tau}_u = 1,16 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

$$\tau_{ub} = \frac{8,85 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,0491 \leq \bar{\tau}_u = 1,16 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

III.8 Conclusion :

En bref, nous avons repéré les diverses sollicitations exercées sur tous les éléments secondaires, peu importe l'impact sismique, et nous avons réussi à élaborer un ferrailage qui répond aux exigences du RPA.

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1 Introduction :

Les séismes violents dans le nord de l'Algérie peuvent entraîner des dégâts considérables (matériels et humains). Ainsi, dans le cas des constructions classiques, les buts sont de donner à la structure une rigidité, une résistance et une ductilité adéquates pour réduire les dégâts causés par un séisme modéré, qui est relativement courant.

Cela facilite le déplacement de la structure sans subir de résistance et sans s'effondrer.

IV.2 Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif de l'étude dynamique d'une structure est de repérer les particularités propres à chaque structure lors d'une activité séisme. Toutefois, l'analyse des vibrations de structure est très complexe, c'est pourquoi on emploie fréquemment des modélisations afin de simplifier assez les problèmes pour pouvoir réaliser une analyse.

IV.3 Présentation de (SAP2000) :

SAP2000 est un logiciel performant et flexible employé dans le secteur du génie civil afin de réaliser des modélisations, des analyses et des conceptions de structures. Sa variété de fonctionnalités est étendue et est reconnue pour sa fiabilité et sa précision. Il propose de nombreuses options d'analyse des effets statiques et dynamiques, ainsi que des compléments de conception et de vérification pour les structures en béton armé et en charpente métallique.

L'utilisation de l'interface graphique du logiciel facilite la modélisation et l'interprétation des résultats. Il permet également de voir : la déformation du système, les graphiques des efforts et des courbes enveloppent, les champs de contraintes, les modes de vibration spécifiques.

IV.4 Méthode de calcul :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale.
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour notre projet, nous avons choisi d'utiliser la méthode statique en raison de certaines vérifications nécessaires.

IV.5 Calcul de la force sismique totale :

Il est nécessaire de calculer successivement la force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, dans deux directions horizontales orthogonales, en utilisant la formule suivante :

$$V = \frac{A * D * Q}{R} W$$

Avec :

- ❖ **A** : coefficient d'accélération de zone. **(Tableau 4.1 RPA99V2003)**

Dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : 2.
- Zone sismique : I

Donc : $A = 0,1$

- ❖ **R** : coefficient de comportement global de la structure. **(Tableau 4.3 RPA 99/ VERSION 2003)**

Le système de contreventement par voiles porteurs

Donc : $R = 3.5$

- ❖ **Q** : facteur de qualité. **(4.4 du RPA 99 VERSION 2003)**

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

Avec : P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

1. Conditions minimales sur les files de contreventement :

D'après le RPA99, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées est $< 1,5$.

Dans le sens x-x :

$$\frac{460}{212} = 2.16 > 1.5 \rightarrow \text{c n v}$$

Dans le sens y :

$$\frac{405}{255} = 1.58 > 1.5 \rightarrow \text{c n v}$$

Donc : $P_{qx} = P_{qy} = 0,05$.

2. Redondance en plan :

La planification de chaque étage devra inclure au moins (4) files de portiques, qui devront être disposées de manière symétrique autant que possible, avec un rapport entre la valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

La planification de chaque étage devra inclure au moins (4) files de portiques, qui devront être disposées de manière symétrique autant que possible, avec un rapport entre la valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

Dans le sens x-x :

$$\frac{L_{max}}{L_{min}} = \frac{460}{113} = 4.07 > 1,5 \rightarrow \text{c n v}$$

Dans le sens y-y :

$$\frac{L_{max}}{L_{min}} = \frac{405}{255} = 1.58 > 1,5 \rightarrow \text{c n v}$$

Donc : $P_{qx} = P_{qy} = 0,05$.

a. Régularité en plan :

Le bâtiment est relativement symétrique par rapport à deux directions orthogonales. Le taux d'excentricité n'excède pas 15 % de la taille du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique en question. La structure est solide et le rapport est :

$$\frac{\text{longueur}}{\text{largeur}} = \frac{28.38}{21.18} = 1.33 < 4$$

Donc : $P_{qx} = P_{qy} = 0$

3. Régularité en élévation :

Les éléments porteurs verticaux discontinus du système de contreventement ne sont pas directement transmis à la fondation. De la base au sommet, la masse des différents niveaux continue de diminuer de manière progressive et sans modification brusque.

Les dimensions en plan du bâtiment ne varient pas plus de 20% entre deux niveaux successifs. Donc : La construction est régulièrement classée en élévation.

Donc : $P_{qx} = P_{qy} = 0$

4. Contrôle de la qualité des matériaux :

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment sont contrôlés.

$$\text{Donc : } P_{qx} = P_{qy} = 0$$

5. Contrôle de la qualité de l'exécution

Une mission de suivi des travaux sur le chantier est prévue par contrat. Il est essentiel que cette mission inclue une surveillance des essais réalisés sur les matériaux. Ce critère est considéré comme observé.

$$\text{Donc : } P_{qx} = P_{qy} = 0$$

Tableau IV-1 : Les critères de qualité (Q)

Critère q	Sens x	Sens y
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0,05	0,05
2. Redondance en plan	0.05	0.05
3. Régularité en plan	0.05	0.05
4. Régularité en élévation	0.05	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.00	0.00
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,00	0,00
Q	1,2	1,2

- ❖ **D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (T_2/T)^{2/3} T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2,5\eta (T_2/3)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

- T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site (tableau 4.7 RPA 99 VERSION 2003) ($T_2=0.4$ site ferme)
- T : la période fondamentale de la structure :

$$T = C_T \times (h_N)^{\frac{3}{4}}$$

- h_N : hauteur totale de la structure.

- CT : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage

(Tableau 4.6 RPA 99 VERSION 2003).

$$T = 0.05 \times (36)^{\frac{3}{4}} = 0.735 \text{ s}$$

$$T = 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}}$$

D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$T_x = 0.09 \times \frac{36}{\sqrt{28.38}} = 0.608 \text{ s}$$

$$T_y = 0.09 \times \frac{36}{\sqrt{21.18}} = 0.704 \text{ s}$$

$$T_{emp} = \begin{cases} \min(T, T_x) \rightarrow T_x = 0.608 \text{ s} \\ \min(T, T_y) \rightarrow T_y = 0.704 \text{ s} \end{cases}$$

$$1.3 \times T_{emp} = \begin{cases} T_x = 0.7904 \text{ s} \\ T_y = 0.9152 \text{ s} \end{cases}$$

- η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7(2 + \xi)} \geq 0,7$$

- ξ (%) : pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif (Tableau 4.2 RPA 99 VERSION 2003) .

- $\xi = 7\%$ (béton armé) $\Rightarrow \eta = \sqrt{7(2 + 0.07)} \Rightarrow \eta = 0.882 \geq 0,7 \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

$$T_2 = 0.4 \text{ s} \leq T_x = 0.7904 \text{ s} \leq 3.0 \text{ s} \Rightarrow D_x = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0.882 \left(\frac{0.4}{0.7904}\right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D_x = 1.4$$

$$T_2 = 0.4 \text{ s} \leq T_y = 0.9152 \text{ s} \leq 3.0 \text{ s} \Rightarrow D_y = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0.882 \left(\frac{0.4}{0.9152}\right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D_y = 1.269$$

- ❖ **W** : poids total de la structure :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec :

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure
- W_{Qi} : Charges d'exploitation

- β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation (tableau 4.5 RPA 99 VERSION 2003). $\beta = 0.2$ (Bâtiments d'habitation)

Tableau IV-2 : Poids des différents étages de la structure.

Niveau	Hauteur (m)	Wi (KN)
SS	2.8	4812.7
RDC	3.06	4867.8
Etage 1	3.06	4867.8
Etage 2	3.06	4827.0
Etage 3	3.06	4786.2
Etage 4	3.06	4786.2
Etage 5	3.06	4786.2
Etage 6	3.06	4749.8
Etage 7	3.06	4713.3
Etage 8	3.06	4713.3
Etage 9	3.06	3955.5

$$W = \sum_{i=1}^n Wi = 51865.8 \text{ KN}$$

Calcul de l'effort sismique équivalent à la base (V) :

$$\begin{cases} V_x = \frac{A * D_x * Q}{R} W_t = \frac{0.1 * 1.4 * 1.2}{3.5} * 51865.8 = 2489.55 \text{ KN} \\ V_y = \frac{A * D_y * Q}{R} W_t = \frac{0.1 * 1.269 * 1.2}{3.5} * 51865.8 = 2256.60 \text{ KN} \end{cases}$$

IV.6 Modélisation :**IV.6.1 Introduction :**

Le calcul manuel est souvent peu fiable en raison de la complexité de l'analyse dynamique d'une structure dans sa forme réelle. L'outil informatique est donc devenu indispensable pour obtenir des résultats comparables à ceux des résultats réels dans des délais plus courts. Le problème de calcul des structures a été résolu par plusieurs programmes de calcul automatiques, à l'aide de la méthode des éléments finis (MEF). Ces programmes offrent la possibilité de calculer automatiquement diverses structures.

Les structures peuvent être étudiées de manière statique et dynamique avec de nombreux programmes tels qu'ETABS, ROBOT, SAP, etc. Nous avons employé la version «20.2.0» de SAP2000 pour notre étude.

IV.6.2 Etapes de Modélisation :**IV.6.2.1 Première étape :**

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser :

- ✓ Choix de l'unité : (*KN.m*)
- ✓ Dans le menu déroulant en haut de l'écran, on sélectionne : File ⇒ New model ⇒ 3Dframes ⇒ use custom gridspacing and locateorigin

System Name: CSYS1

Grid Lines: Quick Start...

X Grid Data

Grid ID	Ordinate (m)	Line Type	Visible	Bubble Loc	Grid Color
A	-21	Primary	Yes	End	
B	-15	Primary	Yes	End	
C	-9	Primary	Yes	End	
D	-3	Primary	Yes	End	
E	3	Primary	Yes	End	
F	9	Primary	Yes	End	

Add Delete

Y Grid Data

Grid ID	Ordinate (m)	Line Type	Visible	Bubble Loc	Grid Color
1	-9	Primary	Yes	Start	
2	-3	Primary	Yes	Start	
3	3	Primary	Yes	Start	
4	9	Primary	Yes	Start	

Add Delete

Z Grid Data

Grid ID	Ordinate (m)	Line Type	Visible	Bubble Loc	Grid Color
Z1	0	Primary	Yes	End	
Z2	3.06	Primary	Yes	End	
Z3	6.12	Primary	Yes	End	
Z4	9.18	Primary	Yes	End	
Z5	12.24	Primary	Yes	End	
Z6	15.3	Primary	Yes	End	

Add Delete

Grid Lines: Display Grids as

Ordinates Spacing

Hide All Grid Lines

Glue to Grid Lines

Bubble Size: 1.25

Reset to Default Color

Reorder Ordinates

Locate System Origin...

OK Cancel

Figure IV-1 : Introduction des données de la structure (x , y , z)

Là on a inséré les cordones des lignes de construction de notre structure sur les axes suivants (X, Y, Z)

IV.6.2.2 Deuxième étape :

Elle consiste à la définition des propriétés mécaniques des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sure Define ⇒ Material ⇒ add new Material

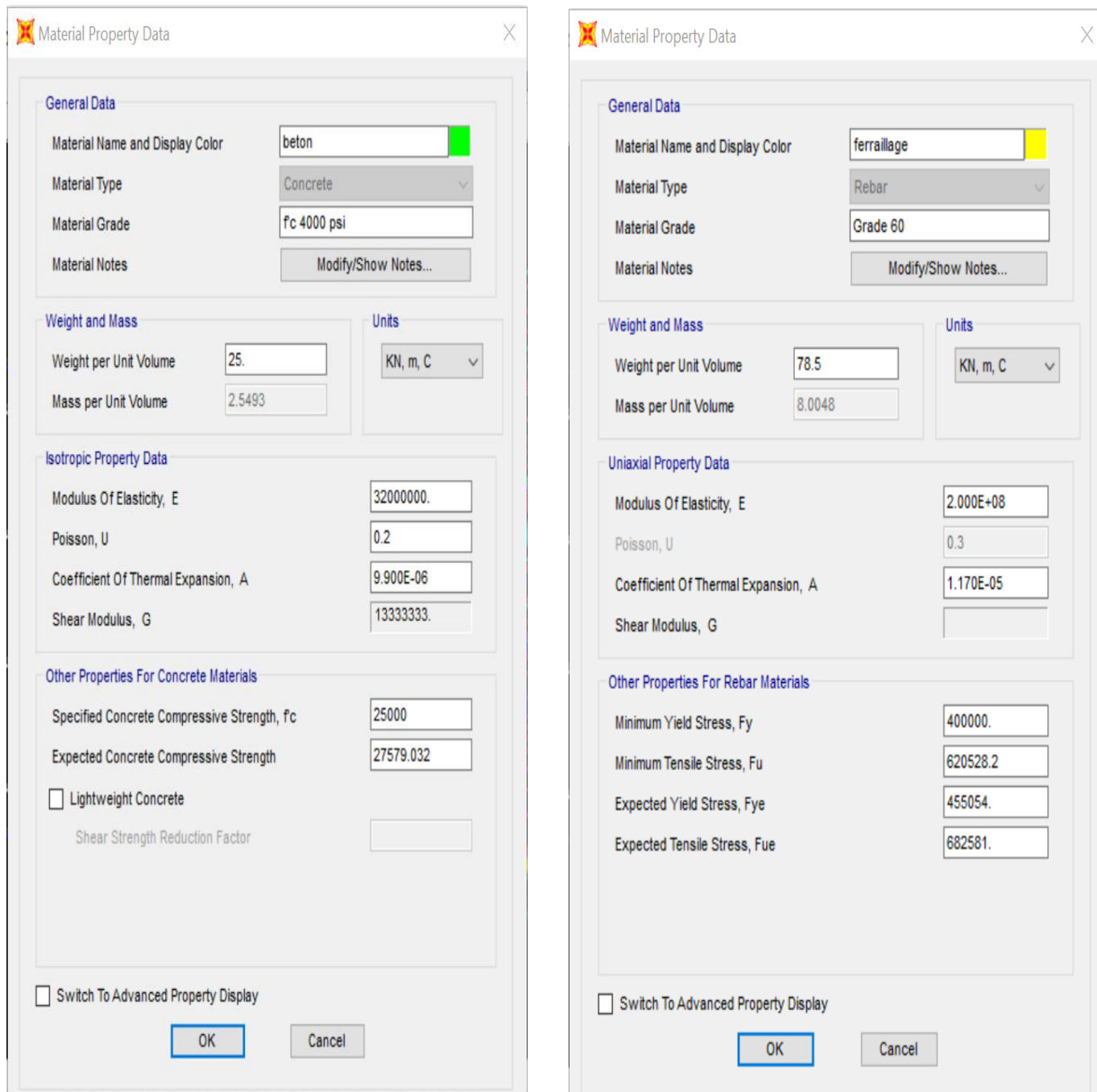


Figure IV-2 : définition du matériau(béton et acier)

IV.6.2.3 Troisième étape :

Elle consiste à l'affectation des propriétés géométriques des éléments (Poutres, poteaux, dalles, voiles...).

On commence par affecter les sections des poteaux et ceci en choisissant le menu Define puis sections propretés ⇒ Frame sections. On clique sur add new prorperty pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).

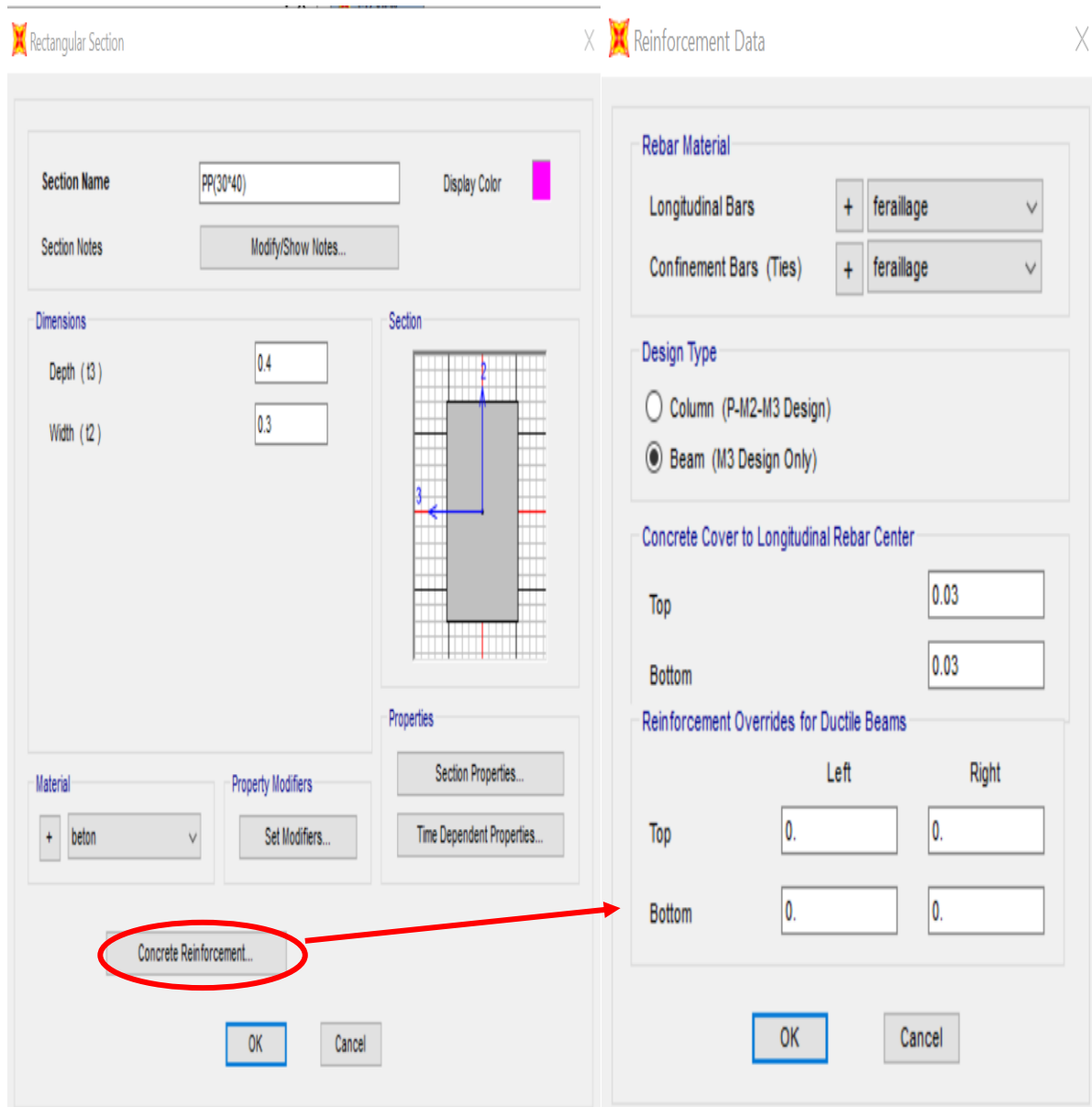


Figure IV-3 : interdiction des propriétés des éléments (poutres et poteaux)

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments :

On sélectionne les éléments et sélectionne assigne frame sections, on choisit le nom de la section.

Pour les dalles et voiles :

En choisissant le menu Define puis sections propriétés ⇒ area sections. On clique sur add new section.

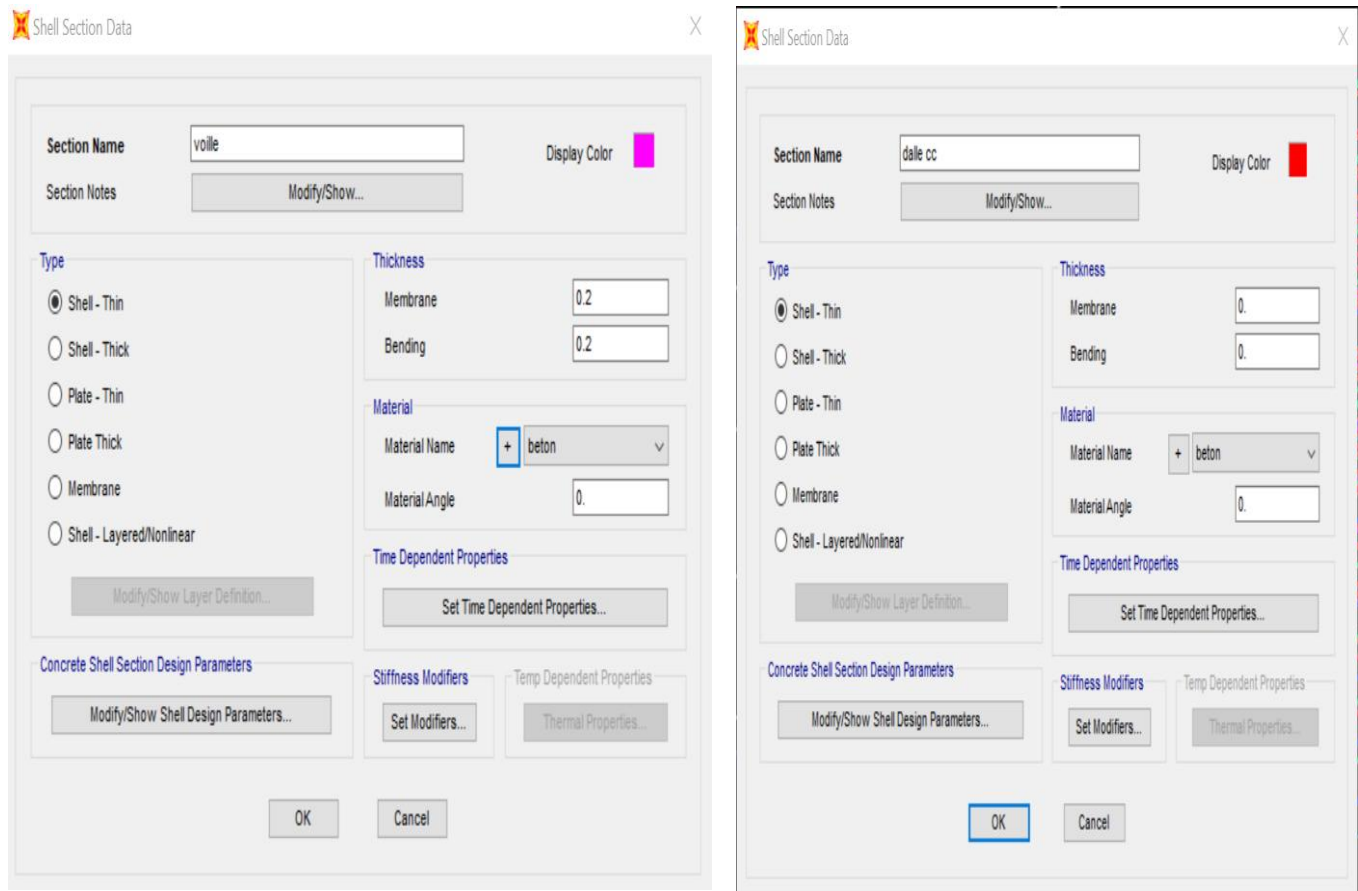


Figure IV-4: Introduction et définition de l'élément (dalle et Voile).

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments :

On sélectionne les éléments et sélectionne : assigne \Rightarrow frame sections, on choisit le nom de la section

IV.6.2.4 Quatrième étape :

Introduction des charges et surcharges :

Il est nécessaire de définir les charges appliquées à la structure modélisée avant de charger la structure. Elle est exposée à des charges permanentes G et à des charges d'exploitation supplémentaires Q, pour les définir on clique sur : Define \Rightarrow Loadpatteans.

Charges permanentes :

- Load Name (Nom de la charge) : G.
- Type : DEAD (permanente).
- Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : 1.

Surcharges d'exploitation :

- Load Name (Nom de la charge) : Q.
- Type : LIVE (exploitation).
- Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : 0.

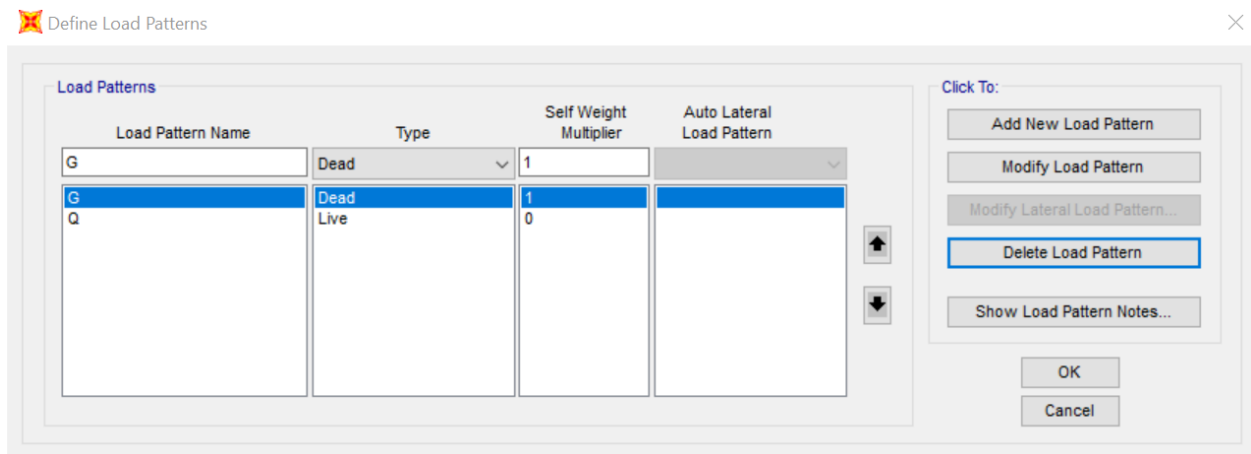


Figure IV-5 : Définitions des charges et surcharges.

Charger les éléments barres (Poutres) :

Après la sélection de l'élément à charger, on clique sur Assign ⇒ Frame loads ⇒ Distributed ; dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à spécifier :

- Le nom de la charge.
- Son type (force ou moment).
- Sa direction.
- La valeur et le point d'application.

Enfin, on valide avec OK (pour annuler on clique sur cancel).

Figure IV-6 : Chargement des poutres avec G et Q.

Charger les dalles :

Pour charger les planchers et les dalles pleines,

Après la sélection de l'élément à charger, on clique sur Assign⇒Arealoads⇒ Uniform to frame; dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à spécifier :

- Le nom de la charge.
- la valeur de la charge.

Figure IV-7 : Chargement des planchers avec G et Q.

Masse revenant à chaque plancher :

On suppose que la masse des planchers se trouve dans leurs centres de masse, appelés les centres de masse. Afin de générer ces masses, on passe par Define puis Mass Source

- On donne la valeur 1 pour la charge permanente.
- On donne la valeur 0,2 pour la surcharge d'exploitation.

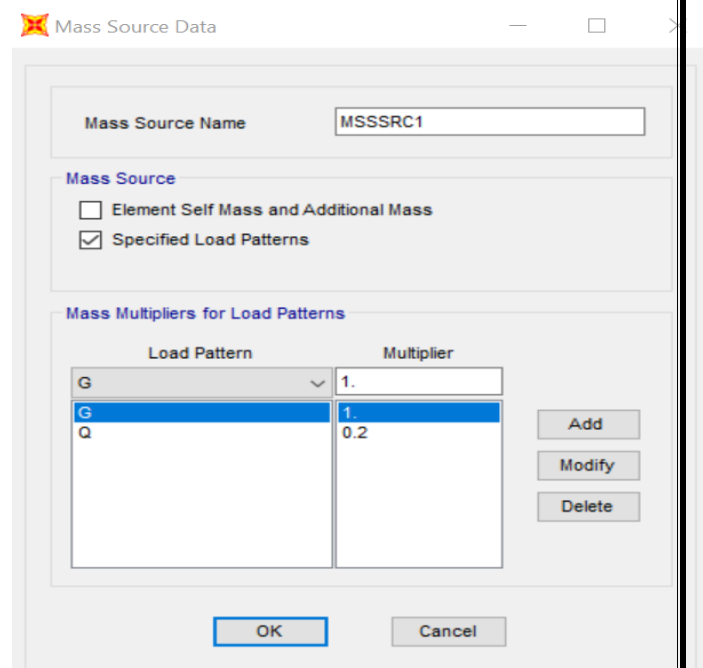


Figure IV-8 : Définition de la masse source.

IV.6.2.5 Cinquième étape :

Pour effectuer un calcul dynamique de la structure, un spectre de réponse élaboré par le CGS est utilisé. La courbe de réponse maximale d'accélération (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée est présentée dans ce spectre, avec des valeurs successives de périodes propres T . Les informations à saisir dans le logiciel sont :

- Zone : I (Zone de faible sismicité, voir Annexe 1 du **RPA99 VERSION 2003**).
- Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants, voir **chapitre 3.2 du RPA99 VERSION 2003**).
- Coeff comportement : Voiles porteurs
- Amortissement : 7 %.
- Site : S2.
- Facteur de qualité (Q) : (selon le **tableau 4.4 du RPA 99 VERSION 2003**)

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- Conditions minimales sur les files de contreventement,
- La redondance en plan.
- La régularité en plan.
- La régularité en élévation.
- Contrôle de la qualité des matériaux.

- Contrôle de la qualité de l'exécution.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 Pq = 1.2$$

Avec :

Pq : pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

On introduit dans le logiciel les données dans leurs cases respectives.

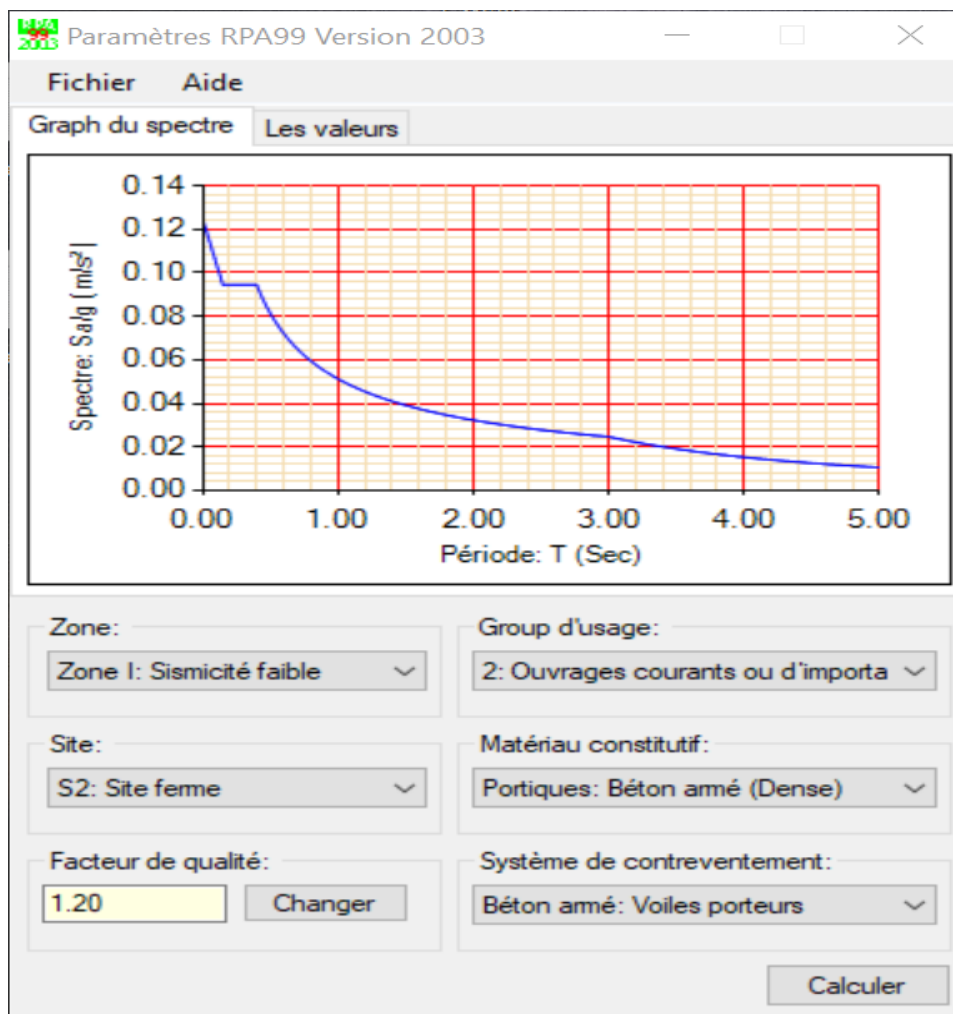


Figure IV-9 : définition des paramètres du spectre.

Pour injecter le spectre dans le logiciel sap2000, on clique sur :

Define ⇒ Functions ⇒ Response Spectrum ⇒ Add New Function.

Function Name (nom du spectre) : RPA

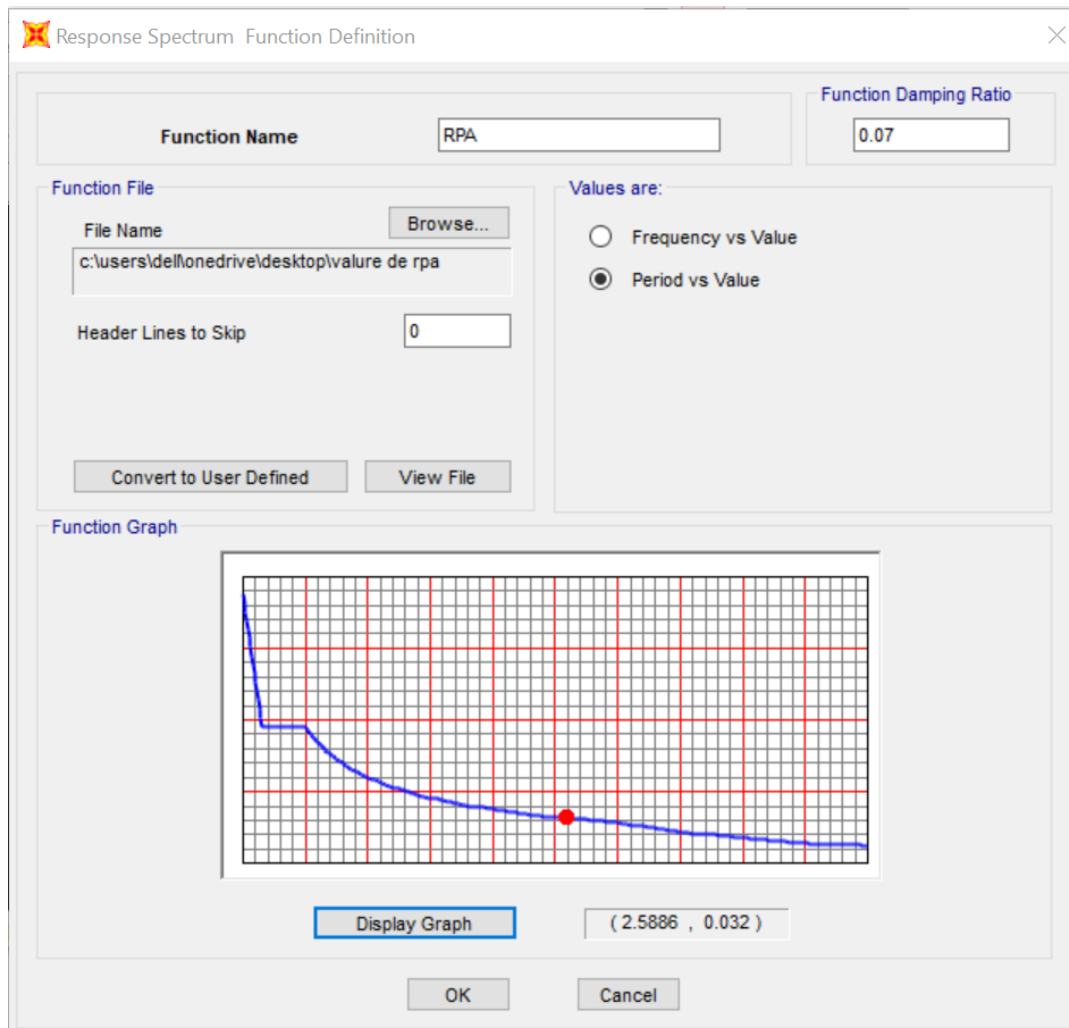


Figure IV-10 : Enregistrement du spectre de réponse.

Le spectre étant introduit, on passe à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement Dynamique E (séisme), pour cela on clique sur :

Define ⇒ Load Cases ⇒ Add New Load Cases

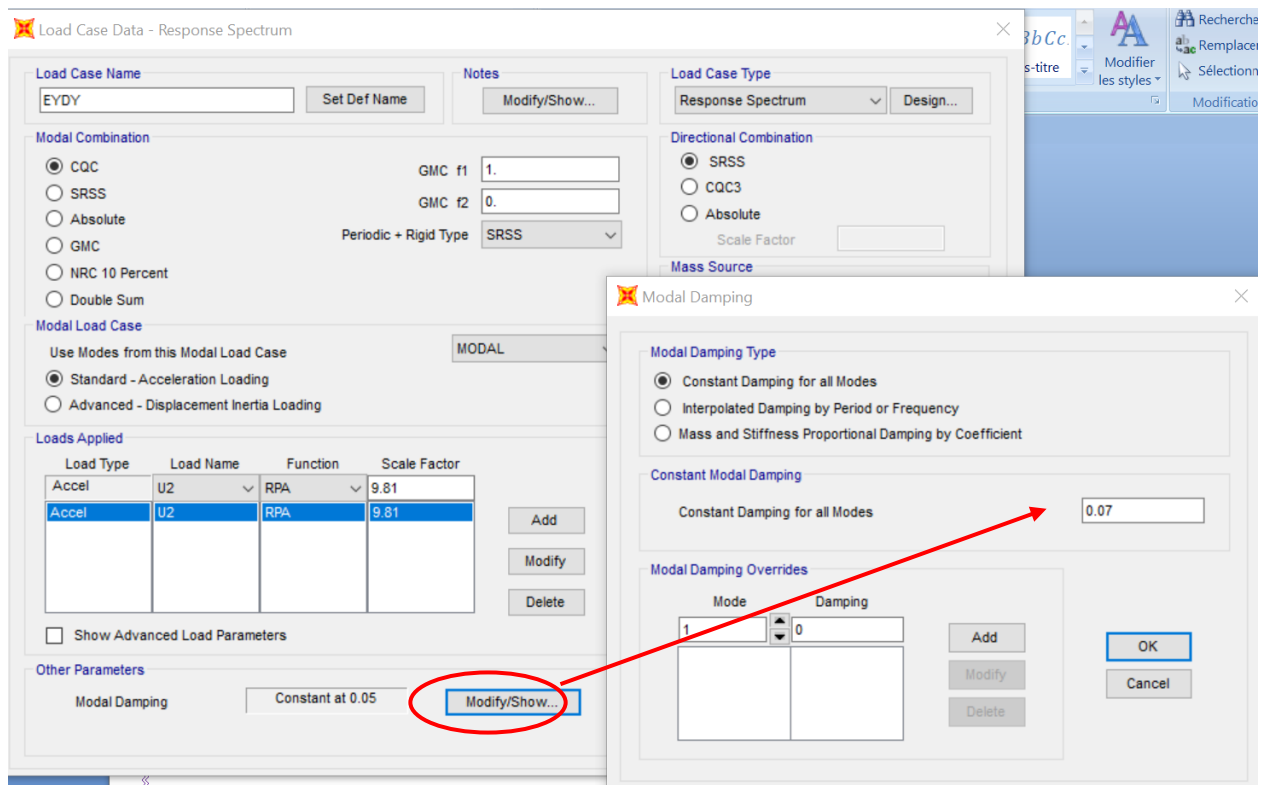
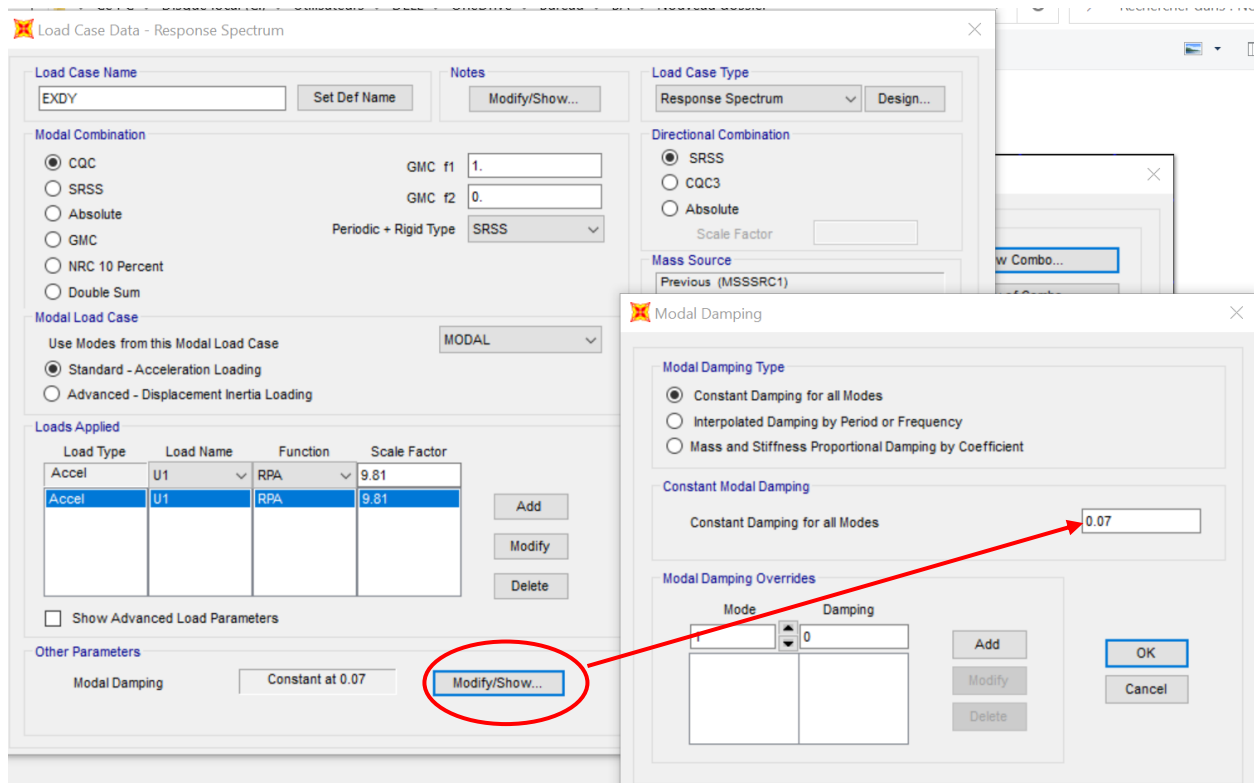


Figure IV-11 : Définition et introduction de la charge sismique. (EXDY et EYDY)

Pour définition chargement statique E (séisme), pour cela on clique sur :

Define⇒Loadpatteans.

- Load Name (Nom de la charge) : EXST , EYST.
- Type : Quake
- Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : 0.
- Auto lateral load pattern: user cofficioent.

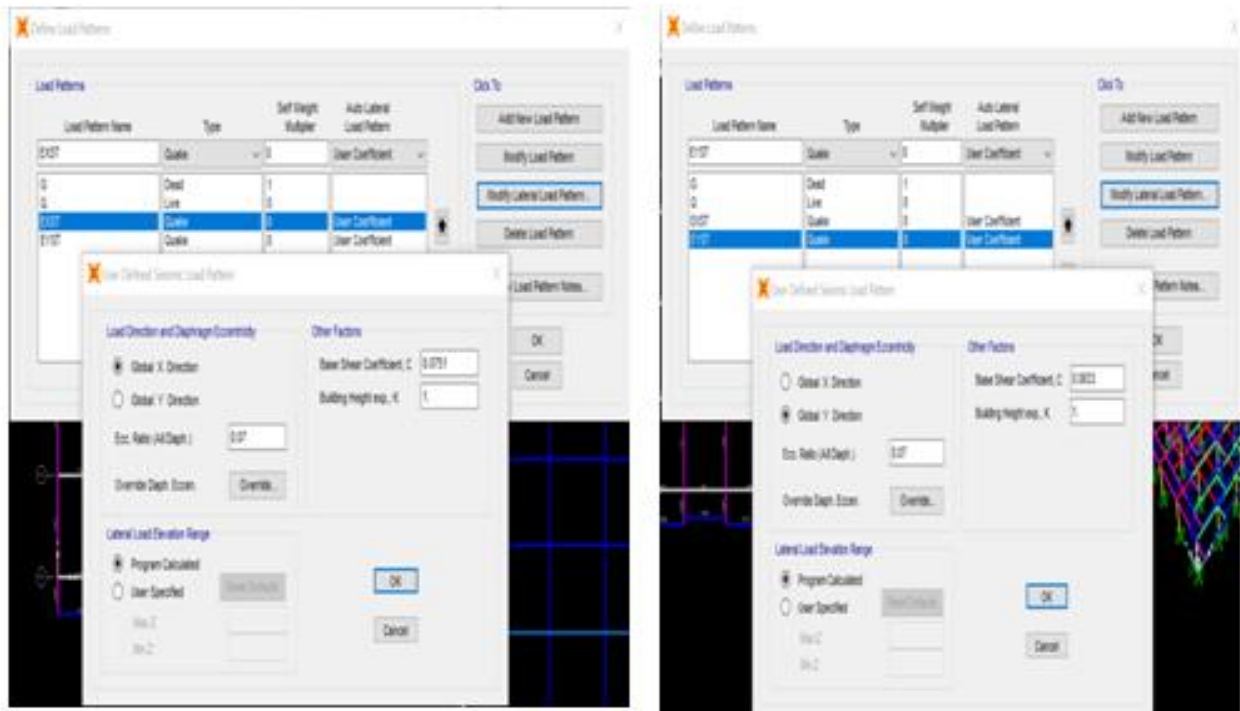


Figure IV-12 : Définitions des charges et surcharges statiques. (EXST et EYST)

IV.6.2.6 Sixième étape :

Introduction des combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

a- Combinaisons selon le BAEL :

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

- ELS : $G + Q$

b- Combinaisons selon le RPA :

- $G + Q \pm Ex$

- $G + Q \pm Ey$

- $0,8G \pm Ex$

- $0,8G \pm E_y$

Combinaisons de poids :

- $W = G + 0,2Q$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel, on clique sur :

Define \Rightarrow Load Combinations \Rightarrow Add New Combo.

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated) ELU

Notes Modify/Show Notes...

Load Combination Type Linear Add

Options

Convert to User Load Combo Create Nonlinear Load Case from Load Combo

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
G	Linear Static	1.35
G	Linear Static	1.35
Q	Linear Static	1.5

Add Modify Delete

OK Cancel

Figure IV-13 : Introduction des combinaisons d'actions.

IV.6.2.7 Septième étape :

Spécification des conditions aux limites :

Il est nécessaire de préciser les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée lors de cette étape.

- Appuis

Les poteaux doivent être encastrés parfaitement dans les fondations. Pour représenter cet encastrement, il suffit de choisir les nœuds de Sous-Sol et de cliquer sur : Assign⇒ Joint ⇒Restraints, et on clique sur l'icône de l'encastrement :

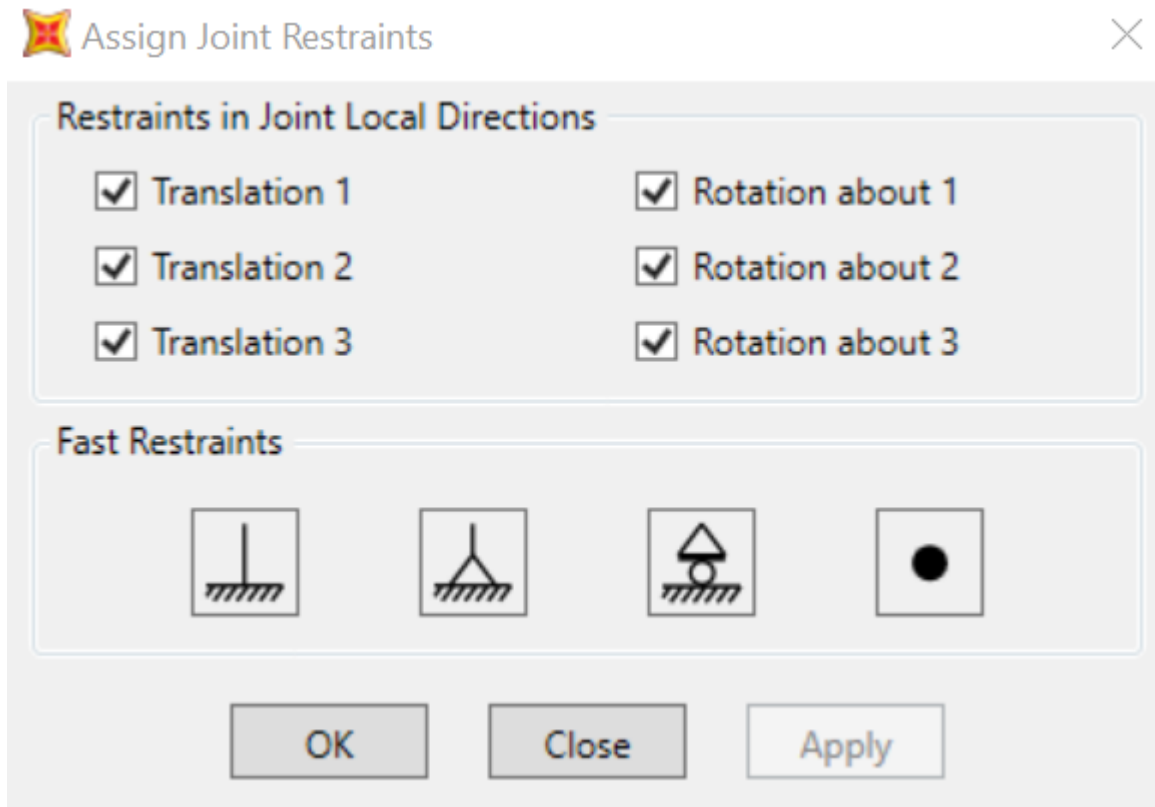


Figure IV-14 : Encastrement de la structure.

- Diaphragmes

Étant donné que les planchers sont supposés être infiniment rigides, il est nécessaire de relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de manière à créer un diaphragme. Cela permet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne tous Les plancher puis on clique sur Assign⇒ Joint ⇒constraints⇒define joint constraints⇒Add New constraints

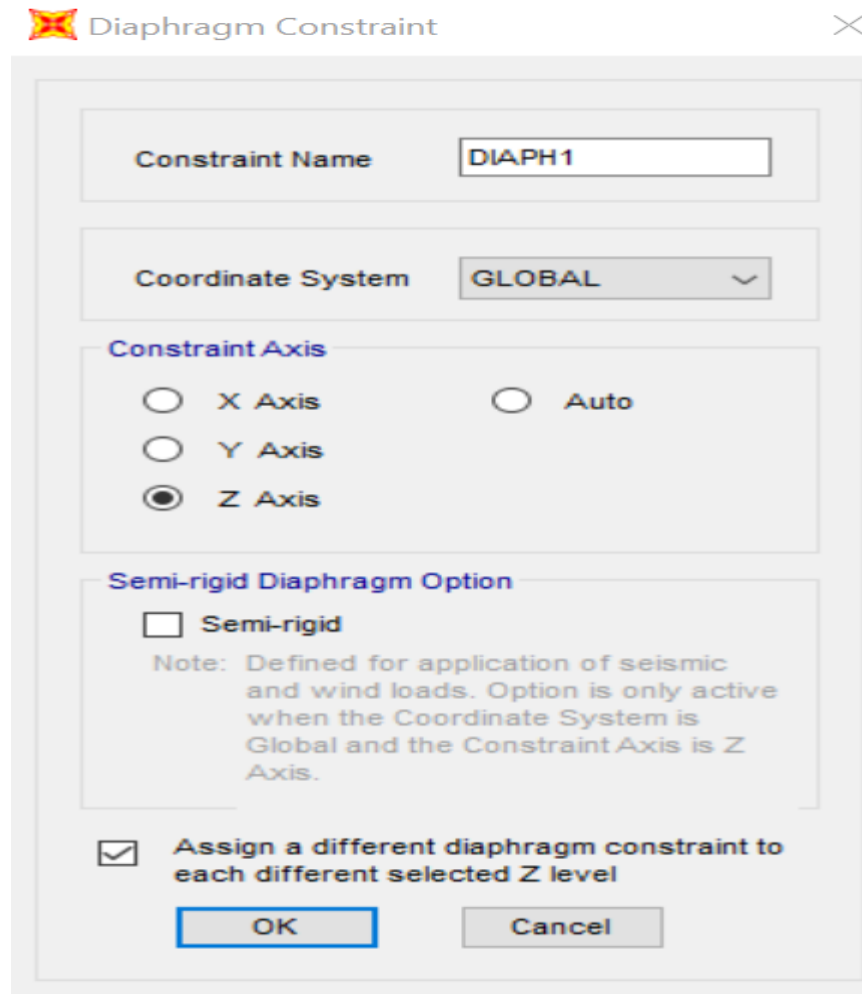


Figure IV-15 : Création du diaphragme.

IV.6.2.8 Neuvième me étape :

Analyse de la structure :

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur Analyze et on sélectionne Run Analysis.

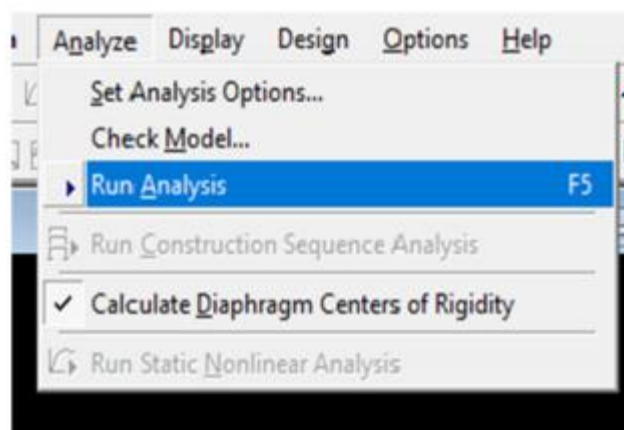


Figure IV-16 : L'analyse dynamique

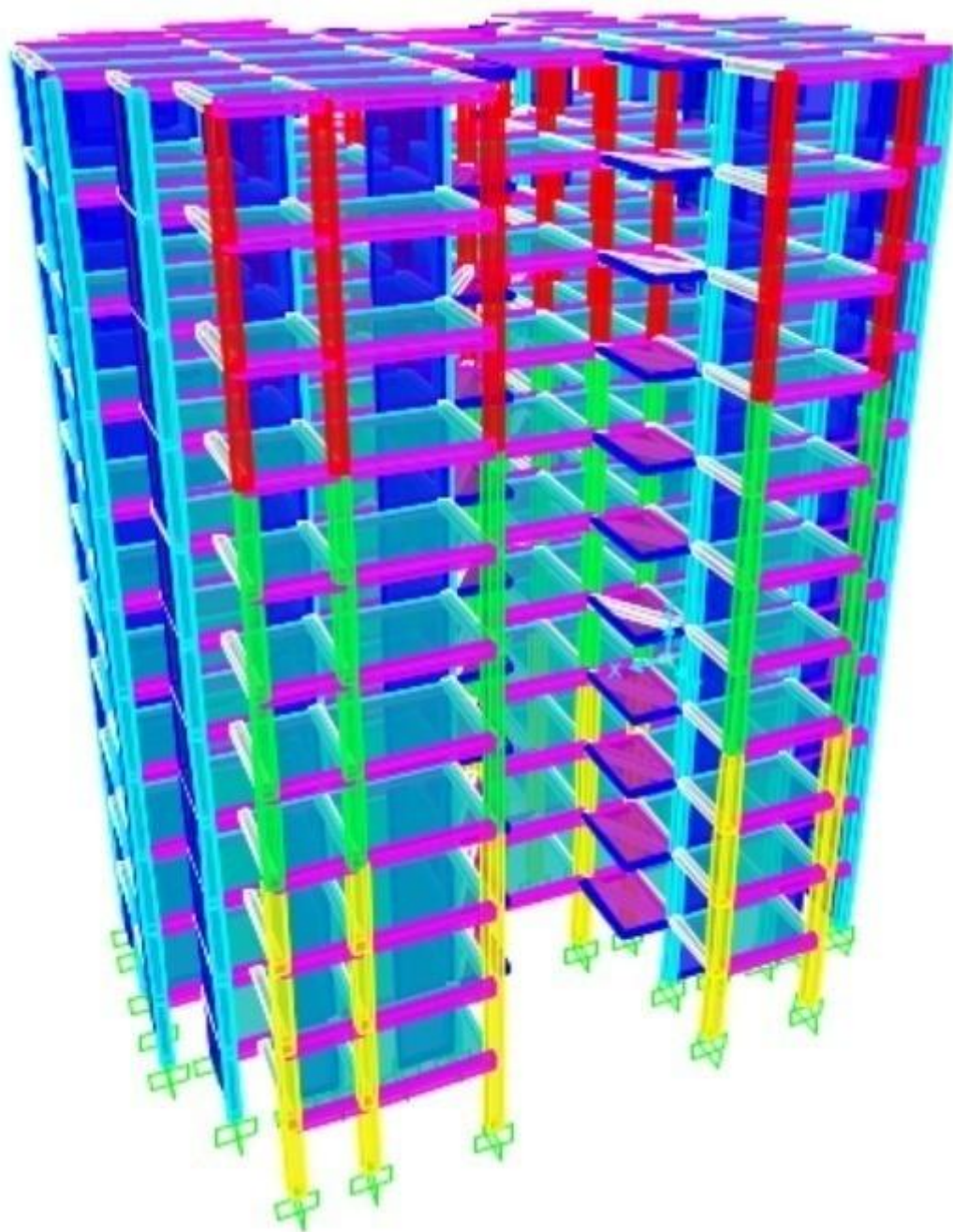


Figure IV-17 : la structure en 3D

IV.6.3 Vérification des exigences du RPA :

Vérification de la période : (Art 4.2.4 / RPA99 version 2003)

$$T = C_T \times (h_N)^{\frac{3}{4}}$$

h_N : hauteur totale de la structure.

CT : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage

(Tableau 4.6 RPA 99 VERSION 2003).

$$T = 0.05 \times (36)^{\frac{3}{4}} = 0.735 \text{ s}$$

$$T = 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}}$$

D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$T_x = 0.09 \times \frac{36}{\sqrt{28.38}} = 0.608 \text{ s}$$

$$T_y = 0.09 \times \frac{36}{\sqrt{21.18}} = 0.704 \text{ s}$$

$$T_{emp} = \begin{cases} \min(T, T_x) \rightarrow T_x = 0.608 \text{ s} \\ \min(T, T_y) \rightarrow T_y = 0.704 \text{ s} \end{cases}$$

$$1.3 \times T_{emp} = \begin{cases} T_x = 0.7904 \text{ s} \\ T_y = 0.9152 \text{ s} \end{cases} \quad T_{nem} = \begin{cases} T_x = 0.788 \text{ s} \\ T_y = 0.904 \text{ s} \end{cases}$$

Donc $T_{nem} < 1.3 \times T_{emp} \Rightarrow$ condition vérifiée

Vérification de la Nombre de modes à considérer :

La condition mentionnée dans l'article 4.3.4.a n'est pas remplie, ce qui signifie que nous ne pouvons pas justifier l'article 4.3.4.b K dans notre situation où nous avons 52 (la participation totale dans les deux sens atteint les 90% en 52 modes).

$$3 \times \sqrt{N} = 3 \times \sqrt{10} = 9.486$$

On a $K=52 > 9.486$ condition vérifier.

Et $T_{52} = 0.1 < 0.2$ s condition vérifier.

Avec : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_K la période du mode K.

Calcul du pourcentage de participation des voiles et portiques :

La valeur du coefficient de comportement Reconsidérer doit être justifiée en étudiant les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux.

a. Les charges verticales :

Les résultats obtenus grâce à sap200 sont présentés dans les figures suivantes :

Tableau IV-3 : Les charges verticales des voiles

TABLE: Section Cut Forces - Design			
SectionCut	OutputCase	CaseType	P
Text	Text	Text	KN
scvoiles 1	ELS	Combination	-40772.982

Tableau IV-4 : la charge verticale de structure

TABLE: Base Reactions		
OutputCase	CaseType	GlobalFZ
Text	Text	KN
ELS	Combination	67613.466

$$\frac{N_{voiles}}{N_{stru}} = \frac{40772.982}{67613.466} = 60.3\% > 20\%$$

b. Les charges horizontales :

Les résultats obtenus grâce à sap200 sont présentés dans les figures suivantes :

Tableau IV-5 : Les Charges horizontales de structure

TABLE: Base Reactions				
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY
Text	Text	Text	KN	KN
EXDY	LinRespSpec	Max	2376.449	27.785
EYDY	LinRespSpec	Max	23.767	2181.514

Tableau IV-6 : la charge horizontale des voiles

TABLE: Section Cut Forces - Design				
SectionCut	OutputCase	StepType	V2	V3
Text	Text	Text	KN	KN
scvoiles x 1	EXDY	Max	2085.55	1.048
scvoiles y 1	EYDY	Max	1.265	1988.852

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{sens } x - x : \frac{VEXDY_{voiles}}{VEXDY_{stru}} = \frac{2085.55}{2376.449} = 87.75\% \\ \text{sens } y - y : \frac{VEYDY_{voiles}}{VEYDY_{voiles}} = \frac{1988.852}{2181.514} = 91.16\% \end{array} \right.$$

Les résultats montrent que les voiles absorbent presque toutes les forces exercées par les charges horizontales. De cette manière, en accord avec l'article 3.4 du RPA 99/VERSION 2003, qui nous donne la possibilité de classer notre système de contreventement, et en se basant sur nos résultats précédents, nous avons opté pour un système de contreventement par voiles porteurs, avec un coefficient de comportement de $R = 3,5$.

Vérification de l'effort tranchant à la base : (Art 4.3.6 / RPA99 version 2003)

D'après le RPA, il est important que la résultante des forces sismiques à la base V_{Dy} , obtenue en combinant les valeurs modales ne soit pas inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{St} .

Si : $V_{Dy} \leq 0,8 V_{St}$: il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...) dans le rapport $0,8V_{St}/V_{Dy}$

Tableau IV-7 : l'effort tranchant a la base

TABLE: Base Reactions				
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY
Text	Text	Text	KN	KN
EXST	LinStatic		-2950.082	3.074E-11
EYST	LinStatic		2.247E-12	-2673.512
EXDY	LinRespSpec	Max	1915.61	22.397
EYDY	LinRespSpec	Max	22.397	2055.779

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{sens } x - x : \frac{V_{x Dy}}{V_{x St}} = 0.649 < 0.8 \quad \rightarrow \text{Condition } \mathbf{non} \text{ vérifiée} \\ \text{sens } y - y : \frac{V_{y Dy}}{V_{y St}} = 0.769 < 0.8 \quad \rightarrow \text{Condition } \mathbf{non} \text{ vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc par conséquent, il sera nécessaire d'augmenter tous les paramètres de la réponse :

$$\text{Dans le sens X-X : } \frac{V_{x St}}{V_{x Dy}} = 1.232 \quad \Rightarrow \quad 9.81 \times 1.232 = 12.17$$

$$\text{Dans le sens Y-Y : } \frac{V_{y St}}{V_{y Dy}} = 1.0403 \quad \Rightarrow \quad 9.81 \times 1.0403 = 10.407$$

Tableau IV-8 : l'effort tranchant a la base

TABLE: Base Reactions				
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY
Text	Text	Text	KN	KN
EXST	LinStatic		-2950.082	3.074E-11
EYST	LinStatic		2.247E-12	-2673.512
EXDY	LinRespSpec	Max	2376.449	27.785
EYDY	LinRespSpec	Max	23.76	2180.886

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{sens } x - x : \frac{V_{x Dy}}{V_{x St}} = 0.806 > 0.8 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \text{sens } y - y : \frac{V_{y Dy}}{V_{y St}} = 0.816 > 0.8 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Vérification de l'effort normal réduit :(Art 7.1.3.3 / RPA99 version 2003)

Afin d'éviter ou de réduire le risque de rupture fragile lors des sollicitations d'ensemble causées par le séisme, l'effort normal de compression de calcul est restreint par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

N_d : Effort normal de compression due au séisme.

B : Section transversale du poteau.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV-9 : Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	Nu (Kn)	a (m)	b (m)	B (m ²)	v	
SS+RDC+1+2	1662.083	0.5	0.5	0.2500	0.27	vérifiée
3+4+5+6	1011.006	0.45	0.45	0.2025	0.20	vérifiée
7+8+9	418.539	0.4	0.4	0.1600	0.10	vérifiée

Vérification du déplacement inter-étages : (Art 5.10 / RPA99 version 2003)

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme $\delta_k = R * \delta_{e,k}$ suit :

$\delta_{e,k}$: déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (**Art 4.4.3/99 version 2003**).

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.

$$\Delta_k < 1\% * hauteur_{\text{etage}}$$

Les valeurs de δ_{ek} sont tirées du logiciel SAP 2000 :

Tableau IV-10 : Vérification du déplacement inter-étages x-x

Dans le sens X-X						
Niveaux	δ_{ek}	δ_k	Δ_k	h_k	1% h_k	Observation
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)		
SS	0.03	0.105	0.11	280	2.800	Vérifiée
RDC	0.11	0.385	0.28	306	3.060	Vérifiée
ETAGE 1	0.22	0.77	0.39	306	3.060	Vérifiée
ETAGE 2	0.35	1.225	0.46	306	3.060	Vérifiée
ETAGE 3	0.48	1.68	0.46	306	3.060	Vérifiée
ETAGE 4	0.62	2.17	0.49	306	3.060	Vérifiée
ETAGE 5	0.75	2.625	0.46	306	3.060	Vérifiée
ETAGE 6	0.88	3.08	0.46	306	3.060	Vérifiée
ETAGE 7	0.99	3.465	0.39	306	3.060	Vérifiée
ETAGE 8	1.1	3.85	0.39	306	3.060	Vérifiée
ETAGE 9	1.2	4.2	0.35	306	3.060	Vérifiée

Tableau IV-11 : Vérification du déplacement inter-étages y-y

Dans le sens Y-Y						
Niveaux	δ_{ek}	δ_k	Δ_k	h_k	1% h_k	Observation
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)		
SS	0.03	0.105	0.11	280	2.800	<i>vérifiée</i>
RDC	0.12	0.42	0.32	306	3.060	<i>vérifiée</i>
ETAGE 1	0.25	0.875	0.46	306	3.060	<i>vérifiée</i>
ETAGE 2	0.39	1.365	0.49	306	3.060	<i>vérifiée</i>
ETAGE 3	0.56	1.96	0.60	306	3.060	<i>vérifiée</i>
ETAGE 4	0.72	2.52	0.56	306	3.060	<i>vérifiée</i>
ETAGE 5	0.89	3.115	0.60	306	3.060	<i>vérifiée</i>
ETAGE 6	1.05	3.675	0.56	306	3.060	<i>vérifiée</i>
ETAGE 7	1.2	4.2	0.53	306	3.060	<i>vérifiée</i>
ETAGE 8	1.34	4.69	0.49	306	3.060	<i>vérifiée</i>
ETAGE 9	1.47	5.145	0.45	306	3.060	<i>vérifiée</i>

Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ : (Art 5.9. / RPA99 version 2003)

Dans le cas des bâtiments, les effets P- Δ peuvent être ignorés si la condition suivante est respectée à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k * \Delta_k}{V_k * h_k} \leq 0.1$$

Avec :

- P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau «k».
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k ».
- h_k : hauteur de l'étage « k ».

Tableau IV-12 : vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens x-x

Dans le sens X-X						
Niveaux	h_k	P_k	Δ_k	V_k	θ_k	Observation
	(cm)	(KN)	(cm)	(KN)		
SS	280	51866.343	0.11	3117.11	0.00654	<i>vérifiée</i>
RDC	306	47053.567	0.28	3071.54	0.01402	<i>vérifiée</i>
ETAGE 1	306	42185.758	0.39	2975.09	0.01807	<i>vérifiée</i>
ETAGE 2	306	37317.950	0.46	2828.27	0.01984	<i>vérifiée</i>
ETAGE 3	306	32490.900	0.46	2632.74	0.01855	<i>vérifiée</i>
ETAGE 4	306	27704.611	0.49	2389.34	0.01857	<i>vérifiée</i>
ETAGE 5	306	22918.321	0.46	2096.42	0.01643	<i>vérifiée</i>
ETAGE 6	306	18132.031	0.46	1753.98	0.01554	<i>vérifiée</i>
ETAGE 7	306	13382.210	0.39	1365	0.01250	<i>vérifiée</i>
ETAGE 8	306	8668.858	0.39	930.24	0.01188	<i>vérifiée</i>
ETAGE 9	306	3955.506	0.35	446.71	0.01013	<i>vérifiée</i>

Tableau IV-13 : vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens y-y

Dans le sens Y-Y						
Niveaux	h_k	P_k	Δ_k	V_k	θ_k	Observation
	(cm)	(KN)	(cm)	(KN)		
SS	280	51866.343	0.11	2795.91	0.007	<i>vérifiée</i>
RDC	306	47053.567	0.32	2755.05	0.018	<i>vérifiée</i>
ETAGE 1	306	42185.758	0.46	2668.53	0.024	<i>vérifiée</i>
ETAGE 2	306	37317.950	0.49	2536.84	0.024	<i>vérifiée</i>
ETAGE 3	306	32490.900	0.6	2361.46	0.027	<i>vérifiée</i>
ETAGE 4	306	27704.611	0.56	2143.14	0.024	<i>vérifiée</i>
ETAGE 5	306	22918.321	0.6	1880.4	0.024	<i>vérifiée</i>
ETAGE 6	306	18132.031	0.56	1573.24	0.021	<i>vérifiée</i>
ETAGE 7	306	13382.210	0.53	1224.34	0.019	<i>vérifiée</i>
ETAGE 8	306	8668.858	0.49	834.38	0.017	<i>vérifiée</i>
ETAGE 9	306	3955.506	0.45	400.68	0.015	<i>vérifiée</i>

Vérification de la stabilité au renversement : (Art 4.41 / RPA99 version 2003)

Stabilité au renversement Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation. Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.

$$e = M/N < B/4$$

B : La longueur et la largeur du bâtiment :

$$B = \begin{cases} B_x = 28.38m \\ B_y = 21.18m \end{cases}$$

Tableau IV-14 : Vérification de la stabilité au renversement

Niveaux	H_k	V_x	M_y	V_y	M_x
SS	2.80	3117.11	8727.908	2795.91	7828.548
RDC	3.06	3071.54	9398.9124	2755.05	8430.453
ETAGE 1	3.06	2975.09	9103.7754	2668.53	8165.7018
ETAGE 2	3.06	2828.27	8654.5062	2536.84	7762.7304
ETAGE 3	3.06	2632.74	8056.1844	2361.46	7226.0676
ETAGE 4	3.06	2389.34	7311.3804	2143.14	6558.0084
ETAGE 5	3.06	2096.42	6415.0452	1880.4	5754.024
ETAGE 6	3.06	1753.98	5367.1788	1573.24	4814.1144
ETAGE 7	3.06	1365	4176.9	1224.34	3746.4804
ETAGE 8	3.06	930.24	2846.5344	834.38	2553.2028
ETAGE 9	3.06	446.71	1366.9326	400.68	1226.0808
		$\sum M_y =$	71425.258	$\sum M_x =$	64065.4116

Tableau IV-15 : poids total de structure

TABLE: Base Reactions		
OutputCase	CaseType	N
Text	Text	KN
G+Q	Combination	62158.601

$$e_x = \frac{\sum M_y}{N} = \frac{71425.258}{62158.601} = 1.149 \text{ m} < \frac{B_x}{4} = \frac{28.38}{4} = 7.095 \text{ m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$e_y = \frac{\sum M_x}{\sum P} = \frac{64065.4116}{62158.601} = 1.0306 \text{ m} < \frac{B_y}{4} = \frac{21.18}{4} = 5.295 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

IV.7 Conclusion :

Une fois que les sections des éléments structuraux ont été augmentées lors du pré-dimensionnement et que les voiles ont été correctement disposés, notre structure est maintenant capable de résister aux divers chocs, comme les séismes. Ces modifications ont été effectuées en respectant les consignes du Règlement Parasismique Algérien (RPA99/Version2003).

Chapitre V : Les éléments principaux

V.1 Introduction :

Nous avons élaboré une architecture tridimensionnelle intégrant une variété de composants de renforcement tels que poteaux, des poutres et les voiles. Ces composants sont assemblés de façon solide pour résister à toutes les charges, verticales et horizontales, induites par des phénomènes naturels comme les tremblements de terre, le vent ou la neige.

Dans le but d'examiner et de juger la réaction de notre structure, nous avons recours au logiciel d'analyse structurelle dénommé SAP2000. Cet outil avancé nous aide à évaluer les contraintes internes subies par chaque segment des composants sous diverses combinaisons de charges.

Le processus de ferrailage sera réalisé en respectant les normes établies par les règlements **CBA93**, **BAEL91** et **RPA99V2003**, selon lesquelles :

- ❖ **Les poteaux** seront dimensionnés pour une flexion composée.
- ❖ **Les poutres** seront dimensionnées pour une flexion simple.
- ❖ **Les voiles** seront dimensionnés comme les colonnes, mais en appliquant la méthode des contraintes.

Combinaisons des charges :

On distingue les différentes combinaisons suivantes :

Selon **BAEL 91** : [Combinaisons fondamentales]

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

Selon **RPA99V2003** : [Combinaisons accidentelles]

- $G + Q \pm Ex.$
- $G + Q \pm Ey.$
- $0,8 G \pm Ex.$
- $0,8 G \pm Ey.$

V.2 Les sollicitations dans les poteaux :

Les sections d'armatures sont déterminées et calculées selon les sollicitations les plus défavorables :

- Effort normal maximal et le moment correspondant $N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$
- Moment maximum et l'effort normal correspondant $M_{max} \rightarrow N_{correspondant}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V-1 : Sollicitations des poteaux

Niveau	B (cm ²)	Combinaison fondamentale (ELU)				Combinaisons accidentelles	
		ELU		ELS		<i>Mmax</i> ⇔ <i>Ncorrespondant</i>	
		<i>Nmax</i> ⇔ <i>Mcorrespondant</i>	<i>Mcorres</i>	<i>Nmax</i> ⇔ <i>Mcorrespondant</i>	<i>Mcorres</i>		
		<i>Nmax</i> (KN)	<i>Mcorres</i> (KN.m)	<i>Nmax</i> (KN)	<i>Mcorres</i> (KN.m)	<i>Mmax</i> (KN.M)	<i>Ncorres</i> (KN)
Sous-sol	(50× 50)	2286.962	27.1851	1574.107	9.285	34.6175	1479.215
RDC	(50× 50)	1929.605	26.6213	1416.024	11.945	47.2664	1322.404
Etage 1	(50× 50)	1717.79	25.449	1260.482	10.2396	58.2303	1285.014
Etage 2	(50× 50)	1510.596	24.2198	1108.39	10.8072	65.8216	1134.518
Etage 3	(45× 45)	1307.504	26.2875	959.363	8.6743	64.9019	984.415
Etage 4	(45× 45)	1112.988	22.5128	816.688	9.5888	64.9446	839.525
Etage 5	(45× 45)	921.504	21.7786	676.274	8.9184	63.7066	696.59
Etage 6	(45× 45)	732.582	25.3749	537.771	9.1022	60.7165	555.538
Etage 7	(40× 40)	545.086	27.3465	400.318	7.6658	52.0713	414.031
Etage 8	(40× 40)	362.305	24.4694	266.341	9.168	48.3918	276.47
Etage 9	(40× 40)	181.177	26.6225	133.597	8.5559	45.666	119.221

V.2.1 Calcul du ferrailage :

Les armatures longitudinales :

Nous illustrerons un modèle de calcul pour les poteaux situés au rez-de-chaussée. Les données concernant le ferrailage des étages supérieurs seront synthétisées sous forme de tableau. Par l'application des équations de la flexion composée, nous déterminerons les renforcements nécessaires pour les poteaux du rez-de-chaussée, en tenant compte des conditions de l'État Limite Ultime (ELU).

Avec : $N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$

Sous-sol	<i>Nmax</i> ⇔ <i>Mcorrespondant</i>	
	<i>Nmax</i> (KN)	<i>Mcorres</i> (KN.m)
ELU	2286.962	27.1851
ELS	1574.107	9.285

Avec :

$$a = b = 0.5m$$

$$d = 0.45m$$

$$d' = 0.05m$$

$$f_e = 400MPa$$

$$\sigma_{st} = 347.82mpa$$

$$f_{c28} = 25MPa$$

$$y_s = 1.15$$

$$y_b = 1.5$$

$$f_{bc} = 14.17MPa$$

- Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{Mu}{Nu}$$

Avec :

$$Nu = 2.286962 \text{ MN}$$

$$Mu = 27.1851 \times 10^{-3} \text{ MN}$$

$$e = \frac{27.1851 \times 10^{-3}}{2.286962} = 0.019m < \frac{h}{6} = \frac{0.5}{6} = 0.083m$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 0.019 + \frac{0.5}{2} - 0.05 = 0.219m$$

Moment fictive M_A :

$$M_A = N_u \times e_a$$

$$M_A = 2.286962 \times 0.219 = 0.5008 \text{ MN.m}$$

- Vérification domaine de fonctionnement :

Domaine2 :

$$N_u \times (d - d') - M_a < \left(0,337 - 0,81 \frac{d'}{h}\right) b d^2 f_{bc}$$

$$N_u \times (d - d') - M_a = 2.286962 \times (0.45 - 0.05) - 0.5008 = \mathbf{0.414} \quad (1)$$

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{d'}{d}\right) b d^2 f_{bc} = \left(0,337 - 0,81 \frac{0.05}{0.45}\right) 0.5 \times 0.45^2 \times 14.17 = \mathbf{0.354} \quad (2)$$

$$(1) > (2) \text{ donc C.N.V}$$

Domaine3:

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{d'}{d}\right) b d^2 f_{bc} < N_u (d - d') - M_a \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{d'}{h}\right) b h^2 f_{bc}$$

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{d'}{d}\right) b d^2 f_{bc} = \left(0,337 - 0,81 \frac{0.05}{0.45}\right) 0.5 \times 0.45^2 \times 14.17 = \mathbf{0.354} \quad (1)$$

$$N_u \times (d - d') - M_a = 2.286962 \times (0.45 - 0.05) - 0.5008 = \mathbf{0.414} \quad (2)$$

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{d'}{h}\right) b h^2 f_{bc} = \left(0,337 - 0,81 \frac{0.05}{0.5}\right) 0.5 \times 0.5^2 \times 14.17 = \mathbf{0.453} \quad (3)$$

$$(1) < (2) < (3) \text{ donc C.V}$$

La section est partiellement comprimée avec armature inférieure comprimée.

- Moment réduit μ_u :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0.5008}{0.5 \times 0.45^2 \times 14.17} = 0.349 < 0.392 \text{ Donc : S.S.A}(A_{sc}=0)$$

Donc ($A_2=0$).

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{M_a}{z} - N \right)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.349}) = 0.563$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.45(1 - 0.4 \times 0.563) = 0.348 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{1}{347.826} \left(\frac{0.5008}{0.348} - 2.286962 \right) = -2.437 \times 10^{-3} m^2$$

Le ferrailage est négatif, alors on va ferrailer avec le min du (RPA99 version2003) :

- $A_{min}=0.7\% \times b \times h = 0.7\% \times 50 \times 50 = 17.5 cm^2$ (zone1)
- Zone de courante : $A_{max}=4\% \times b \times h=4\% \times 50 \times 50 = 100 cm^2$
- Zone de recouvrement : $A_{max}=6\% \times b \times h=6\% \times 50 \times 50 = 150 cm^2$

On choisit : =12T16 = 24.12 cm²

Ferrailage longitudinal des chaque sections de poteau :

Tableau V-2 : Ferrailage longitudinal des chaque sections de poteau

	Pot (50*50) Etage (SS+RDC+1+2)	Pot (45*45) Etage (3+4+5)	Pot (40*40) Etage (6+7+8)	Pot raidisseur de voile (40*40) Tout les étages
N (KN)	2286.962	1307.5	545.08	1089.1
M(KN.m)	27.18	26.28	27.34	7.27
V(KN)		26.28	17.192	3.857
e (m)	0.019	0.02	0.05	0.0066
e _a (m)	0.219	0.2	0.21	0.1666
M _a (MN.m)	0.5	0.261	0.1145	0.1816
Domain	3	2	2	2
$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$	0.439	0.25	0.155	0.247
$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$	0.563	0.366	0.213	0.36
$z = d(1 - 0.4\alpha)$	0.348	0.345	0.329	0.307
$A_{st} = \frac{M_u}{z\sigma_{st}}$	-24.37	-0.00158	-5.7	-14.4
$A_{min} = 0.7\% \times b \times h$	17.5	14.175	11.2	11.2
On choisi	12T16	12T14	8T14	8T14
	24.12	18.47	12.32	12.32

Vérification à L'ELS :

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{9.285}{1574.107} = 0.0058 \text{ m}$$

$$P = -3 \left(e - \frac{h}{2} \right)^2 + \frac{6nA2}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d' \right) + \frac{6nA1}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d \right)$$

$$P = -3 \left(0.0058 - \frac{0.5}{2} \right)^2 + \frac{6 \times 15 \times 0}{0.5} \left(0.0058 - \frac{0.5}{2} + 0.05 \right) + \frac{6 \times 15 \times 24.12 \times 10^{-4}}{0.5} \left(0.0058 - \frac{0.5}{2} + 0.45 \right)$$

$$P = -0.08 \text{ m}^2$$

$$q = 2 \left(e - \frac{h}{2} \right)^3 - \frac{6nA2}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d' \right)^2 - \frac{6nA1}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d \right)^2$$

$$q = 2 \left(0.0058 - \frac{0.5}{2} \right)^3 - \frac{6 \times 15 \times 0}{0.5} \left(0.0058 - \frac{0.5}{2} + 0.05 \right)^2 - \frac{6 \times 15 \times 24.12 \times 10^{-4}}{0.5} \left(0.0058 - \frac{0.5}{2} + 0.45 \right)^2$$

$$q = -0.046 \text{ m}^2$$

Méthode de l'intersection successive :

On prend $e_1 = 0,4 \text{ m}$

$$e_1 = \sqrt[3]{-pe_1 - q}$$

$$e_1 = \sqrt[3]{0.08 \times 0.4 - 0.046} = 0.427$$

$$e_1 = 0.431 \rightarrow e_1 = 0.4 \rightarrow e_1 = 0.431 \rightarrow e_1 = 0.431$$

Donc $e_1 = 0.431 \text{ m}$

$$x = \frac{h}{2} + e_1 - e$$

$$x = \frac{0.5}{2} + 0.442 - 0.0058$$

$$x = \mathbf{0.68 \text{ m}}$$

$$S = \frac{bx^2}{2} + nA2(x - d') - nA1(d - x)$$

$$S = \frac{0.5 \times 0.69^2}{2} + 15 \times 0(0.69 - 0.05) - 15 \times 24.12 \times 10^{-4}(0.45 - 0.69)$$

$$S = \mathbf{0.12 \text{ m}^2}$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s x}{S} = \frac{1574.4 \times 10^{-3} \times 0.68}{0.12} = 8.703 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n N_s (d - x)}{S} \leq \overline{\sigma}_{st}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 1574.4 \times 10^{-3} (0.45 - 0.68)}{0.12} = 43.541 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \quad \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Tableau V-3 : Vérification à l'ELS

Niveau	e (m)	P (m ²)	q (m ³)	e ₁ (m)	X(m)	S (m ³)	σ _{bc}	σ _{st}	vérif.
SS+RDC+1+2	0.0058	-0.08	0.046	0.431	0.68	0.122	8.703	43.541	C.V
3+4+5	0.0090	-0.07	-0.033	0.392	0.649	0.101	6.133	34.582	C.V
6+7+8	0.0191	-0.048	-0.020	0.329	0.509	0.054	3.727	16.433	C.V

Vérification de cisaillement :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_U}{b d} \leq \overline{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$$

Avec :

T_U : Effort tranchant à l'ELU (Nous l'obtenons du logiciel SAP 2000)

b : la largeur de la section étudiée.

d : la hauteur utile.

Les résultats pour chaque niveau sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V-4 : Vérification de cisaillement pour chaque niveau

Niveau	B (cm ²)	T(KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ BAEL	Vérif.
SS	(50× 50)	31.848	0.142	2,5	C.V
RDC	(50× 50)	27.872	0.124	2,5	
Etage 1	(50× 50)	28.477	0.127	2,5	C.V
Etage 2	(50× 50)	28.629	0.127	2,5	C.V
Etage 3	(45× 45)	28.294	0.155	2,5	C.V
Etage 4	(45× 45)	29.258	0.161	2,5	C.V
Etage 5	(45× 45)	29.379	0.161	2,5	C.V
Etage 6	(45× 45)	29.138	0.160	2,5	C.V
Etage 7	(40× 40)	27.129	0.188	2,5	C.V
Etage 8	(40× 40)	28.681	0.199	2,5	C.V
Etage 9	(40× 40)	24.454	0.170	2,5	C.V

Ferrailage transversal :

Selon les spécifications du **RPA99 V2003**, le calcul des renforcements transversaux pour les colonnes se fait en utilisant la formule ci-après :

$$\frac{At}{t} = \frac{(\rho \times Vu)}{(h \times fe)}$$

Vu :L'effort tranchant.

h :Hauteur total de la section brute.

ρ :Coefficient correcteur

$$\rho \begin{cases} 2.5 & ; si \lambda g \geq 5 \\ 3.75 & ; si \lambda g \leq 5 \end{cases}$$

fe :Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale, $fe = 235\text{MPa}$.

λg : L'élançement géométrique du poteau, ($\lambda g = \frac{lf}{a}$ ou $\frac{lf}{b}$).

Lf :La longueur de flambement du poteau, $Lf = 0,7 \times L0$ (pour plusieurs niveaux)

$L0$: La hauteur libre du poteau, ($lo = h(\text{étage}) - h(\text{plancher}(16 + 4))$)

t : L'espacement des cadres dans la zone nodale, D'après **RPA99 V2003** :

- $t \leq \min(10\phi_{l_{\min}} ; 15\text{cm})$; *zonenodale (zone 1)*
- $t' \leq 15\phi_{l_{\min}}$; *zonecourant (zone 1)*

Diamètre des armatures transversales :

Le calcul du diamètre des armatures transversales pour les poteaux s'effectue selon la formule ci-après, D'après **BAEL91** :

$$\Phi t \leq \min(h/35; \Phi_{\min}; b/10)$$

Exemple de calcul :

$$Lf = 0,7 \times L0$$

$$lo = h(\text{étage}) - h(\text{plancher}(16 + 4)) = 306 - 20 = 260\text{cm}$$

$$Lf = 0,7 \times L0 = 0.7 \times 286 = 182\text{cm}$$

$$\lambda g = \frac{lf}{a} = \frac{182}{50} = 3.64$$

$$\lambda g \geq 5 \text{ donc } \rho = 3.75$$

$$t \leq \min(10\phi_{l_{\min}} ; 15\text{cm}) = \min(16 ; 15) = 15$$

$$t' \leq 15\phi_{l_{\min}} = 15 \times 1.6 = 24$$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u * t}{h \times f_e} = \frac{3.75 \times 0.03184 \times 15}{50 \times 235} = 1.52 \text{ cm}^2$$

Donc on choisit : $6\phi 8 = 3,02 \text{ cm}^2$

Les données sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V-5 : ferrailage transversale des poteaux

Poteaux	$h(m)$	$V(KN)$	λg	ρ	$t(m)$	$t'(m)$	$A_t (cm^2)$	Choix
SOUS SOL	0.50	31.848	3.64	3.75	15	0.2	1.525	$6\phi 8 = 3,02$
RDC	0.50	27.872	4.004	3.75	15	0.2	1.334	$6\phi 8 = 3,02$
1 ^{ère} étage	0.50	28.477	4.004	3.75	15	0.2	1.363	$6\phi 8 = 3,02$
2 ^{ème} étage	0.50	28.629	4.004	3.75	15	0.2	1.371	$6\phi 8 = 3,02$
3 ^{ème} étage	0.45	28.294	4.004	3.75	15	0.2	1.505	$6\phi 8 = 3,02$
4 ^{ème} étage	0.45	29.258	4.004	3.75	15	0.2	1.556	$6\phi 8 = 3,02$
5 ^{ème} étage	0.45	29.379	4.004	3.75	15	0.2	1.563	$6\phi 8 = 3,02$
6 ^{ème} étage	0.45	29.138	4.004	3.75	15	0.2	1.550	$6\phi 8 = 3,02$
7 ^{ème} étage	0.40	27.129	4.004	3.75	15	0.2	1.623	$4\phi 8 = 2.01$
8 ^{ème} étage	0.40	28.681	4.004	3.75	15	0.2	1.716	$4\phi 8 = 2.01$
9 ^{ème} étage	0.40	24.454	4.004	3.75	15	0.2	1.463	$4\phi 8 = 2.01$

Calcul des Longueur de recouvrement :

D'après RPA99 V2003, la longueur minimale de recouvrement est :

$$L_r \geq (40\phi) \quad \text{Pour zone 1.}$$

Tableau V-6 : Longueur de recouvrement calculée et choisie pour chaque Type d'acier

$\phi(max) (mm)$	$L_r(mm)$	$L_r(mm)$ choisit
$\phi 16$	640	850
$\phi 14$	560	850

Calcul Longueur de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

$$h' = \max \left(\frac{he}{6}; b_1; h_1; 60cm \right)$$

Avec :

h_e : Hauteur d'étage

h_1 : Longueur du poteau

b_1 : Largeur du poteau

Tableau V-7 : La longueur de la zone nodale pour les poteaux

$(a = b)(cm)$	$h_e(cm)$	$h'(cm)$
50	306	60
45	306	60
40	306	60

V.2.2 Schéma du ferrailage de poteaux :

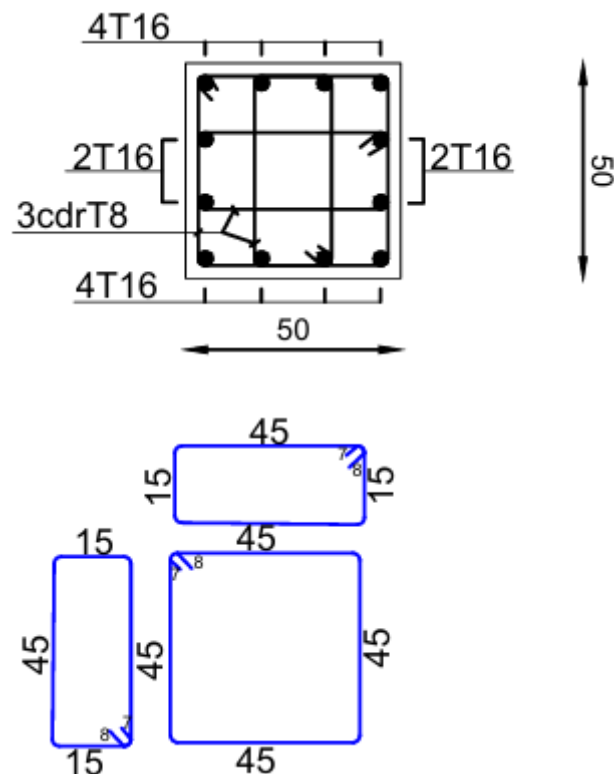


Figure V-1 : Schéma de ferrailage de poteau (50*50).

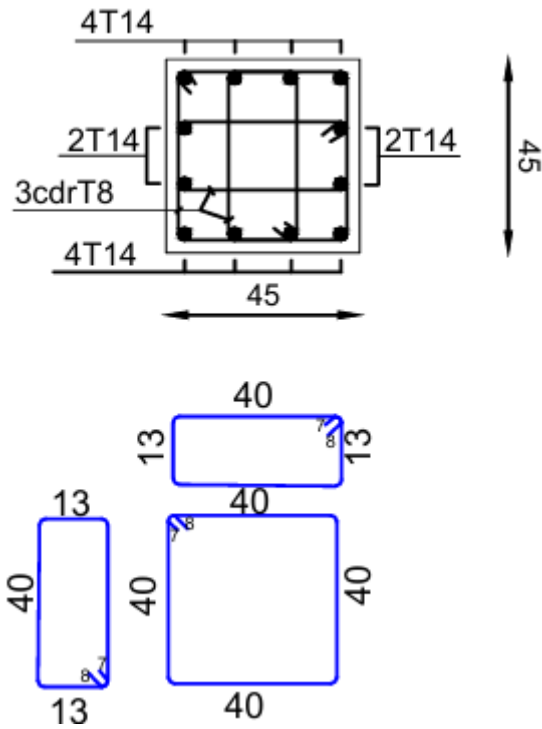


Figure V-2 : Schéma de ferrailage de poteau (45*45).

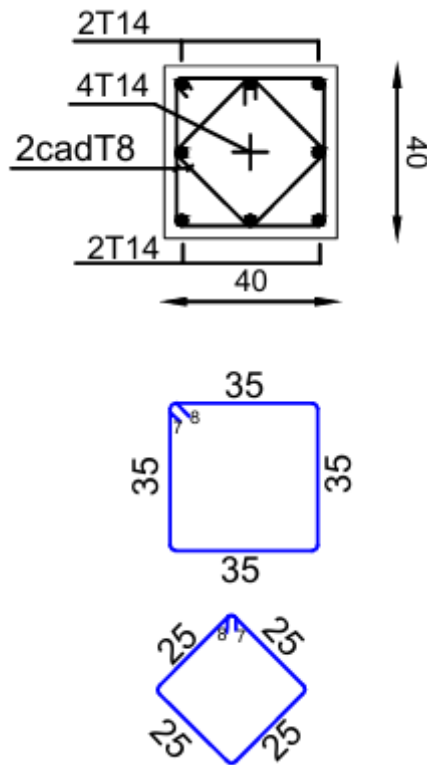


Figure V-3 : Schéma de ferrailage de poteau (40*40).

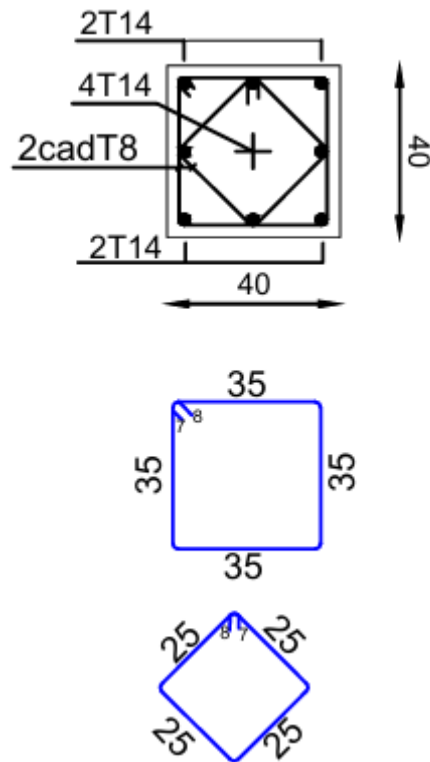


Figure V-4 : Schéma de ferrailage poteau de raidisseur de voile (40*40).

V.3 Les poutres :

V.3.1 Interdiction :

Les poutres jouent un rôle essentiel dans la structure horizontale en transférant les charges aux poteaux. En général, les poutres sont placées de façon isostatique sur leurs supports d'extrémité. Cela concerne principalement les éléments qui sont soumis à la flexion simple (à l'effort tranchant).

Deux catégories de poutres sont identifiées dans notre structure :

- Les poutres principales : sont des supports chargés qui sont utilisés pour reprendre les charges et les surcharges du plancher afin de les transmettre aux poteaux.
- Les poutres secondaires : sont utilisées pour relier les portiques entre eux afin d'éviter toute rotation.

V.3.2 Recommandation du RPA99 V2003 :

D'après le RPA99/version2003 on a :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section $A_{min} = 0.5\%bh$
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de : $\varnothing 40 \text{ en zone } 1$

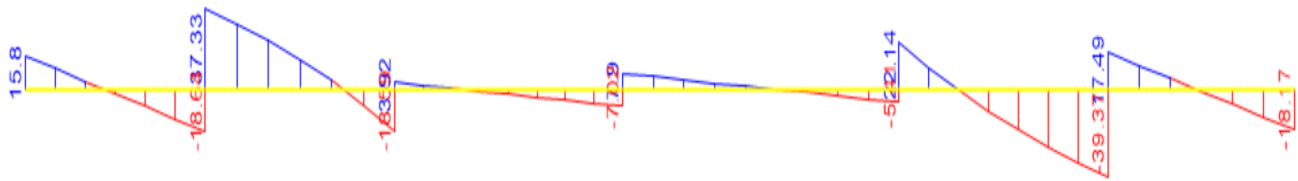


Figure V-10 : Diagramme d'effort tranchant de la poutre secondaire à ELU

Ils sont résumés de moments et des efforts tranchants dans les deux tableaux suivants :

Tableau V-8 : Sollicitation maximales dans les Poutres Principales

Section	ELU		ELS		Vmax (KN)
	$M(\text{appui})$ (KN.m)	(travée) (KN.m)	$M(\text{appui})$ (KN.m)	(travée) (KN.m)	
30× 40	103.0059	34.01	74.97	24.71	106.38

Tableau V-9 : Sollicitation maximales dans les Poutres secondaires

Section	ELU		ELS		Vmax (KN)
	$M(\text{appui})$ (KN.m)	(travée) (KN.m)	$M(\text{appui})$ (KN.m)	(travée) (KN.m)	
30× 30	36.28	14.28	26.47	10.38	39.37

V.3.4 Ferrailage des poutres principales :

Nous présentons un exemple de calcul de ferrailage pour une poutre principale intermédiaire d'étage courant, et nous effectuons les mêmes calculs pour les autres poutres.

❖ Armatures longitudinales :

$$M_{ut} = 34.01 \text{ KN.m} \quad M_{ua} = 103.0059 \text{ KN.m}$$

$$b=0.30\text{m}$$

$$h=0.40\text{m}$$

$$d=0.9 \times h = 0.9 \times 0.4 = 0.36\text{m}$$

$$f_e = 400 \text{ MPA}$$

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

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

➤ Ferrailage de travée à L'ELU :

$$\mu_\mu = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{34.01 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.36^2 \times 14.17} = 0.062$$

$$\mu_\mu = 0.062 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{une section à simple armature } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.062}) = 0.039$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0.36(1 - 0.4 \times 0.039) = 0.354\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0.03401}{0.354 \times 347.82} = 2.762 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2.762 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,5\% b \cdot h = 0,5\% \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

Donc on choisit : $A_{st} = 9.24 \text{ cm}^2 = 6\text{T}14$ (3T14filant + 3T14 chap)

Condition non fragilité :

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

$$A_{min} = \max\left(\frac{bh}{1000}; \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}\right) = \max\left(\frac{30 \times 40}{1000}; \frac{0.23 \times 30 \times 36 \times 2.1}{400}\right)$$

$$A_{min} = \max(1.2; 1.304) = 1.304 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} < A_{st} \quad \text{cv}$$

Vérification à L'ELS :

$$M_{st} = 24.71 \text{ KN.m}$$

$$A_{sc} = 0 \quad \text{S.S.A}$$

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

$$X = 15 \frac{9.24 \times 10^{-4}}{0.30} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 0.3 \times 0.36 \times 9.24 \times 10^{-4}}{15(9.24 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right)$$

$$X = 0.142\text{m}$$

$$I = b \times \frac{x^3}{3} + n \cdot Asc(x - d')^2 + nAst(d - x)^2$$

$$I = 0.30 \times \frac{0.142^3}{3} + 15 \times 9.24 \times 10^{-4} (0.36 - 0.142)^2 = 9.45 \times 10^{-4} \text{m}^4$$

Vérification des contraintes :

Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms \cdot x}{I} = \frac{24.71 \times 10^{-3} \times 0.142}{9.45 \times 10^{-4}} = 3.71 \text{Mpa}$$

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

Acier :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times 400; 110\sqrt{1.6 \times 2.1} \right) = 201.63 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \cdot Ms(d - x)}{I} = \frac{15 \times 24.71 \times 10^{-3} (0.36 - 0.142)}{9.45 \times 10^{-4}} = 85.504 \text{Mpa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 3.71 \leq 15 & \dots \dots \dots \text{cv} \\ 85.504 \leq 201.63 & \dots \dots \dots \text{cv} \end{cases}$$

Les armatures calculées à l'ELU **sont suffisantes**.

➤ **Ferrailage d'appui à l'ELU :**

$$\mu_{\mu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{103.0059 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.36^2 \times 14.17} = 0.187$$

$$\mu_{\mu} = 0.062 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{une section à simple armature } Asc = 0$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{\mu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.187}) = 0.261$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0.36(1 - 0.4 \times 0.261) = 0.322\text{m}$$

$$A_{sa} = \frac{M_{ua}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0.1030059}{0.322 \times 347.82} = 9.2 \times 10^{-4} \text{m}^2 = 9.2 \text{cm}^2$$

On choisit $Ast = 6T16 = 12.06 \text{cm}^2$ (3T16filant + 3T16 chap)

Condition non fragilité :

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

$$A_{min} = \max\left(\frac{bh}{1000}; \frac{0.2 b d f_{t28}}{f_e}\right) = \max\left(\frac{30 \times 40}{1000}; \frac{0.23 \times 30 \times 36 \times 2.1}{400}\right)$$

$$A_{min} = \max(1.2; 1.304) = 1.304 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} < A_{st} \quad \text{cv}$$

Vérification à L'ELS :

$$M_{sa} = 74.97 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

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

$$X = 15 \frac{12.06 \times 10^{-4}}{0.30} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 0.3 \times 0.36 \times 12.06 \times 10^{-4}}{15(12.06 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right)$$

$$X = 0.1566 \text{ m}$$

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

$$I = 0.30 \times \frac{0.219^3}{3} + 15 \times 12.32 \times 10^{-4} (0.36 - 0.219)^2 = 1.132 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

Vérification des contraintes :

Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{74.97 \times 10^{-3} \times 0.1566}{1.132 \times 10^{-3}} = 10.332 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Acier :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}\right) = 201.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \cdot M_s (d - x)}{I} = \frac{15 \times 74.97 \times 10^{-3} (0.36 - 0.1566)}{1.132 \times 10^{-3}} = 201.266 \text{ Mpa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 10.332 \leq 15 & \dots \dots \dots \text{cv} \\ 201.266 \leq 201.63 & \dots \dots \dots \text{cv} \end{cases}$$

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

❖ Les armatures transversales :

• Vérification de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{b \times d} = \frac{106.38 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.36} = 0.985 \text{ Mpa}$$

• Justification du béton :

$$\alpha = 90^\circ$$

$$\tau_1 = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa}\right) = \min\left(\frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4 \text{ Mpa}\right) = \min(2.5; 4 \text{ Mpa})$$

$$\tau_1 = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.985 < \tau_1 = 2.5 \text{ Mpa} \rightarrow \text{donc condition vérifiée}$$

• Justification des armatures :

$$\Phi t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \Phi_{min}; b/10\right)$$

$$\Phi t \leq \min\left(\frac{40}{35}; 1.4; \frac{30}{10}\right)$$

$$\Phi t \leq \min(1.14; 1.4; 3)$$

$$\text{On prend } \Phi t = 10 \text{ mm}$$

• Calcul des espacements :

D'après les règles du RPA99 version 2003

- Zone nodale :

$$S' \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \Phi_{min}; 30 \text{ cm}\right) \text{ et } L = 2h$$

$$S' \leq \min\left(\frac{40}{4}; 12 * 1.4; 30 \text{ cm}\right)$$

$$S' \leq \min(10; 16.8; 30 \text{ cm})$$

$$S' \leq 10 \text{ cm}$$

- Zone courante :

$$S \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

V.3.5 Schéma du ferrailage de poutre principale :

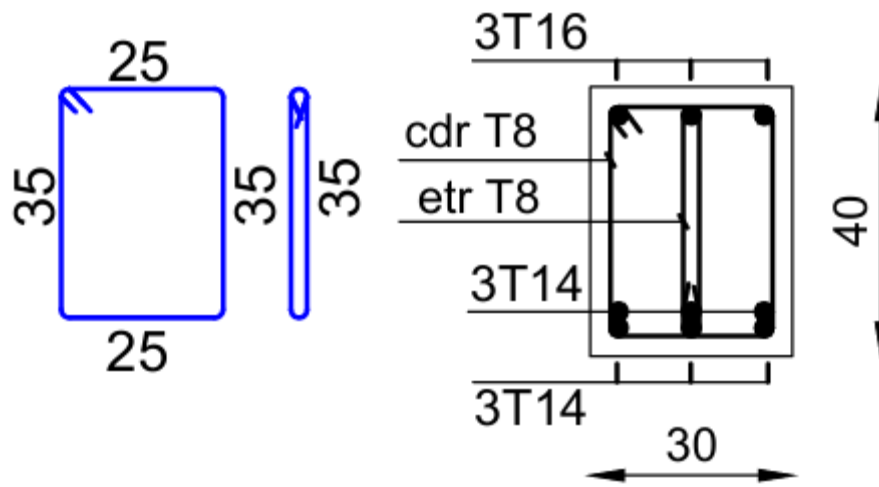


Figure V-11 : Schéma de ferrailage de poutre en travée.

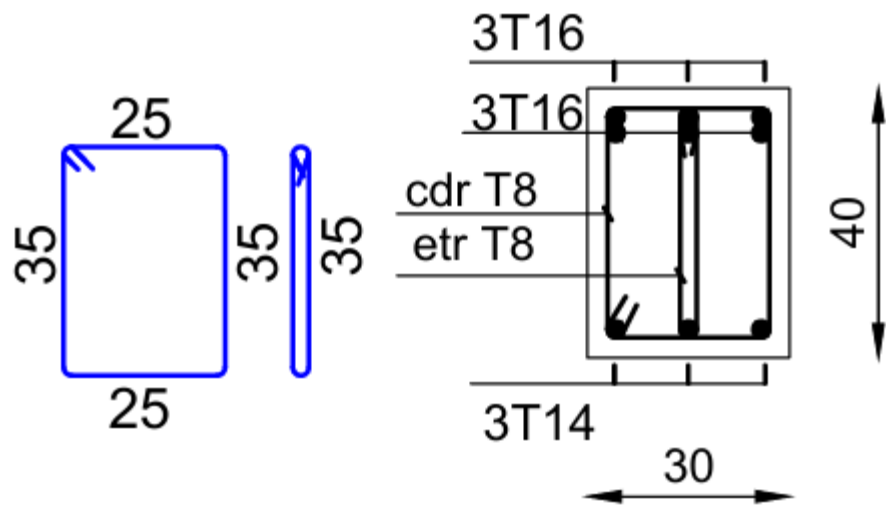


Figure V-12 : Schéma de ferrailage de poutre aux appuis.

✓ **Remarque :**

Afin de vérifier la justification des appuis élastiques, des armateurs de renfort de 3T12 son ajoute dans les bateaux

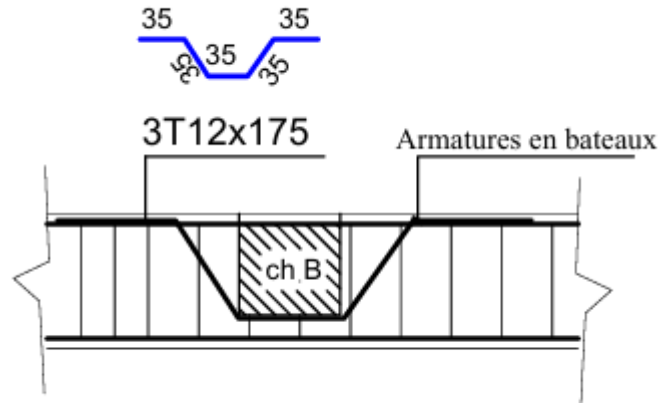


Figure V-13 : position des armatures en bateaux

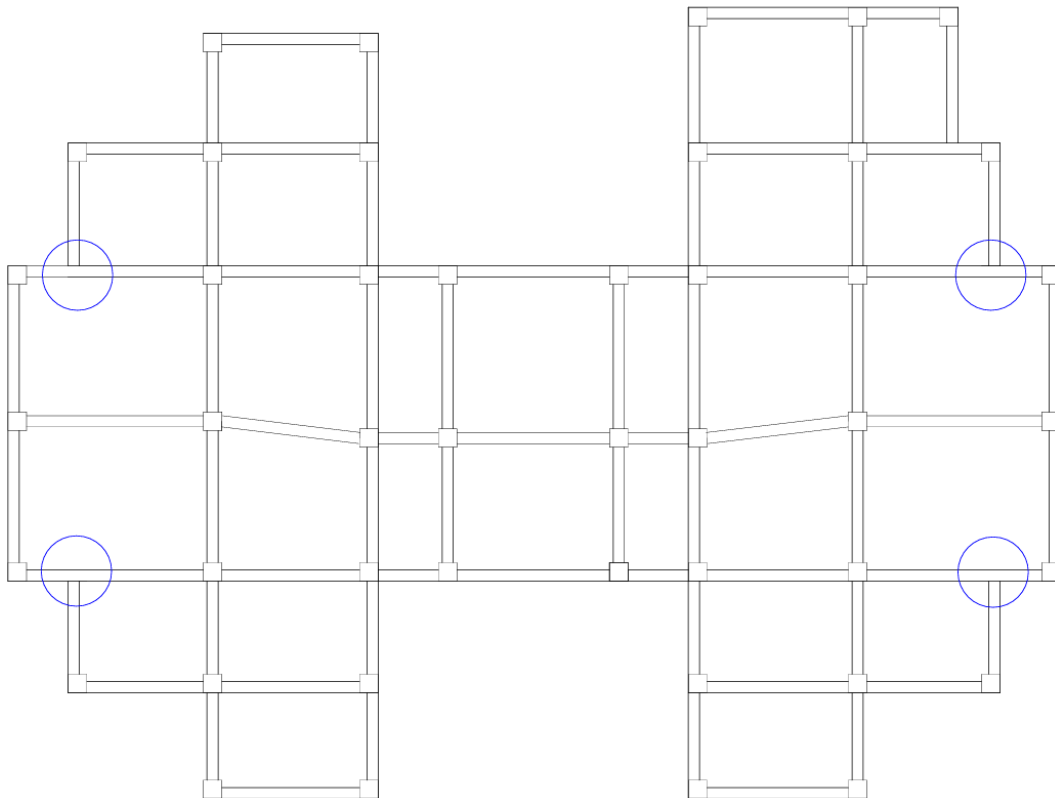


Figure V-14 : La position des appuis élastiques.

V.3.6 Ferrailage des poutres secondaires :

Nous présentons un exemple de calcul de ferrailage pour une poutre secondaire intermédiaire d'étage courant, et nous effectuons les mêmes calculs pour les autres poutres.

❖ Armatures longitudinales :

$$M_{ut} = 14.28 \text{ KN.m} \quad M_{ua} = 36.28 \text{ KN.m}$$

$$b=0.30\text{m}$$

$$h=0.30\text{m}$$

$$d=0.9 \times h = 0.9 \times 0.3 = 0.27 \text{ m}$$

$$f_e = 400\text{MPa}$$

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

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

Ferrailage d'appui à L'ELU :

$$\mu_\mu = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{36.28 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.27^2 \times 14.17} = 0.1171$$

$$\mu_\mu = 0.062 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{une section à simple armature } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.1171}) = 0.16$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.27(1 - 0.4 \times 0.16) = 0.25\text{m}$$

$$A_{sa} = \frac{M_{ua}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.03628}{0.25 \times 347.82} = 4.12 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 4.12 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.5\% b \cdot h = 0.5\% \times 30 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2$$

Don on choisit : $A_{sa} = 5.65 \text{ cm}^2 = 5\text{T}12(3\text{T}12 \text{ filant} + 2\text{T}12 \text{ chap})$

Condition non fragilité :

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

$$A_{min} = \max\left(\frac{bh}{1000}; \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}\right) = \max\left(\frac{30 \times 30}{1000}; \frac{0.23 \times 30 \times 27 \times 2.1}{400}\right)$$

$$A_{min} = \max(0.9; 0.978) = 0.978 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} < A_{st} \quad \text{cv}$$

Vérification à L'ELS :

$$M_{sa} = 26.47 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

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

$$X = 15 \frac{5.65 \times 10^{-4}}{0.30} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 0.3 \times 0.27 \times 5.65 \times 10^{-4}}{15(5.65 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right)$$

$$X = 0.098\text{m}$$

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

$$I = 0.30 \times \frac{0.098^3}{3} + 15 \times 5.65 \times 10^{-4} (0.27 - 0.098)^2 = 3.44 \times 10^{-4} \text{m}^4$$

Vérification des contraintes :

Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{26.47 \times 10^{-3} \times 0.098}{3.44 \times 10^{-4}} = 7.557 \text{Mpa}$$

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

Acier :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times 400; 110\sqrt{1.6 \times 2.1} \right) = 201.63 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \cdot M_s(d - x)}{I} = \frac{15 \times 26.47 \times 10^{-3} (0.27 - 0.098)}{3.44 \times 10^{-4}} = 197.525 \text{Mpa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \Rightarrow \{ 7.557 \leq 15 & \dots \dots \dots \text{cv} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \Rightarrow \{ 197.525 \leq 201.63 & \dots \dots \dots \text{cv} \end{cases}$$

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

Ferraillage de travée à l'ELU :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{14.28 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.27^2 \times 14.17} = 0.046$$

$$\mu_u = 0.062 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{une section à simple armature } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.046}) = 0.06$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0.27(1 - 0.4 \times 0.06) = 0.26\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.01428}{0.26 \times 347.82} = 1.55 \times 10^{-4} \text{m}^2 = 1.55 \text{cm}^2$$

$$A_{min} = 0,5\%b.h = 0,5\% \times 30 \times 30 = 4,5cm^2$$

On choisit $A_{st} = 4,62cm^2 = 3T14$ (filant)

Condition non fragilité :

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

$$A_{min} = \max\left(\frac{bh}{1000}; \frac{0,2 b d f_{t28}}{f_e}\right) = \max\left(\frac{30 \times 30}{1000}; \frac{0,23 \times 30 \times 27 \times 2,1}{400}\right)$$

$$A_{min} = \max(0,9; 0,978) = 0,978 cm^2$$

$$A_{min} < A_{st} \quad \text{cv}$$

Vérification à L'ELS :

$$M_{st} = 10,38KN.m$$

$$A_{sc} = 0 \quad \text{S.S.A}$$

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

$$X = 15 \frac{4,62 \times 10^{-4}}{0,30} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 0,3 \times 0,27 \times 4,62 \times 10^{-4}}{15(4,62 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right)$$

$$X = 0,0909m$$

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

$$I = 0,30 \times \frac{0,0909^3}{3} + 15 \times 4,62 \times 10^{-4}(0,27 - 0,0909)^2 = 2,974 \times 10^{-4}m^4$$

Vérification des contraintes :

Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{10,38 \times 10^{-3} \times 0,0909}{2,974 \times 10^{-4}} = 3,174MPa$$

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

Acier :

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

$$\sigma_{st} = \frac{n \cdot M_s(d - x)}{I} = \frac{15 \times 10,48 \times 10^{-3}(0,27 - 0,0909)}{2,974 \times 10^{-4}} = 93,739MPa$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 3.174 \leq 15 & \dots\dots\dots cv \\ 93.739 \leq 201.63 & \dots\dots\dots cv \end{cases}$$

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

❖ Les armatures transversales :

- Vérification de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{39.37 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.27} = 0.486 \text{ Mpa}$$

- Justification du béton :

$$\alpha = 90^\circ$$

$$\tau_1 = \min\left(\frac{0.15fc28}{y_b}; 4\text{Mpa}\right) = \min\left(\frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4\text{Mpa}\right) = \min(2.5; 4\text{Mpa})$$

$$\tau_1 = 2.5\text{Mpa}$$

$$\tau_u = 0.486 < \tau_1 = 2.5\text{Mpa} \dots\dots\dots cv$$

- Justification des armatures :

$$\Phi t \leq \min(h/35; \Phi_{min}; b/10)$$

$$\Phi t \leq \min\left(\frac{30}{35}; 1.2; \frac{30}{10}\right)$$

$$\Phi t \leq \min(0.85; 1.2; 3)$$

$$\text{On prend } \Phi t = 8\text{mm}$$

- Calcul des espacements :

D'après les règles du RPA99 version 2003

• Zone nodale :

$$S' \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \Phi_{min}; 30\text{cm}\right) \text{ et } L = 2h$$

$$S' \leq \min\left(\frac{30}{4}; 12 * 1.2; 30\text{cm}\right)$$

$$S' \leq \min(7.5; 14.4; 30\text{cm})$$

$$S' \leq 7.5\text{cm} \text{ On prend } S' = 5\text{cm}$$

• Zone courante :

$$S \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15\text{cm}$$

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

- Calcul des longueurs de recouvrement :

D'après RPA99 V2003, la longueur minimale de recouvrement est :

$$L_r \geq (40\phi) \quad \text{Pour zone 1}$$

Tableau V-10 : longueurs de recouvrement des poutres principales

$\phi(max)$ (mm)	$L_r(mm)$	$L_r(mm)$ choisit
Ø16	640	800

V.3.7 Schéma du ferrailage de poutre secondaire :

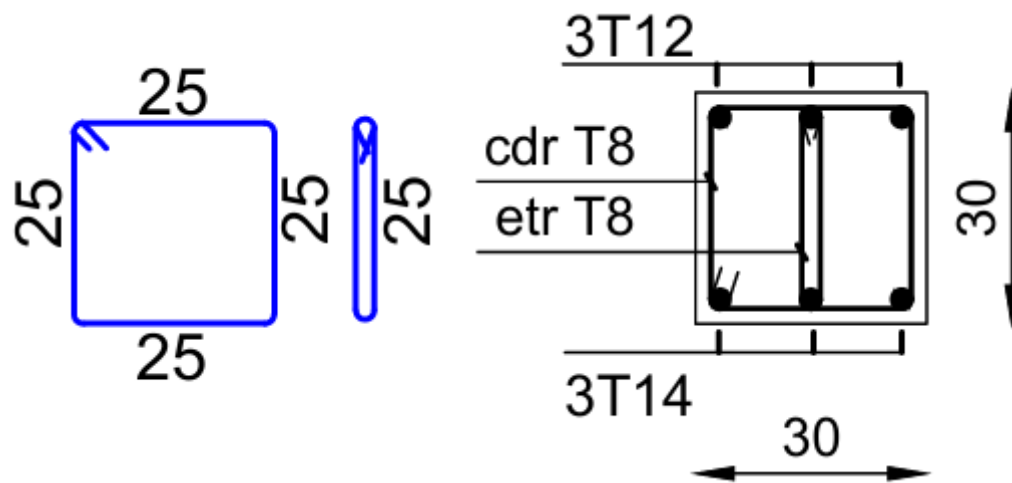


Figure V-15 : Schéma de ferrailage de poutre en travée.

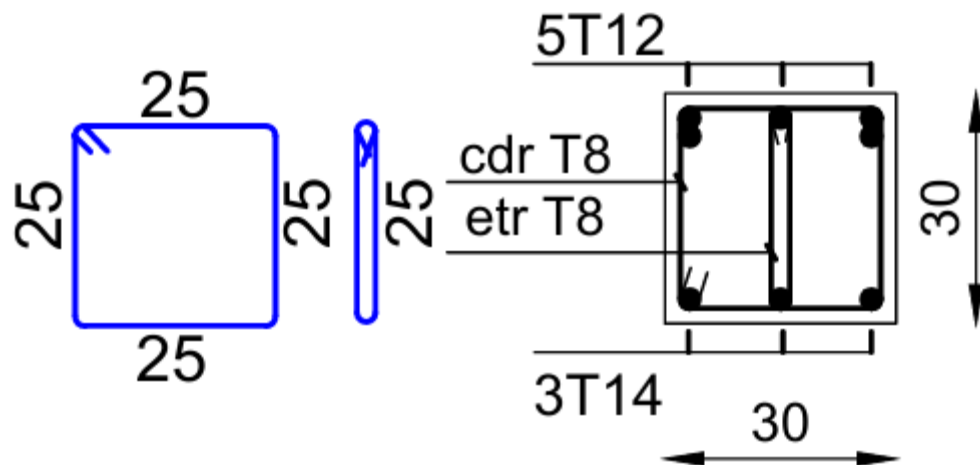


Figure V-16 : Schéma de ferrailage de poutre aux appuis.

V.3.8 Calcul l'arrêt des barres (barres des chap.)

D'après le BAEL La largeur du chap est donnée par la Figuresuivante :

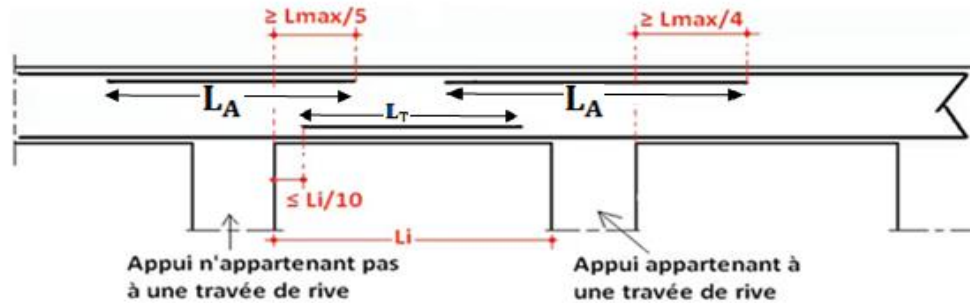


Figure V-17 : les lois pour calcul les chap

Les résultants sont donnes dans le tableau ci-dessous :

Tableau V-11 : Longueurs des barres du chap

En appui	Lmax (m)	4.8					
		Appui appartenant à une travée de rive			Appui n'appartenant pas à une travée de rive		
	LA (m)	2.5			2.1		
En travée	Li (m)	4.8	3.7	1.62	4.1	3.8	4.75
	LT (m)	3.9	3	1.3	3.3	3.1	3.85

V.4 Etude des voiles :

Les voiles jouent un rôle crucial dans les structures de contreventement afin de faire face aux forces verticales et horizontales causées par des phénomènes climatiques tels que le vent ou des événements géologiques tels que les tremblements de terre.

Ces voiles sont soumis à diverses contraintes, telles que les moments de fléchissement et les efforts tranchants causés par les tremblements de terre, ainsi que les efforts normaux produits par la combinaison des charges permanentes, des charges d'exploitation et des charges sismiques.

V.4.1 Combinaison de calcul :

Les combinaisons d'actions à considérer dans le cas des voiles sont :

- ELU : 1,35G + 1,5Q (règles BAEL 91 modifiées 99).
- ELS : G + Q (Règles BAEL 91 modifiées 99).
- G + Q ± E (RPA 99 / VERSION 2003).
- 0,8G ± E (RPA 99 / VERSION 2003).

V.4.2 La position des voiles :

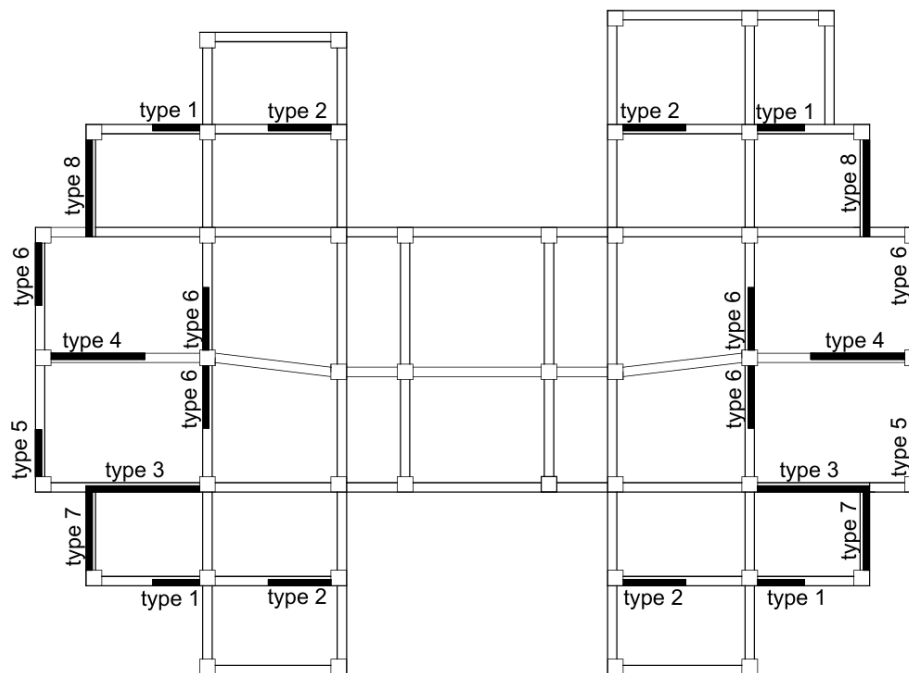


Figure V-18 : La position des voiles

V.4.3 Calcul de Ferrailage de voile à la flexion composée :

Pour calculer la quantité de ferrailage pour les voiles. Nous utilisons la méthode de contraint :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I} \end{cases}$$

Avec :

B : section du béton.

I : moment d'inertie du voile.

M : moment dans le voile. (Nous l'obtenons du logiciel sap 2000)

N : effort normal dans le voile. (Nous l'obtenons du logiciel sap 2000)

V et V' : bras de levier ($V = V' = L_{voile} / 2$)

L : longueur du voile.

e : épaisseur du voile.

On trois situations sont envisageables pour une section soumise à la flexion composée :

- **Section entièrement tendue « SET » :**

Il faut qu'il soit :

$$\begin{cases} \sigma_{max} < 0 \\ \sigma_{min} < 0 \end{cases}$$

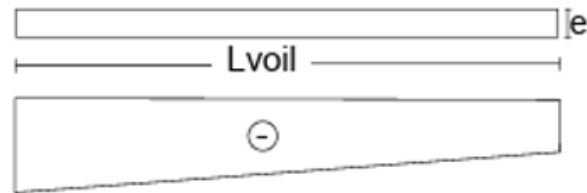


Figure V-19 : Section entièrement tendue

L_c : Longueur de la zone comprimée $L_c = 0$

L_t : Longueur de la zone tendue $L_t = L_{voile}$

L'effort de traction dans la zone tendue :

$$N_T = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L_T \times e$$

Ferraillages verticaux :

$$A_v = \frac{N_T \times \gamma_s}{f_e}$$

Ferraillages horizontaux :

BAEL $A_H = \frac{A_{v\text{ choisi}}}{4}$

RPA $A_H = 0.15\% \times e \times L_T$

- Section entièrement comprimée « SEC » :

Il faut qu'il soit :

$$\begin{cases} \sigma_{max} > 0 \\ \sigma_{min} > 0 \end{cases}$$

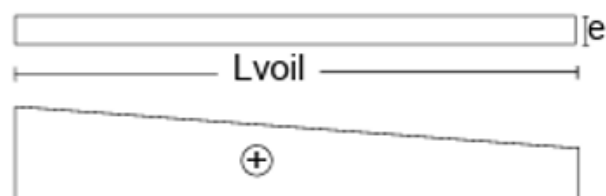


Figure V-20 : Section entièrement comprimée

$$L_t = 0 \quad ; \quad L_c = L_{voile}$$

Il y a deux contraintes de compression dans cette situation, et la section du voile est soumise à la compression. Ainsi, lorsqu'elle est bien comprimée, la section de ferrailage sera celle requise par le RPA99 V2003, c'est-à-dire le ferrailage minimum : $A_{min} = 0.15\% \times e \times L$

- **Section partiellement comprimée « SPC » :**

Il faut qu'il soit :

$$\begin{cases} \sigma_{max} > 0 \\ \sigma_{min} < 0 \end{cases}$$

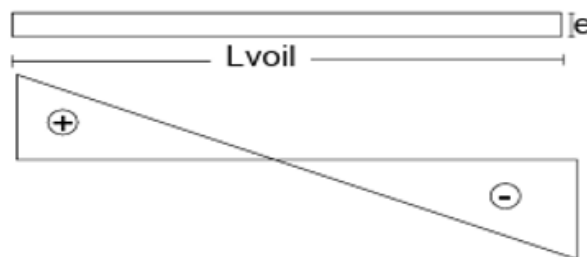


Figure V-21 : Section partiellement comprimée

Tableau V-12 : les lois de Section partiellement comprimée

La zone	Zone comprime	Zone tendue
L	$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$	$L_t = L - L_c$
N_T	$\frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L_c \times e$	$\frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L_t \times e$
A_v	$\frac{N \times \gamma_s}{f_e}$	$\frac{N \times \gamma_s}{f_e}$
A_H (BAEL)	$\frac{A_{vchoisi}}{4}$	$\frac{A_{vchoisi}}{4}$
A_H (RPA)	$0.15\% \times e \times L_c$	$0.15\% \times e \times L_t$

Pourcentage min préconisé par le RPA : (Art7.7.4.3/RPA99version2003)

- Dans tous le voile $\rightarrow A_{min T} = 0.15\% \times e \times L$
- Dans la zone comprimée $\rightarrow A_{min ZC} = 0.1\% \times e \times L_c$

- Dans la zone tendue $\rightarrow A_{min\ ZT} = 0.2\% \times e \times L_T$

Espacement des barres :

$$S_T = \min(1.5 \times e ; 30\ cm)$$

Il est important que les longueurs de recouvrement soient de $40\emptyset$ pour les barres situées dans les zones où le signe des efforts peut être renversé.

- $20\emptyset$: Barres placées dans les zones qui sont comprimées par toutes les combinaisons de charge envisageables

Diamètre des barres :

Les barres verticales et horizontales (sauf les zones d'about) ne doivent pas avoir un diamètre supérieur à $1/10$ de l'épaisseur du voile. $\emptyset \leq 0.1 \times e$

Vérification de l'effort tranchant :(Art 7.7.2RPA99 VERSION2003)

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{1.4 \times V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.2 \times f_{c28}$$

Vérification Des contraintes à L'ELS :

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{|N_S|}{e \times L + 0.15\% \times A_{v\ choisi}} \leq \sigma'_b = 0.6 \times f_{c28} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Tableau V-13 : ferrailage et vérification les contraintes des voiles sens x-x

	Les voiles de sens x-x							
	type1		type 2		type 3		type 4	
N (KN)	1201.35		1301.59		1351.56		1242.45	
M(KN.m)	1.6275		1.6339		0.4539		0.4935	
Ns (KN)	746.17		835.22		534.19		587.4	
V(KN)	1.95		2.2		0.25		2.16	
L (m)	1.5		2		3.6		3	
e (m)	0.2		0.2		0.2		0.2	
A (m²)	0.3		0.4		0.72		0.6	
I (m⁴)	0.056		0.133		0.778		0.450	
V (m)	0.75		1		1.8		1.5	
σ_{max} (MPa)	3.983		3.242		1.876		2.069	
σ_{min} (MPa)	4.026		3.266		1.878		2.072	
	EC		EC		EC		EC	
A_{min}/ml	3		3		3		3	
$A_{vchoisi}/ml$	5.65		5.65		5.65		5.65	
	5T12		5T12		5T12		5T12	
AH min RPA/ml	3		3		3		3	
AH min BAEL/ml	1.4125		1.4125		1.4125		1.4125	
$A_{Hchoisi}/ml$	5.65		5.65		5.65		5.65	
	5T12		5T12		5T12		5T12	
$S_T \leq$	30		30		30		30	
On choisi $S_T =$	25		25		25		25	
\varnothing (mm)<	20		20		20		20	
τ_u (MPa)	0.010	Cv	0.009	Cv	0.001	Cv	0.006	Cv
$\bar{\tau}_u$ (MPa)	3.333		3.333		3.333		3.333	
σ_b (MPa)	2.487	cv	2.088	cv	0.742	cv	0.979	cv
σ'_b (MPa)	15		15		15		15	

Tableau V-14 : ferrailage et vérification les contraintes des voiles sens y-y

	Les voiles de sens y-y							
	type 5		type 6		type 7		type 8	
N (KN)	1021.89		1480.35		1411.87		1335.35	
M(KN.m)	2.2424		3.0748		2.4713		8.3162	
Ns (KN)	436.92		548.65		497.76		557.07	
V(KN)	2.4		3.81		2.17		5.56	
L (m)	1.5		2		3		3.3	
e (m)	0.2		0.2		0.2		0.2	
A(m²)	0.3		0.4		0.6		0.66	
I (m⁴)	0.056		0.133		0.450		0.599	
V (m)	0.75		1		1.5		1.65	
σ_{max} (MPa)	3.376		3.678		2.345		2.000	
σ_{min} (MPa)	3.436		3.724		2.361		2.046	
	EC		EC		EC		EC	
A_{min}/ml	3		3		3		3	
$A_{vchoisi}/ml$	5.65		5.65		5.65		5.65	
	5T12		5T12		5T12		5T12	
AH min RPA/ml	3		3		3		3	
AH min BAEL/ml	1.4125		1.4125		1.4125		1.4125	
$A_{Hchoisi}/ml$	5.65		5.65		5.65		5.65	
	5T12		5T12		5T12		5T12	
$S_T \leq$	30		30		30		30	
On choisi $S_T =$	25		25		25		25	
ϕ (mm)<	20		20		20		20	
τ_u (MPa)	0.012	Cv	0.006	cv	0.013	Cv	0.012	Cv
$\bar{\tau}_u$ (MPa)	3.333		3.333		3.333		3.333	
σ_b (MPa)	1.456	cv	1.372	Cv	0.830	cv	0.844	Cv
σ'_b (MPa)	15		15		15		15	

V.5 Conclusion :

Les résultats obtenus nous permettent de concevoir de manière approfondie le ferrailage de notre structure en utilisant le modèle développé par SAP 2000.

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1 Introduction :

Les fondations d'un bâtiment jouent un rôle essentiel, car elles assurent la transmission des charges de la superstructure au sol. Il peut s'agir d'un contact direct avec le sol, comme pour les semelles qui reposent directement sur le sol ou les radiers, ou bien d'autres éléments intermédiaires pour le transfert des charges, comme des pieux pour les semelles sur pieux.

Les fondations constituent des parties de la structure qui ont pour fonction de transférer les charges de la superstructure au sol. Les efforts pouvant être transmises aux fondations sont les suivantes :

- Un effort normal : une charge verticale centrée.
- Une force horizontale : découlant de l'impact du séisme.
- Un moment : exercé dans de différents plans.

On peut classer les fondations en fonction de leur méthode de construction et de leur capacité à résister aux pressions extérieures :

- Fondations superficielles : Employées pour des sols ayant une grande capacité de résistance. Il existe trois catégories principales : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier.
- Les fondations profondes sont utilisées lorsque les sols ont une faible capacité portante ou lorsque le sol approprié se trouve à une profondeur importante. Ses principaux types sont : les pieux et les puits.

VI.2 Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondations dépend de divers paramètres tels que :

- Le type de la structure
- La nature du terrain et sa résistance.
- La profondeur du bon sol.
- La facilité de réalisation et l'économie.

Après avoir pris en considération les caractéristiques du sol de fondation et la nature du contreventement de la structure, nous décidons d'utiliser un **radier nervuré** qui offre :

- Une grande rigidité.
- Une conception simple du coffrage.
- Une exécution rapide.

VI.3 Etude du radier nervuré :

Le radier est une fondation à surface qui s'étend sur toute la surface de la construction et qui supporte plusieurs poteaux ou murs en plusieurs rangées. Ce type de fondation est choisi lorsque la charge de travail à la base des murs ou des poteaux est beaucoup plus élevée que la contrainte maximale du sol disponible.

Le radier est une dalle en renversement qui repose sur les poteaux de l'ossature et qui est exposée à la réaction du sol et à son poids propre.

VI.4 Combinaison d'action :

La combinaison d'action à prendre en compte lors du calcul du radier est :

$$\begin{cases} 1.35 \times G + 1.5 \times Q & \rightarrow ELU \\ G + Q & \rightarrow ELS \end{cases}$$

VI.5 Pré-dimensionnement :(DTR BC 2.331)

$$\begin{cases} h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{5.25}{20} = 0.2625m \\ h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{5.25}{10} = 0.525m \\ b_0 \geq b_{poteau} = 0.5m \end{cases}$$

Avec :

h_r : Épaisseur du radier.

h_n : La hauteur de la nervure

b_0 : La largeur de la nervuré.

L_{max} : La longueur maximale entre axes des poteaux.

On prend :

$$\begin{cases} h_r = 0.5m \\ h_n = 1m \\ b_0 = 0.5m \end{cases}$$

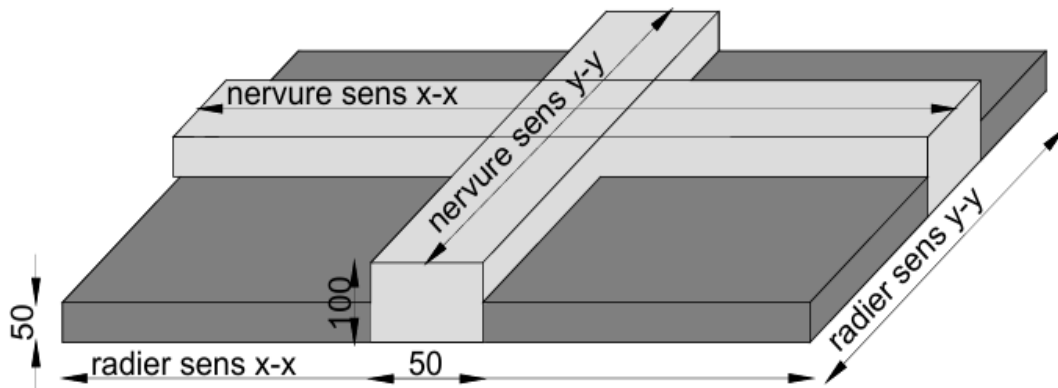


Figure VI-1 : dimension du radier.

Condition de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \geq \frac{2}{\pi} \times L_{max}$$

On réalise le calcul en supposant une répartition homogène des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il est vérifié :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \Rightarrow \text{ce qui conduit à : } h_n \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{\max}\right)^4 \times \frac{3 \times K}{E}}$$

$$h_n \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 5.25\right)^4 \times \frac{3 \times 34}{10818.865}} = 1.05 \text{ m}$$

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K=34$ MPa/m pour un sol moyen.

I : L'inertie de la section du nervuré.

E : Module de déformation longitudinale déformée.

Calcul le débord :

Le BAEL nous impose un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_d \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{150}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 75 \text{ cm}$$

On prend $L_d = 100 \text{ cm}$

Calcul de la surface du radier :

$$S_{rad} = S_{str} + S_{deb} = 293.56 + 119.02 = 412.58 \text{ m}^2$$

Vérification de la surface nécessaire du radier :

Il faut vérifier que :

$$\begin{cases} ELU \rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_u}{1.5 \times \sigma_{sol}} = \frac{92300.966}{1.5 \times 170} = 361.96 \text{ m}^2 \\ ELS \rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_S}{\sigma_{sol}} = \frac{67613.466}{170} = 397.726 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$S_{rad} = \max(S_{rad \text{ ELU}}; S_{rad \text{ ELS}}) = 397.726 \text{ m}^2$$

$$S_{rad} = 412.58 \text{ m}^2 > \max(S_{rad \text{ ELU}}; S_{rad \text{ ELS}}) = 397.726 \text{ m}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Vérification de la contrainte du sol :

Il faut vérifier que :

$$\frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = K \times D_{max} \\ \sigma_{min} = K \times D_{min} \end{cases}$$

K : Module de raideur du sol

D_{max} : Déplacement maximale de radier. (Safe 2016 à ELS)

D_{min} : Déplacement minimale de radier. (Safe 2016 à ELS)

$$\begin{cases} \sigma_{max} = 34 \times 0.0045 = 0.153 \\ \sigma_{min} = 34 \times 0.0036 = 0.1224 \end{cases}$$

$$\frac{3 \times 0.153 + 0.1224}{4} = 0.145 \leq \sigma_{sol} = 0.17 \text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifié}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que :

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

$$T_u = \frac{N_u \times b \times L_{max}}{2 \times S_{rad}} = \frac{92300.966 \times 1 \times 5.25}{2 \times 412.58} = 587.255 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b * d} = \frac{587,255 \times 10^{-3}}{1 \times 0.9 \times 1.5} = 0.4355 \text{Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{Mpa}\right) = \min\left(\frac{0.15 * 25}{1.5}; 4 \text{Mpa}\right) = \min(2.5; 4 \text{Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{Mpa}$$

$$\tau_u = 0.127 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Vérification au poinçonnement :

Il faut vérifier que :

$$N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_u : l'effort normal du poteau ou du voile plus sollicité à ELU

μ_c : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

$$\mu_c = 2 \times (a + b + 2h)$$

a : Épaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (1m).

- Poteaux :

$$\mu_c = 2 \times (0.5 + 0.5 + 2 \times 1) = 6 \text{ m}$$

$$N_u = 2.144 \text{ MN} \leq \frac{0.045 \times 6 \times 1 \times 25}{1.5} = 4.5 \text{ MN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- Voiles :

$$\mu_c = 2 \times (0.2 + 1.5 + 2 \times 1) = 7.4 \text{ m}$$

$$N_u = 1.411 \text{ MN} \leq \frac{0.045 \times 7.4 \times 1 \times 25}{1.5} = 5.55 \text{ MN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

VI.6 Les sollicitations du radier :

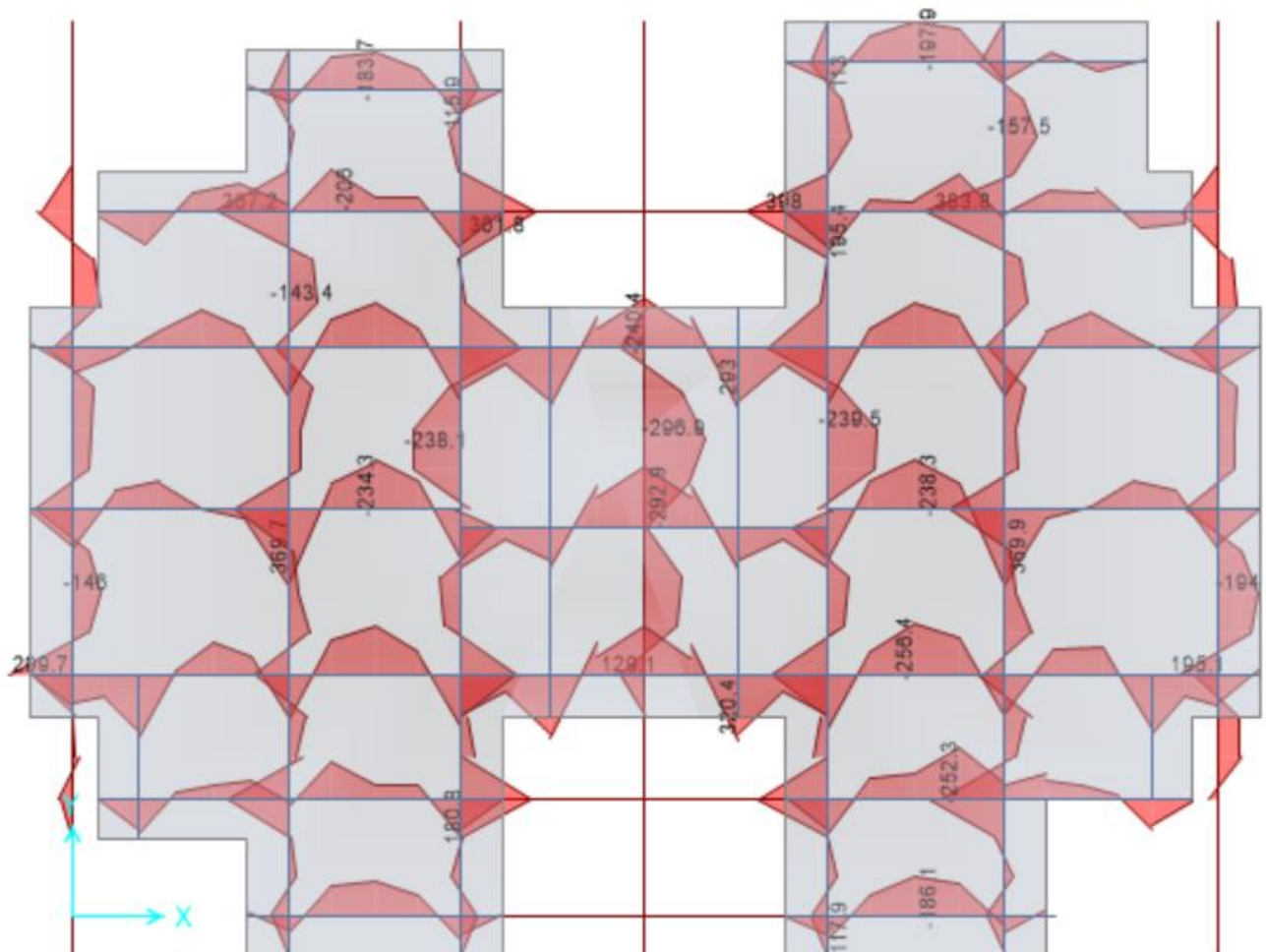


Figure VI-2 : diagramme du moment de sens x-x et y-y à L'ELU.

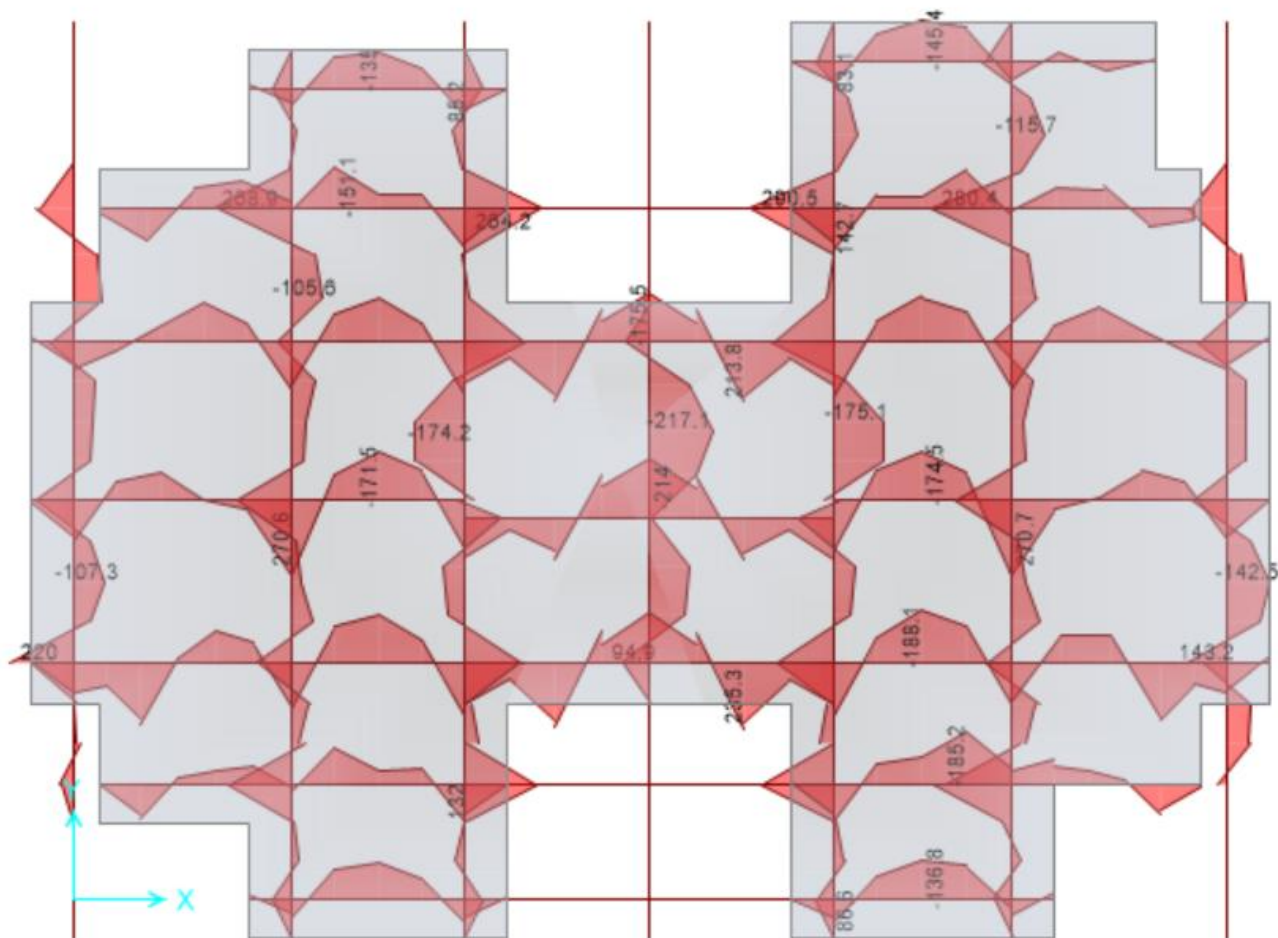


Figure VI-3 : diagramme du moment de sens x-x et y-y à L'ELS.

A l'aide d'un logiciel Safe 2016, nous avons obtenu les sollicitations suivantes :

Tableau VI-1 : Les sollicitations du radier

		M à ELU (KN.m)		M à ELS (KN.m)		V _u à ELU (KN)	
		Sens x-x	Sens y-y	Sens x-x	Sens y-y	Sens x-x	Sens y-y
Delle	Appuis	369.8	397.9	270.7	290.4	512.3	474.1
	Travée	292.9	296.8	214.0	217.0		

VI.7 Les sollicitations du nervuré :

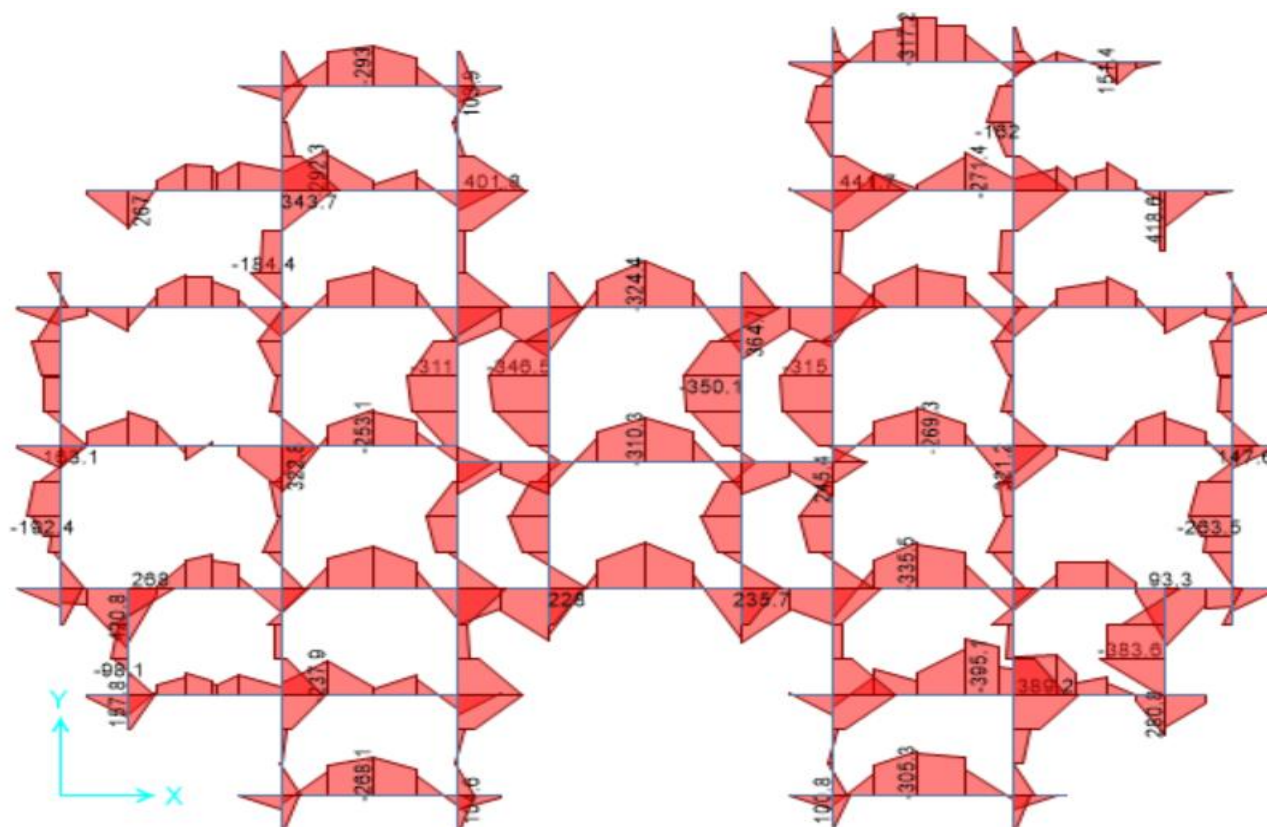


Figure VI-4 : diagramme du moment de sens x-x et y-y à L'ELU.

Tableau VI-3 : Le ferrailage du radier

	En travée		Aux appuis	
	Sens x-x	Sens y-y	Sens x-x	Sens y-y
M (KN.m)	292.9	296.8	369.8	397.9
$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$	0.102	0.103	0.128	0.138
$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$	0.13	0.14	0.17	0.19
$z = d(1 - 0.4\alpha)$	0.43	0.43	0.42	0.42
$A_{st} = \frac{M_u}{z\sigma_{st}}$	19.7	20.06	25.38	27.48
$A_{min} = \max\left(\frac{bh}{1000}; \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}\right)$	5.433	5.433	5.433	5.433
On choisit : A_{st}	9T20	9T20	12T20	12T20
	28.27	28.27	37.7	37.7
On choisi S_T	15	15	15	15

E spacements des armatures : (BAEL91/A8.2, 42) :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle :

Sens x-x :

$$S_T \leq \min(3 \times h ; 33 \text{ cm}) \rightarrow S_T \leq \min(3 \times 50 ; 33 \text{ cm})$$

$$S_T = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Sens y-y :

$$S_T \leq \min(4 \times h ; 45 \text{ cm}) \rightarrow S_T \leq \min(4 \times 50 ; 33 \text{ cm})$$

$$S_T = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Vérification des contraintes à L'ELS :

Il faut vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \end{cases}$$

Avec:

σ_{bc} : Contrainte du béton $\sigma_{sc} = \frac{nMs(x-d')}{I}$

σ_{st} : Contraintes du l'acier $\sigma_{st} = \frac{nMs(d-x)}{I}$

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contraint admissible du béton $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15Mpa$

$\overline{\sigma}_{st}$: Contraint admissible du l'acier $\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}fe, 110\sqrt{1.6 \times f_{t28}}\right) = 201.6333Mpa$

x : Position de l'axe neutre $x = n \frac{Ast}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2bdAst}{nAst^2}} - 1 \right)$

I : Moment d'inertie de la section $I = b \frac{3}{2} + nAst (d - x)^2$

Tableau VI-4 : les vérifications à ELS

M		x	I	σ_{bc}	σ_{st}	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$	
Sens x-x	Appui	270.7	0.176	0.0060	7.86	183.489	cv	cv
	Travée	214.0	0.157	0.0049	6.836	190.437	cv	cv
Sens y-y	Appui	290.4	0.176	0.0060	8.432	196.843	cv	Cv
	Travée	217.0	0.157	0.0049	6.932	193.107	cv	cv

Vérification de cisaillement :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

Tableau VI-5 : Vérification de cisaillement

	V_u (KN)	τ_u (MPa)	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
Sens x-x	512.3	1.138	cv
Sens y-y	474.1	1.053	Cv

VI.9 Calcul de Ferrailage de la nervuré à L'ELU :

$$b = 0.5 \text{ m} ; h = 1 \text{ m} ; d' = 0.1 \text{ m} ; d = 0.9 \text{ m} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

Tableau VI-6 : Le ferrailage du nervuré

	En travée		Aux appuis	
	Sens x-x	Sens y-y	Sens x-x	Sens y-y
M(KN.m)	395.1	389.1	420.7	441.8
$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$	0.068	0.067	0.073	0.077
$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$	0.09	0.09	0.1	0.1
$z = d(1 - 0.4\alpha)$	0.87	0.87	0.87	0.86
$A_{st} = \frac{M_u}{z\sigma_{st}}$	13.08	12.88	13.97	14.7
$A_{min} = \max\left(\frac{bh}{1000}; \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}\right)$	5.43	5.43	5.43	5.43
On choisit : A_{st}	6T20	6T20	4T25	4T20+4T16
	18.85	18.85	19.63	20.61

Calcul des espacements :

D'après les règles du RPA99 version 2003

- **Zone nodale :**

$$S' \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \Phi_{min}; 30cm\right) \text{ et } L = 2h$$

$$S' \leq \min\left(\frac{100}{4}; 12 * 1.6; 30cm\right)$$

$$S' \leq \min(25; 19.2; 30cm)$$

$$S' \leq 19,2cm$$

On choisit : $S' = 15 \text{ cm}$

- **Zone courante :**

$$S \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm}$$

On choisit : $S = 20 \text{ cm}$

Ferraillage transversal :

$$\Phi t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \Phi_{min}; b/10\right)$$

$$\Phi t \leq \min\left(\frac{100}{35}; 1.6; \frac{50}{10}\right)$$

$$\Phi t \leq \min(2.85; 1.6 ; 5)$$

On prend $\Phi t = 10 \text{ mm}$

Vérification des contraintes à L'ELS :

Il faut vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \end{cases}$$

Tableau VI-7 : les vérifications à ELS

M		x	I	σ_{bc}	σ_{bc}	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$	
Sens x-x	Appui	308.3	0.271	0.0149	5.602	194.053	Cv	Cv
	Travée	289.9	0.267	0.0145	5.347	189.670	Cv	Cv
Sens y-y	Appui	322.1	0.277	0.0155	5.750	193.536	Cv	Cv
	Travée	281.5	0.267	0.0145	5.192	184.175	Cv	Cv

Vérification de cisaillement :

Il faut vérifier que :

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

Tableau VI-8 : Vérification de cisaillement

	V_u (KN)	τ_u (MPa)	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
Sens x-x	495.3	1.10	Cv
Sens y-y	505.1	1.12	Cv

VI.10 Conclusion :

Ce chapitre examine de manière approfondie les fondations sur semelle radiaire, en étudiant les différentes étapes de vérification du coffrage et du ferrailage.

Conclusion générale :

Grâce à ce projet de fin d'études, nous avons pu mettre en œuvre toutes les connaissances que nous avons acquises pendant notre formation d'ingénieur, approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, mettre en œuvre les méthodes de calcul récentes et mettre en évidence les principes fondamentaux à prendre en compte lors de la conception des structures construites.

En utilisant **SAP2000** pour modéliser notre structure, nous avons pu effectuer un calcul tridimensionnel dynamique afin de simplifier les calculs, d'obtenir un comportement plus proche du modèle réel de bâtiment, et d'obtenir un gain de temps considérable dans l'analyse de structure.

La principale difficulté rencontrée dans ce projet réside dans la modélisation avec le programme **SAP200** et le choix de la disposition des voiles. Heureusement, nous avons réussi à trouver des solutions et à obtenir les résultats souhaités.

En ce qui concerne l'infrastructure, le type de fondation le meilleur et le plus approprié pour notre structure est le radier polygonal. Il a été conçu dans le programme **SAFE 2016**. Cela nous a aidés à bien maîtriser le programme.

Le déroulement des calculs ont été fait suivant le BAEL 91 modifié 99 et aussi en utilisant la réglementation parasismique algérienne RPA 99 version 2003 et les différents documents techniques notamment les DTR.

L'objectif de toutes ses dispositions est de garantir, d'une part, la résistance de notre construction aux efforts horizontaux et verticaux, et, d'autre part, sa mise en service, sans pour autant négliger son aspect économique.

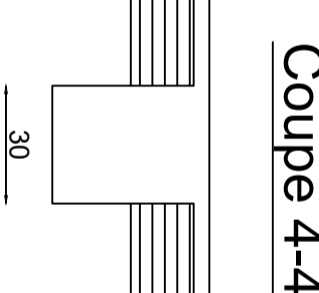
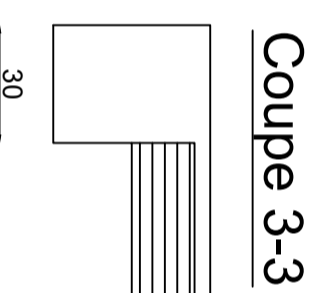
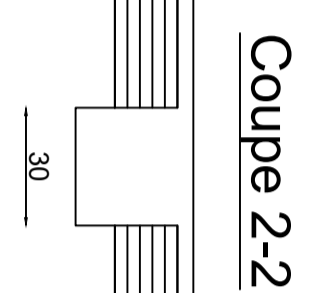
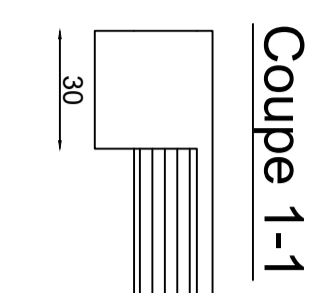
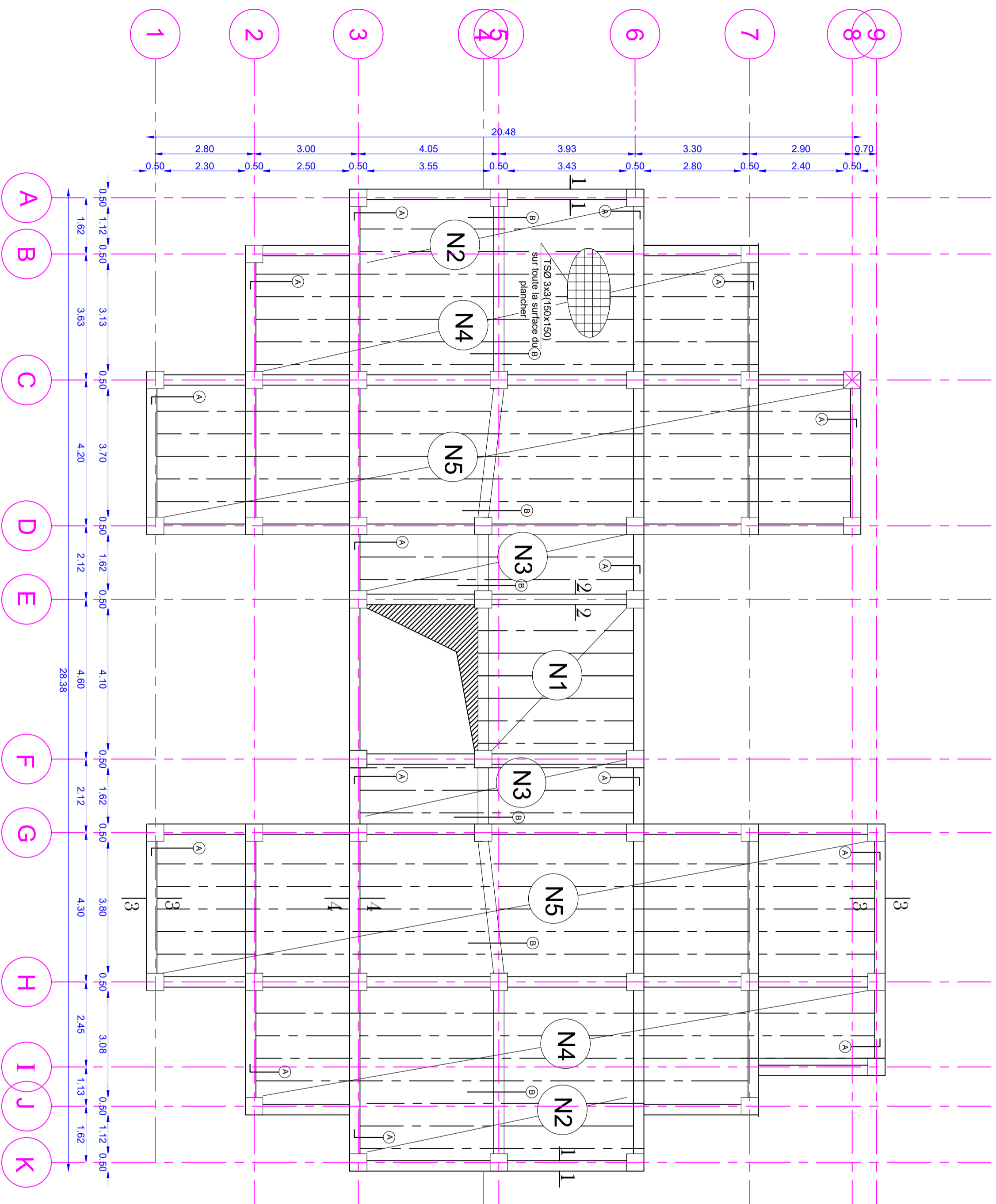
Quant aux plans de ferrailage pour chaque élément ont été réalisés en utilisant le logiciel **AUTOCAD 2018**.

En conclusion, cette étude joue un rôle essentiel dans l'évolution des connaissances dans le domaine du génie civil et renforce l'importance de cette discipline.

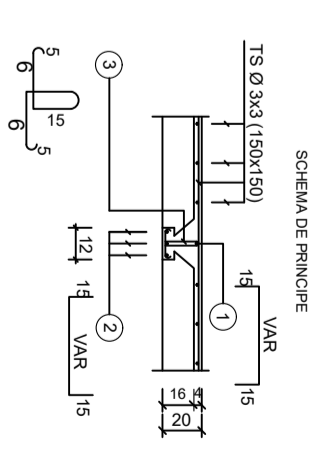
REFERENCE BIBLIOGRAPHIE

- [1] Document technique réglementaire, Charges permanentes et charges d'exploitation « D.T.R.B.C 22 », Alger Centre de recherche appliquée en Génie Parasismique C.G.S, 1988.
- [2] BAEL91: béton armé aux états limites, 1991.
- [3] Règles de calcul des fondations superficielles D.T.R B.C 2.331, Alger Centre de recherche appliquée en Génie Parasismique C.G.S, 1991.
- [4] Règles de conception et de calcul des structures en Béton Armé CBA 93« D.T.R. – B.C. 2.41 », centre documentation, 1994.
- [5] Règles parasismiques algériennes RPA 99, Centre de recherche appliquée en Génie Parasismique C.G.S, Alger, 2003.
- [6] Agred, Kahina, Hamraoui, Karima. Etude d'une structure en voiles à R+11+sous sol à usage d'habitation et commercial. Mémoire de Master, 2011.
- [7] Ghennou, Alaeddine, Abdesalem, Ismail. Etude d'un bâtiment R+9 en béton armé . à usage d'habitation et administratif à Mansourah TLEMCEM : Mémoire de Master, 2018.
- [8] Ghemadi, yasserabdennor ,Morsli, fouad. Etude d'un bâtiment R+15 en béton armé. TLEMCEM : Mémoire de Master, 2022.
- [9] Ms. Gc.Benramdane, Mohammed, Bernoui, Oussama. Etude d'un bâtiment R+8 en béton armé à usage d'habitation à TLEMCEM : Mémoire de Master, 2022.

Annexes



TABLEAUX DES POUTRELLES			
FERRAILLAGE			
REPÈRES	1	2	3
N1	1T12	3T12	ETR 8x52 e=9x5 e=10
N2	1T14	3T12	ETR 8x52 e=9x5 e=10
N3	1T14	3T12	ETR 8x52 e=9x5 e=10
N4	1T12	3T12	ETR 8x52 e=9x5 e=10
N5	1T12	3T12	ETR 8x52 e=9x5 e=10



TABLEAUX DES CHAPEAUX			
REPÈRES	T	LONG	SCHEMA
(A)	14	1.15	100 15
(B)	14	2.00	200

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE ABOU BEKR BELKAID TLEMÇEN
FACULTE DU TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

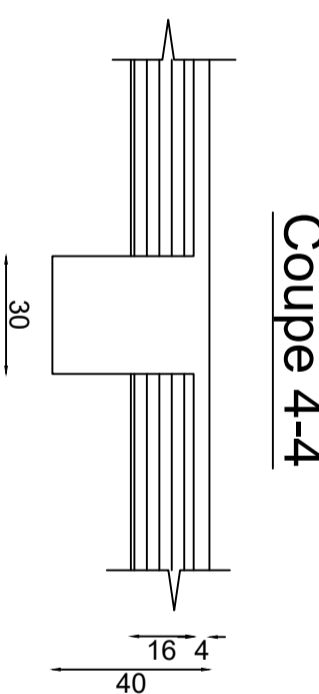
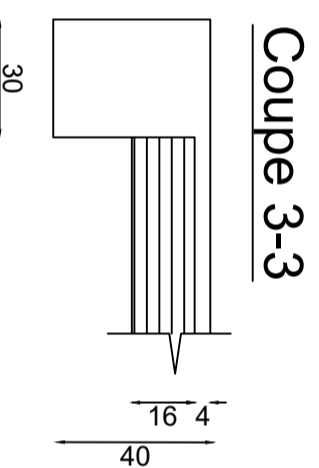
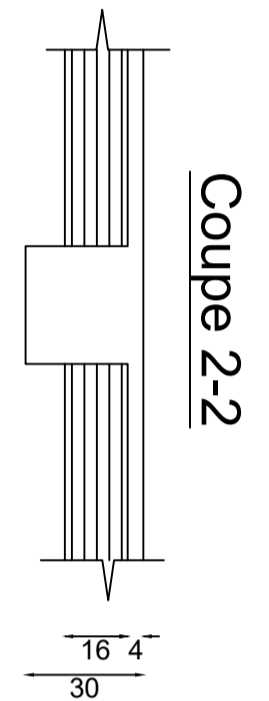
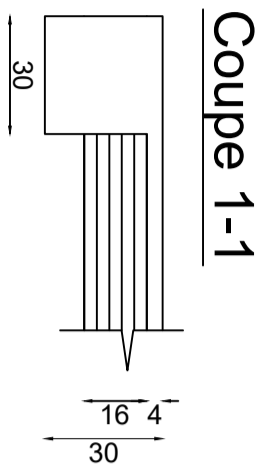
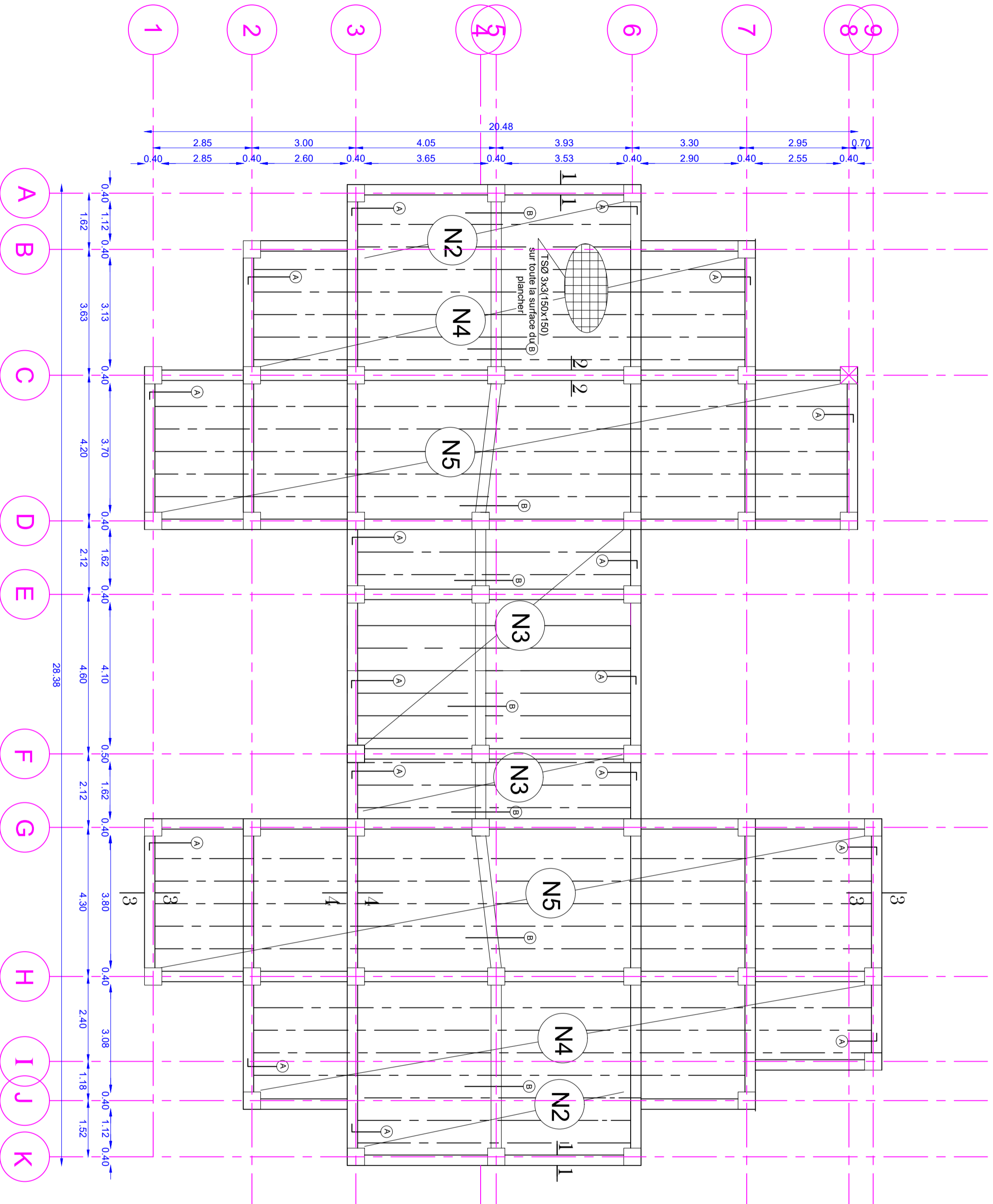
LE PROJET:
REALISATION 100 LOGEMENTS LPA 2 et 12 LOGEMENTS PROMOTIONNELS LIBRE AVEC COMMERCE SITE 01ROUTE DE ZAROUALA SIDI BEL ABBES

ETUDE PAR:
GUERROUDI MAHAMMED
BENLAHCENE MOHAMMED

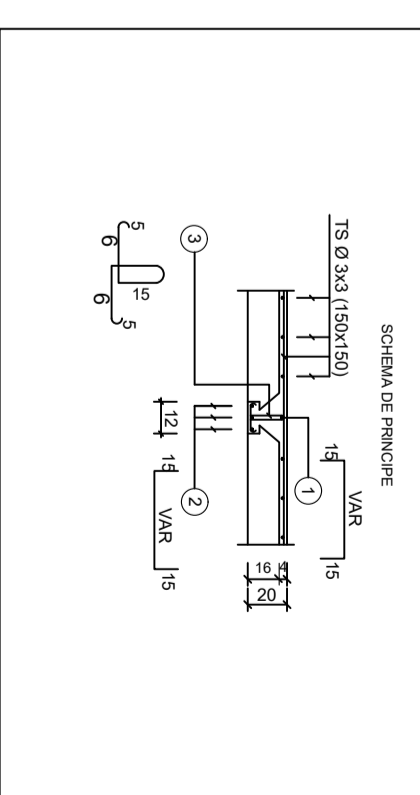
DIRIGE PAR:
BENNAHCHILIF SOUAD
ZEGNOUINI ABDELHAK

TITRE:
COFFRAGE PLANCHER NIV RDC + ETAGE COURANT

PROMOTION 2023/2024



TABLEAUX DES POUTRELLES			
REPERES	FERRAILLAGE		
	1	2	3
N1	1T12	3T12	ETR 8x52 e=9x5 e=10
N2	1T12	3T12	ETR 8x52 e=9x5 e=10
N3	1T12	3T12	ETR 8x52 e=9x5 e=10
N4	1T12	3T12	ETR 8x52 e=9x5 e=10
N5	1T12	3T12	ETR 8x52 e=9x5 e=10



TABLEAUX DES CHAPEAUX		
REPERES	T	LONG
A	14	1.15
B	14	2.00

REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE ABOU BEKR BELKAID TLEMCCEN
FACULTE DU TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE CENIE CIV

LE PROJET:
RÉALISATION 100 LOGEMENTS LPA 2 e/12 LOGEMENTS PROMOTIONNELS LIBRE AVEC COMMERCES SITE 01 ROUTE DE ZAROUALA SIDI BEL ABBES

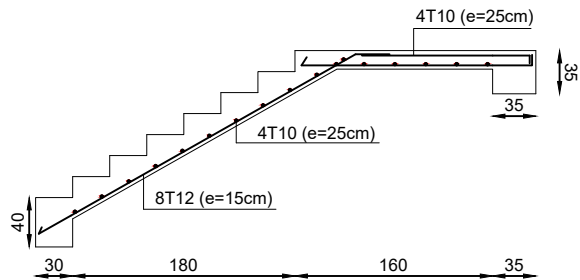
ETUDE PAR:
GUEROUDJI MAHAMMED
BENLAHCENE MOHAMMED

DIRIGE PAR:
BENACHILIF SOUAD
ZEGNOUNI ABDELHAK

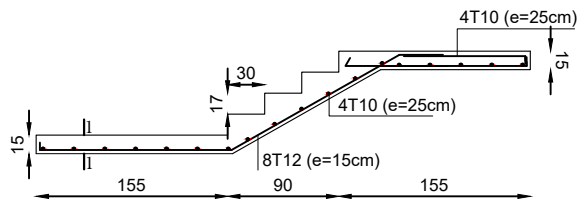
TITRE:
COFFRAGE PLANCHER NIV TERRASSE

PROMOTION 2023/2024

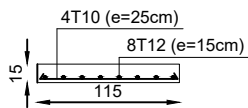
VOLEE "A"



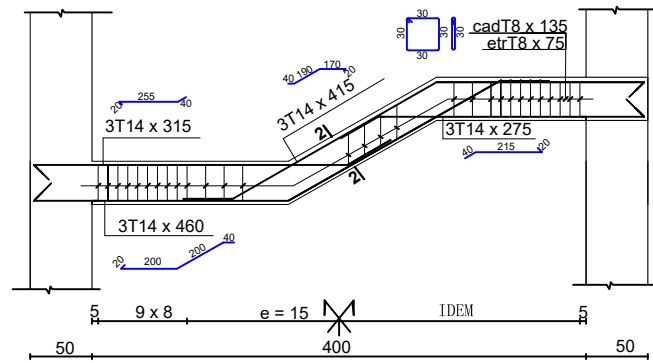
VOLEE "B"



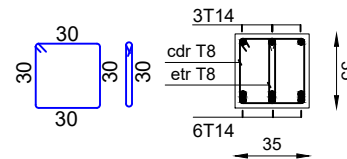
Coupe 1-1



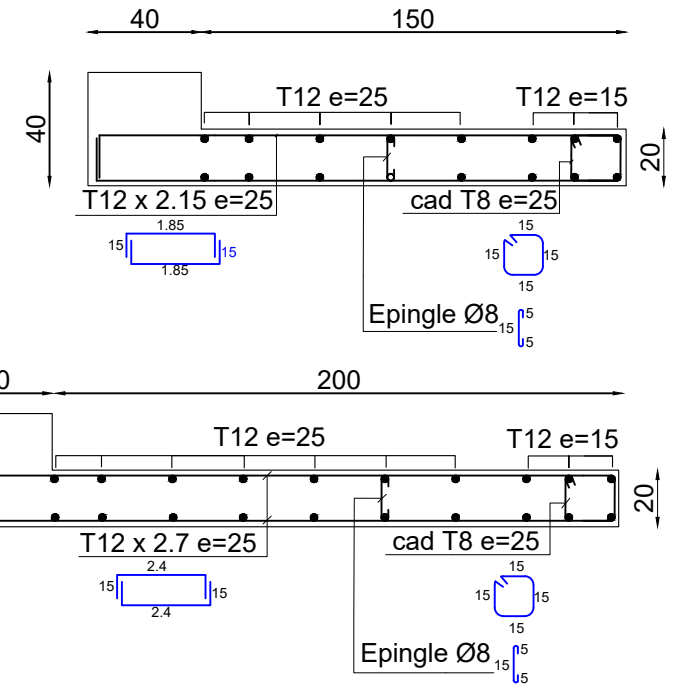
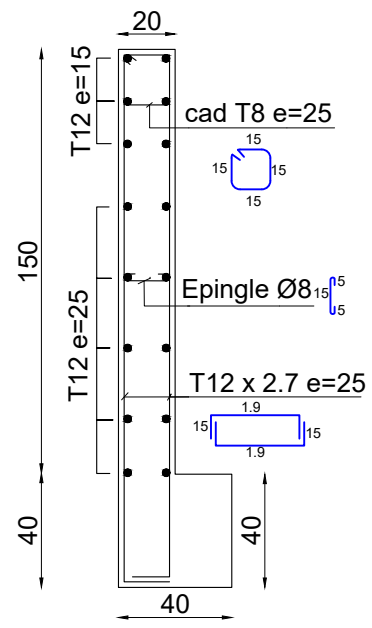
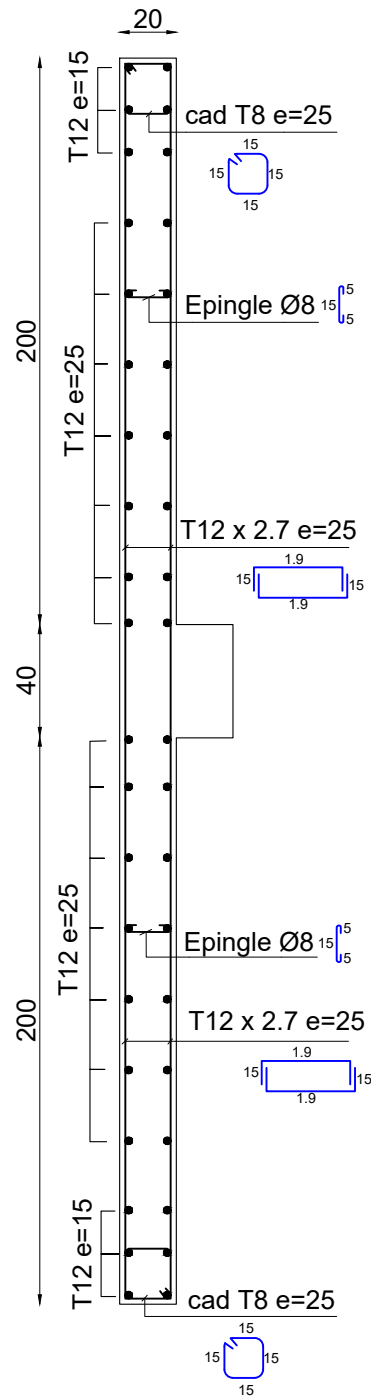
FERRAILLAGE POUTRE PALIERE (35X35)



Coupe 2-2

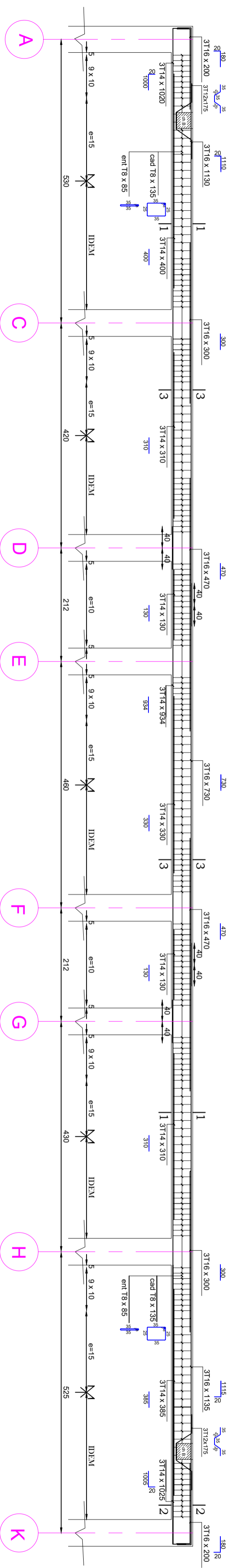


REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE ABOU BEKR BELKAID TLEMCEM FACULTE DU TECHNOLOGIE DEPARTEMENT DE GENIE CIV	
LE PROJET: RÉALISATION 100 LOGEMENTS LPA 2 et 12 LOGEMENTS PROMOTIONNELS LIBRE AVEC COMMERCE SITE 01 ROUTE DE ZAROUALA SIDI BEL ABBES	
ETUDIE PAR: GUERROUJJI MAHAMMED BENLAHCENE MOHAMMED	DIRIGE PAR: BENAHCHILIF SOUAD ZEGNOUNI ABDELHAK
TITRE: -FERRAILLAGE D'ESCALIER. -FERRAILLAGE DE POUTRE PALIERE.	
PROMOTION 2023/2024	

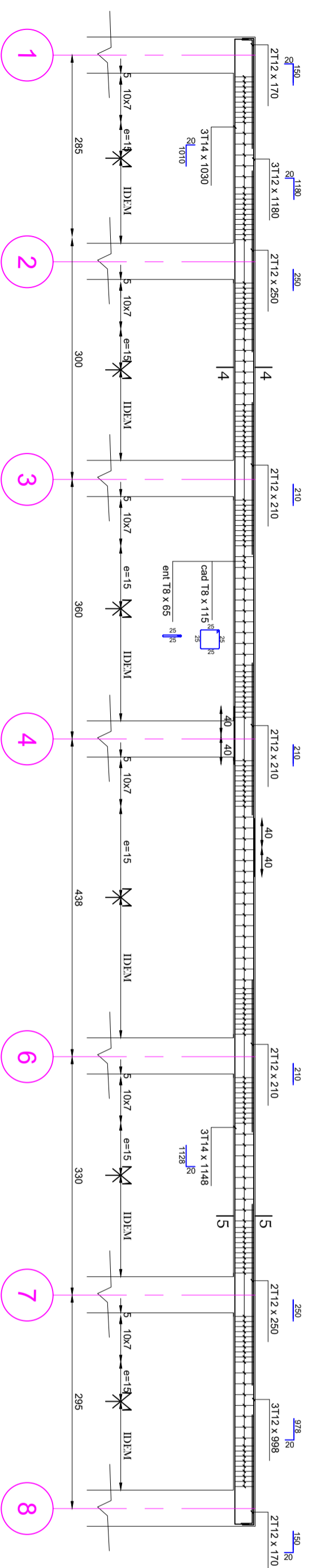


REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE ABOU BEKR BELKAID TLEMCEM FACULTE DU TECHNOLOGIE DEPARTEMENT DE CENIE CIV	
LE PROJET: RÉALISATION 100 LOGEMENTS LPA 2 et 12 LOGEMENTS PROMOTIONNELS LIBRE AVEC COMMERCE SITE 01 ROUTE DE ZAROUALA SIDI BEL ABBES	
ETUDIE PAR: GUERROUDJI MAHAMMED BENLAHCENE MOHAMMED	DIRIGE PAR: BENAHCILIF SOUAD ZEGNOUNI ABDELHAK
TITRE: FERRAILLAGE DES VOILES	
PROMOTION 2023/2024	

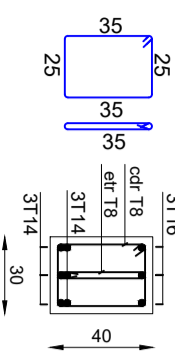
FERRALLAGE POUTRES PRINCIPALES (40*30) FIL 3 ET 6 : NIV + 3.06



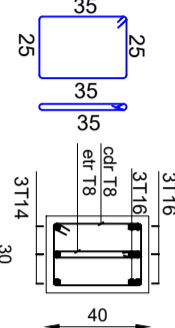
FERRALLAGE POUTRES SECONDAIRES (30x30) FIL C ET D : NIV + 3.06



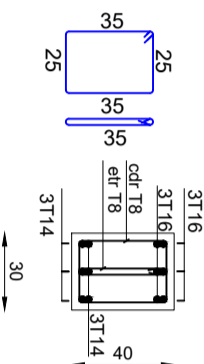
Coupe 1-1



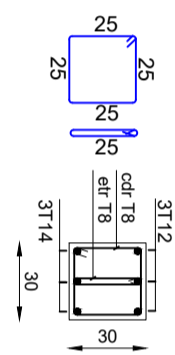
Coupe 2-2



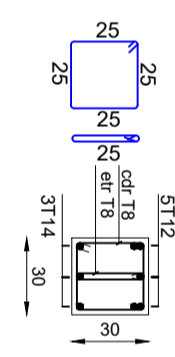
Coupe 3-3



Coupe 4-4



Coupe 5-5



REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE ABOU BEKR BELKAID TLEMCCEN

FACULTE DU TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT DE CENIE CIV

LE PROJET:

RÉALISATION 100 LOGEMENTS LPA 2 et 12 LOGEMENTS
PROMOTIONNELS LIBRE AVEC COMMERCE SITE 01ROUTE
DE ZAROUALA SIDI BEL ABBES

ETUDE PAR:

GUERROUDJI MAHAMMED
BENLAHCENE MOHAMMED

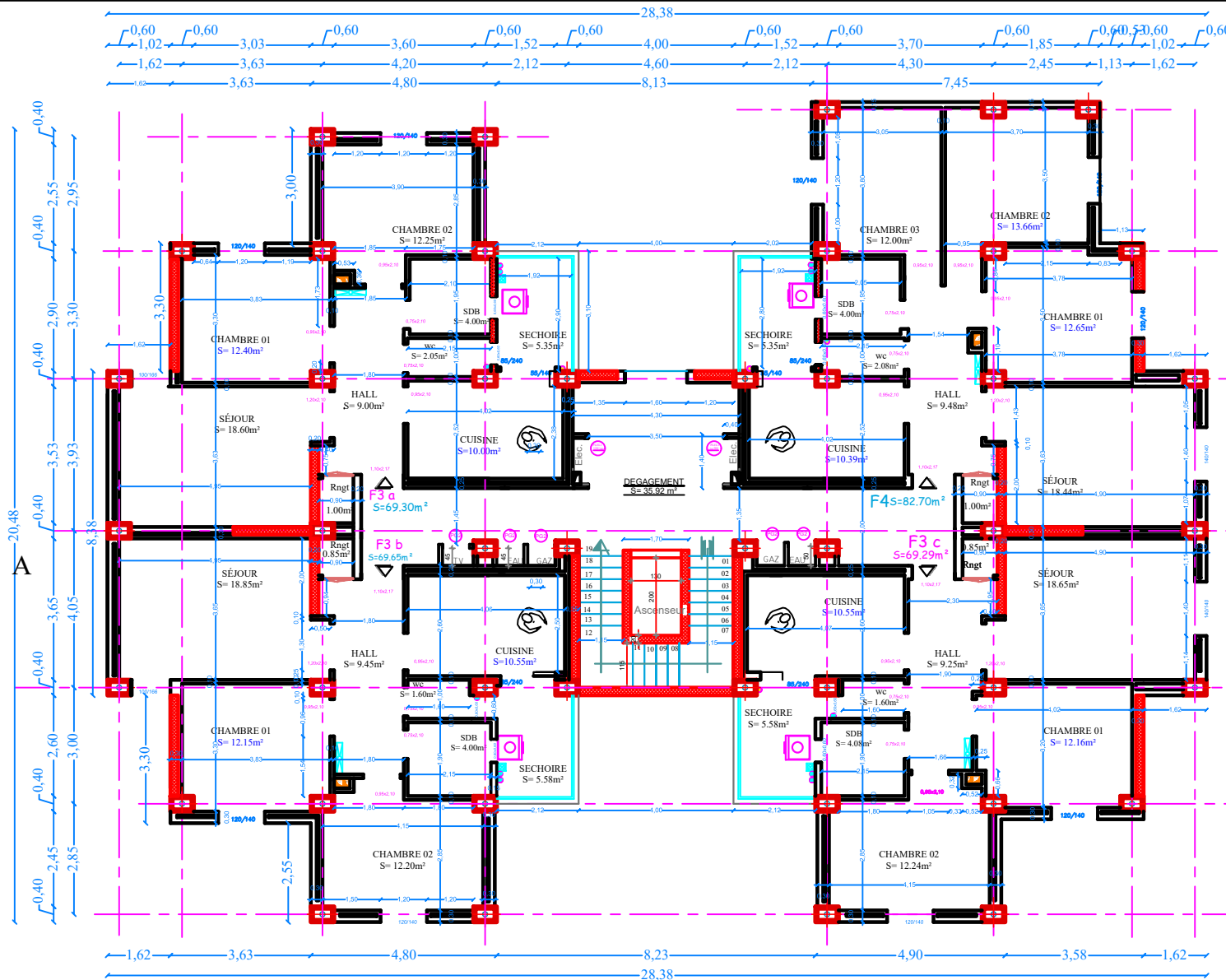
DIRIGE PAR :

BENAHCHILIF SOUAD
ZEGNOUNI ABDELHAK

TITRE:

-FERR.POUTRES PRINCIPALES.
-FERR.POUTRES SECONDAIRES.

PROMOTION 2023/2024



Batiment : D en R+9 (30 F3+10 F4)

PLAN DU RDC

TABLEAU DES SURFACES (M ²)				
DESIGNATION	F4	F3 a	F3 b	F3 c
SEJOUR	18.44	18.60	18.85	18.65
CHAMBRE 01	12.65	12.40	12.15	12.16
CHAMBRE 02	13.66	12.25	12.20	12.24
CHAMBRE 03	12.00			
CUISINE	10.39	10.00	10.55	10.55
SALLE DE BAIN	4.00	4.00	4.00	4.08
TOILETTES	2.08	2.05	1.60	1.60
RANGEMENT	1.00	1.00	0.85	0.85
HALL	9.48	9.00	9.45	9.25
SURFACE HABITABLE	82.70	69.30	69.65	69.29
SECHOIR	5.35	5.35	5.58	5.58
SURFACE UTILE	88.05	74.65	75.23	74.87
TOTAL SURFACE HABITABLE	290.94			
TOTALE SURFACE UTILE	312.80			
DEGAGEMENT	35.92			
ESCALIER	9.77			
SURFACE CONSTRUITE	439.97			
ASCENSEUR	2.60			
K	0.66			

Visa et Signature

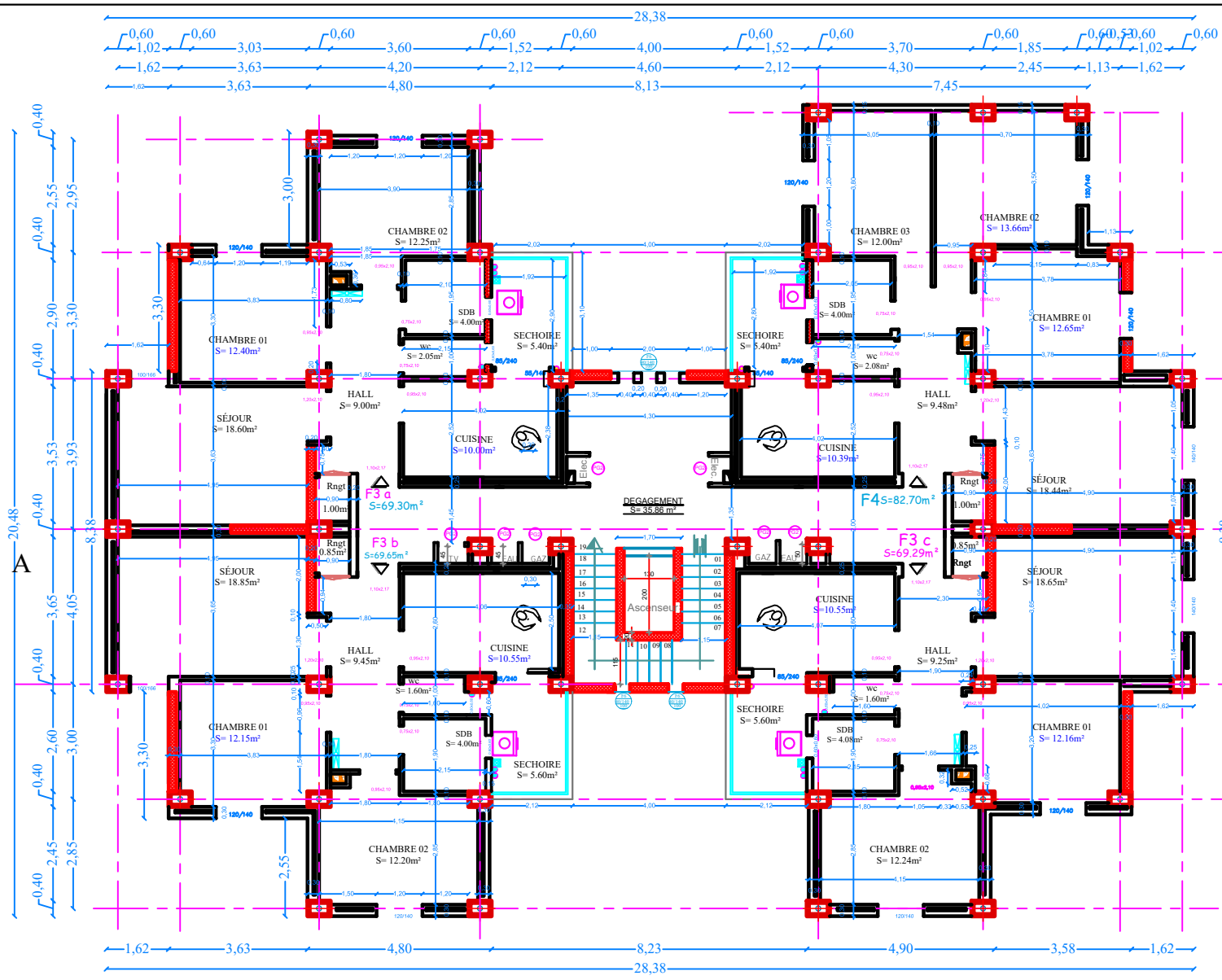
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 MINISTERE DE L'HABITAT DE L'URBANISME ET DE LA VILLE
 Maître de l'ouvrage **O.P.G.I** - SIDI BEL ABBES -

Maître de l'œuvre
GROUPEMENT- HIGH TECH-
 13 boulevard la republique Bloc n°02. 3eme etage bureau n°12
 - SIDI BEL ABBES -
 Téléphone: 05 57 39 64 13 / 05 50 97 55
 Téléfax: 048 75 77 38
 Email: architecte2113@gmail.com

PROJET :
 RÉALISATION 100 LOGEMENTS LPA 2
 et 12 LOGEMENTS PROMOTIONNELS LIBRE
 AVEC COMMERCE SITE 01 ROUTE
 DE ZAROUALA SIDI BEL ABBES

Phase : AVANT PROJET
 Batiment : D en R+9 (30 F3+10 F4)
PLAN DU RDC

Planche n:
 Date
 08-2023
 Format
 A3
 Echelle
 1/100



Batiment : D en R+9 (30 F3+10 F4)

PLAN DU 1ere et 2eme ETAGE

TABLEAU DES SURFACES (M ²)				
DESIGNATION	F4	F3 a	F3 b	F3 c
SEJOUR	18.44	18.60	18.85	18.65
CHAMBRE 01	12.65	12.40	12.15	12.16
CHAMBRE 02	13.66	12.25	12.20	12.24
CHAMBRE 03	12.00			
CUISINE	10.39	10.00	10.55	10.55
SALLE DE BAIN	4.00	4.00	4.00	4.08
TOILETTES	2.08	2.05	1.60	1.60
RANGEMENT	1.00	1.00	0.85	0.85
HALL	9.48	9.00	9.45	9.25
SURFACE HABITABLE	82.70	69.30	69.65	69.29
SEJOUR	5.40	5.40	5.60	5.60
SURFACE UTILE	88.10	74.70	75.25	74.95
TOTAL SURFACE HABITABLE	290.94			
TOTAL SURFACE UTILE	313.00			
DEGAGEMENT	35.86			
ESCALIER	9.77			
SURFACE CONSTRUITE	439.97			
ASCENSEUR	2.60			
K	0.66			

Visa et Signature

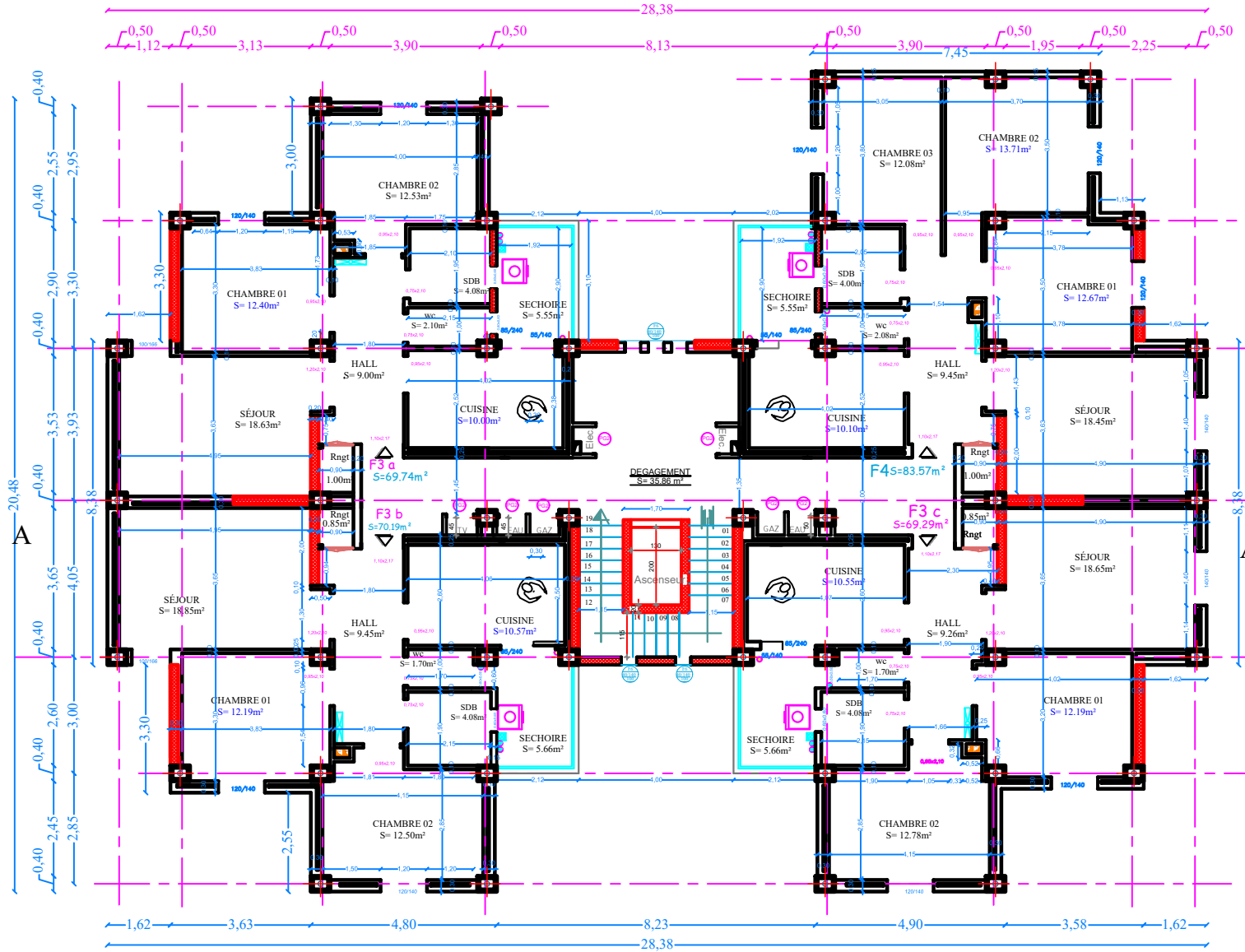
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 MINISTERE DE L'HABITAT DE L'URBANISME ET DE LA VILLE
 Maître de l'ouvrage **O.P.G.I** - SIDI BEL ABBES -

Maître de l'œuvre
GROUPEMENT- HIGH TECH-
 13 boulevard la republique Bloc n°02 .3eme etage bureau n°12
 - SIDI BEL ABBES -
 Téléphone: 05 57 39 64 13 / 05 50 97 55
 Téléfax: 048 75 77 38
 Email : architecte211@gmail.com

PROJET :
 RÉALISATION 100 LOGEMENTS LPA 2
 et 121 LOGEMENTS PROMOTIONNELS LIBRE
 AVEC COMMERCE SITE 01 ROUTE
 DE ZAROUALA SIDI BEL ABBES

Phase : **AVANT PROJET**
 Batiment : **D en R+9 (30 F3+10 F4)**
PLAN DU 1ere et 2eme ETAGE

Planche n°:
 Date: 08-2023
 Format: A3
 Echelle: 1/100



Batiment : D en R+9 (30 F3+10 F4)

PLAN DU 3eme,4,eme et 5eme ETAGE

TABLEAU DES SURFACES (M ²)				
DESIGNATION	F4	F3 a	F3 b	F3 c
SÉJOUR	18.45	18.63	18.85	18.65
CHAMBRE 01	12.67	12.40	12.19	12.19
CHAMBRE 02	13.71	12.53	12.50	12.78
CHAMBRE 03	12.08			
CUISSINE	10.10	10.00	10.57	10.55
SALLE DE BAIN	4.00	4.08	4.08	4.08
TOILETTES	2.08	2.10	1.70	1.70
RANGEMENT	1.00	1.00	0.85	0.85
HALL	9.45	9.00	9.45	9.26
SURFACE HABITABLE	83.57	69.74	70.19	70.06
SÉJOUR	5.55	5.55	5.66	5.66
SURFACE UTILE	89.12	75.29	75.85	75.72
TOTAL SURFACE HABITABLE	293.56			
TOTALE SURFACE UTILE	315.98			
DEGAGEMENT	35.86			
ESCALIER	9.77			
SURFACE CONSTRUITE	439.97			
ASCENSEUR	2.60			
K	0.67			

Visa et Signature

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'HABITAT DE L'URBANISME ET DE LA VILLE

Maitre de l'ouvrage **O.P.G.I** - SIDI BEL ABBES -

Maitre de l'œuvre
GROUPEMENT- HIGH TECH-

13 boulevard la republique Bloc n°02 .3eme etage bureau n°12
- SIDI BEL ABBES -

Téléphone: 05 57 39 64 13 / 05 50 97 55
Téléfax: 048 75 77 38
Email: architecte2113@gmail.com

PROJET :

RÉALISATION 100 LOGEMENTS LPA 2
et 121 LOGEMENTS PROMOTIONNELS LIBRE
AVEC COMMERCE SITE 01 ROUTE
DE ZAROUALA SIDI BEL ABBES

Phase : AVANT PROJET

Batiment : D en R+9 (30 F3+10 F4)

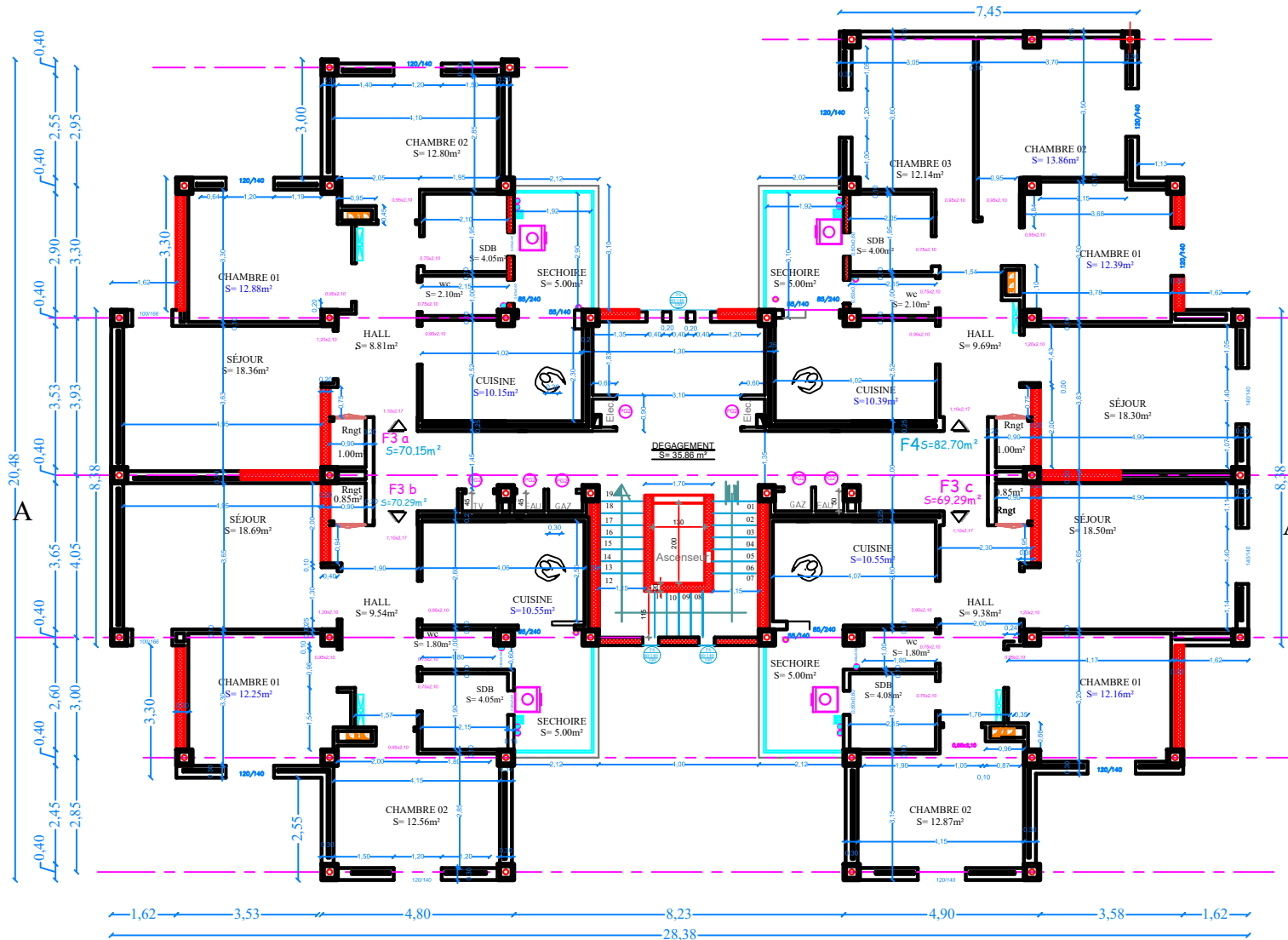
PLAN DU 3eme,4,eme et 5eme ETAGE

Planche n:

Date
08-2023

Format
A3

Echelle
1/100



Batiment : D en R+9 (30 F3+10 F4)

PLAN DU 6,7,8et 9eme ETAGE

DESIGNATION	TABLEAU DES SURFACES (M ²)			
	F4	F3 a	F3 b	F3 c
SÉJOUR	18.30	18.36	18.69	18.50
CHAMBRE 01	12.39	12.88	12.25	12.16
CHAMBRE 02	13.86	12.80	12.56	12.87
CHAMBRE 03	12.14			
CUISINE	10.39	10.15	10.55	10.55
SALLE DE BAIN	4.00	4.05	4.05	4.08
TOILETTES	2.10	2.10	1.80	1.80
RANGEMENT	1.00	1.00	0.85	0.85
HALL	9.69	8.81	9.54	9.38
SURFACE HABITABLE	83.87	70.15	70.29	70.19
SÉCHOIR	5.55	5.55	5.66	5.66
SURFACE UTILE	89.42	75.70	75.95	75.85
TOTAL SURFACE HABITABLE	294.50			
TOTALE SURFACE UTILE	316.92			
DEGAGEMENT	35.86			
ESCALIER	9.77			
SURFACE CONSTRuite	439.97			
ASCENSEUR	2.60			
K	0.67			

A

Batiment : D en R+9 (30 F3+10 F4)

TOTAL SURFACE HABITABLE	2931.50
TOTALE SURFACE UTILE	3154.42
SURFACE CONSTRuite	4399.70
K	0.67

Visa et Signature

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 MINISTÈRE DE L'HABITAT DE L'URBANISME ET DE LA VILLE
 Maître de l'ouvrage **O.P.G.I** - SIDI BEL ABBES -

Maître de l'ouvrage
GROUPEMENT- HIGH TECH-
 13 boulevard la republique Bloc n°02 .3eme etage bureau n°12
 - SIDI BEL ABBES -
 Téléphone: 05 57 39 64 13 / 05 50 97 55
 Télécopie: 048 75 77 38
 Email : architecte2113@gmail.com

PROJET :
 RÉALISATION 100LOGEMENTS LPA 2
 et 121LOGEMENTS PROMOTIONNELS LIBRE
 AVEC COMMERCE SITE 01ROUTE
 DE ZAROUALA SIDI BEL ABBES

Phase : **AVANT PROJET**
 Batiment : D en R+9 (30 F3+10 F4)
PLAN DU 6,7,8et 9eme ETAGE

Planche n:
 Date
 08-2023
 Format
 A3
 Echelle
 1/100