

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة أبي بكر بلقايد - تلمسان -

Université Aboubakr Belkaïd – Tlemcen –

Faculté de TECHNOLOGIE



MEMOIRE

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

En : Génie civil

Spécialité : Structure

Par : BENAZIZA KAOUTER et SADJI ZOULIKHA

Sujet

ETUDE D'UN BATIMENT R+8 EN BETON ARME

Soutenu publiquement, le 05/ 06 / 2023, devant le jury composé de :

Mme BOURABAH .M.A	Dr	Université de Tlemcen	Présidente
Mme BENHACHLIF .S	Dr	Université de Tlemcen	Examinatrice
Mr. RAS .A	Dr	Université de Tlemcen	Encadreur
Mr. TABET DERRAZ .M.I	Dr	Université de Tlemcen	Co-Encadreur

Année
universitaire :2022/2023

REMERCIEMENTS

Avant tout, Nous tenons d'abord à remercier ALLAH le tout puissant qui nous a donné la force, le courage, la santé et la patience pour pouvoir accomplir ce travail.

Toute notre gratitude aux Mr. RAS et Mr. TABET pour les conseils et l'orientation qu'ils nous ont prodigués pour mener à bien ce travail. Nous les remercions pour leur bon traitement et leur gentillesse envers nous tout au long du semestre.

Nous remercions les membres de jury Mme.BOURABAH
Mme.BENHACHILIF qui nous feront l'honneur de juger ce travail.

Nous avons également cette opportunité pour remercier les membres de l'entreprise de M.H.T et particulièrement Mme BENMANSOUR, Mme HAOARI et Mr MAHDAOUI pour leurs soutiens, leurs conseils judicieux et leurs grandes bienveillances.

Enfin, nous tenons également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

DEDICACE

Avant tout, nos sincères remerciements reviennent à ALLAH le tout puissant pour tous ses dons.

A ma Mère BELMAHI HOUARIA, tu m'as donné la vie, la tendresse et le courage pour réussir, tout ce que je peux t'offrir ne pourra exprimer l'amour et la reconnaissance que je te porte En témoignage, je t'offre ce modeste travail pour te remercier pour tes sacrifices et l'affection dont tu m'as toujours entourée.

A mon Père YAZID, l'épaule solide, l'œil attentif compréhensif et la personne la plus digne de mon estime et de mon respect Aucune dédicace ne saurait exprimer mes sentiments, que DIEU te préserve et te procure santé et longue vie.

ASMA, FATIMA ZOHRA, ZINEB, MAROUA, SAFAA et Mr. BARAE je vous souhaite une vie pleine de bonheur et de succès et que dieu, le tout puissant, vous protège et vous garde. A mon grand-père et mes grand-mères ainsi qu'à tout membre de ma famille BENAZIZA et BELMAHI petit et grand. A tous mes amies et les personnes que j'aime.

BENAZIZA KAOUTER

DEDICACES

Grace à « Dieu » qui m'a tracé le chemin et m'a donné le pouvoir et le
Courage de continuer jusqu'à la fin, Du profond de mon cœur, je
dédie ce travail à tous ceux qui me sont cher :

A ma Mère GOURAI OM ELKHIRE

Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel
et ma considération pour les sacrifices que vous avez consenti pour
mon instruction et mon bien être.

Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez
depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagne
toujours.

A mon Père FARES

Ce travail est dédié à mon défini père, qui m'a toujours poussé et
motivé dans mes études.

Ce geste est preuve de reconnaissance de la part d'une fille

Qui a toujours prié pour le salut de son âme.

A ALI, MERIEM, IKHLAS, MOHAMED HABIB ALLAH, YASSIN
sont mes plus beaux cadeaux dans cette vie.

A Toute ma famille SADJI et GOURIA.

A tous mes amis et mes collègues et spécialement SANEF RATIBA et
MABKHOTE SOUMIA et ARCHAOUI FAIZA.

Toutes celles et tous ceux qui m'ont aidé d'une manière ou d'une
autre.

A mon binôme BENAZIZA KAOUTRE.

SADJI ZOULIKHA.

RESUME

L'objectif de ce travail est l'étude d'une structure en béton armé de forme régulière, constituée de R+8, réalisée dans le cadre d'une promotion immobilière.

Le bâtiment est situé dans la wilaya de Tlemcen, il fait partie de la zone de faible sismicité (zone I, selon RPA 99V2003). C'est une structure contreventée par un système voile-portique mixte avec justification d'interaction de sa conception conformément aux Règles Parasismiques Algériennes (RPA99 version 2003) et des codes du béton armé (CBA 93, BAEL 91).

L'étude dynamique a été réalisée à l'aide du logiciel SAP2000 V 14.0.0. Les résultats ont montré la bonne fiabilité et sécurité de la structure face aux charges appliquées.

Mots clés

Béton armé, voile, modélisation, étude dynamique.

ABSTRACT

The objective of this work is the study of a reinforced concrete structure of regular shape, consisting of R + 8, carried out as part of a real estate and commercial development.

The building is located in the wilaya of Tlemcen it is part of the low seismicity zone (zone I, according to RPA 99V2003). It is a structure braced by a mixed sail-frame system with justification interaction, of its design is made in accordance with the Algerian Seismic Rules (RPA99 version 2003) and the reinforced concrete codes (CBA 93, BAEL 91).

The dynamic study was carried out using SAP2000 V 14.0.0 software. The results showed the good reliability and safety of the structure against the applied loads.

Key words

Reinforced concrete, veil, modelling, dynamic study.

ملخص

الهدف من هذا المشروع هو دراسة هيكل خرساني مقوى ذو شكل منتظم يتكون من طابق ارضي+08 طوابق يتم تنفيذه كجزء من تطوير العقاري والتجاري.

يقع المبنى في ولاية تلمسان وهو جزء من المنطقة الزلزالية المنخفضة (المنطقة 1 حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل) انه هيكل مدعوم بنظام إطار شراع مختلط مع تفاعل مبرر وقد تم تصميمه وفقا لقواعد الزلازل الجزائرية (اصدار RPA99V2003) ورموز الخرسانة المسلحة (CBA93,BAEL91 modifié99)

أجريت الدراسة الديناميكية باستخدام برنامج SAP2000. أظهرت النتائج موثوقية وسلامة جيدة للهيكل ضد الاحمال المطبقة.

الكلمات المفتاحية:

الدراسة الديناميكية، الخرسانة المسلحة، SAP 2000، BAEL91modifié 99، RPA99V2003

SOMMAIRE

Introduction générale.....	1
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.....	2
I.1 Introduction :	3
I.2 Présentation et implantation du projet :	3
I.3 Les données géométriques :	3
I.4 Les données structurelles :	3
I.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux :	5
I.6.1 Le béton :	5
I.6.2 L'acier :	11
I.6 Hypothèses de calcul (BAEL91) :	11
I.7 Les données de calcul :	12
Chapitre II : Descente des charges et pré dimensionnement	13
II.1 Introduction :	14
II.2 Les planchers (en corps creux) :	14
II.3 Pré dimensionnement des éléments structuraux :	15
II.3.1 Les poutres :	15
II.3.2 Les poteaux :	16
II.4 Descente de charge :	20
II.4.1 Plancher terrasse inaccessible :	20
II.4.2 Plancher étage courant, RDC :	21
II.4.3 Murs extérieurs :	22
II.4.4 Murs intérieurs :	22
II.4.5 Dalle pleine :	24
II.4.6 Les escaliers :	24
II.5 Pré dimensionnement des voiles :	25
Chapitre III : Etude des éléments secondaires	27
III.1 Introduction :	28
III.2 Etude du plancher :	28
III.2.1 Dimensionnement des poutrelles :	28
III.2.2 Les types des poutrelles :	29
III.2.3 Détermination des efforts internes :	30
III.2.4 Calcul des moments et les efforts tranchant à l'ELU :	31
III.2.5 Calcul des moments et des efforts tranchant à l'ELS.....	32

III.2.6	Ferraillage des poutrelles (flexion simple) :.....	34
III.3	Ferraillage de la dalle de compression :	41
III.4	Etude de l'acrotère :.....	42
III.4.1	Charges horizontales :.....	43
III.4.2	Evaluation des sollicitations :.....	43
III.4.3	Excentricité :	43
III.4.4	Calcul de ferraillage :	44
III.5	Etude des escaliers :.....	47
III.5.1	Dimensionnement des escaliers :	48
III.5.2	Descente de charge sollicitant l'escalier :	49
III.5.3	Détermination des efforts internes des escaliers :	49
III.5.4	Ferraillage des escaliers :	50
III.5.5	Etude de la poutre palière :.....	54
III.6	Etude de l'ascenseur :.....	58
III.6.1	Introduction :.....	58
III.6.2	Epaisseur de la dalle d'ascenseur :.....	58
III.6.3	Évaluation des charges :.....	59
III.6.4	Vérification au poinçonnement :.....	59
III.6.5	Evaluation du moment :	60
III.6.6	Calcul du ferraillage :.....	63
Chapitre IV	: Etude dynamique	68
IV.1	Introduction :	69
IV.2	Objectif de l'étude dynamique :	69
IV.3	Modélisation de la structure :	69
IV.4	Disposition des voiles :.....	70
IV.5	Choix de la méthode de calcul :	70
IV.5.1	Méthode statique équivalente :.....	71
IV.5.2	Méthode d'analyse modale spectrale :	80
Chapitre V	: Etude des éléments structuraux	86
V.1	Introduction :	87
V.2	Etude des éléments structuraux :	87
V.2.1	Les poteaux :	87
V.2.2	Etude des poutres :	95
V.2.3	Les voiles :	112
Chapitre VI	: Etude de l'infrastructure.....	122

VI.1	Introduction :	123
VI.2	Etude géotechnique du sol :.....	123
VI.3	Combinaisons de calcul :.....	123
VI.4	Semelle isolée :.....	123
VI.5	Etude du radier :	124
VI.5.1	Calcul de l'épaisseur du radier :.....	124
VI.5.2	Calcul du débord du radier :.....	125
VI.5.3	Caractéristiques géométriques du radier :.....	125
VI.5.4	Vérification à l'effort hydrostatique :.....	126
VI.5.5	Evaluation des charges agissantes sur le radier :.....	126
VI.5.6	Evaluation et vérification des contraintes sous le radier :.....	128
VI.5.7	Calcul du ferrailage du radier :.....	128
	Conclusion générale	135
	Référence bibliographique	136
	Annexes	137

LISTE DES FIGURES

Figure I. 1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux	3
Figure I. 2 : Schéma d'un escalier.....	4
Figure I. 3 : Diagrammes des contraintes du béton à l'ELU.	7
Figure I. 4 : Diagrammes des contraintes du béton à l'ELS.	8
Figure I. 5 : Diagramme de l'essai de traction.	9
Figure I. 6 : Diagramme contraintes- déformations.	10
Figure II. 1 : Coupe transversale du plancher.	14
Figure II. 2 : Une coupe dans un plancher.	15
Figure II. 3 : Surface supportée pas le poteau le plus sollicité.....	18
Figure II. 4 : Terrasse inaccessible.....	20
Figure II. 5 : Plancher étage courant RDC.	21
Figure II. 6 : Coupe transversale du mur extérieur.	22
Figure II. 7 : Coupe transversale des murs intérieurs type 01.....	22
Figure II. 8 : Coupe transversale des murs intérieurs type 02.....	23
Figure II. 9 : Dimensions d'un voile.....	26
Figure III. 1 : Vus en coupe d'une poutrelle.....	28
Figure III. 2 : Schéma de la disposition des poutrelles	29
Figure III. 3 : Type des poutrelles	30
Figure III. 4 : Encrage des armatures.	38
Figure III. 5 : Schéma des ferrillages des poutrelles en appui.....	40
Figure III. 6 : Schéma des ferrillages des poutrelles en travée.....	41
Figure III. 7 : Schéma de ferrillage de la dalle de compression.	42
Figure III. 8 : Dimension de l'acrotère	42
Figure III. 9 : Ferrillage de l'acrotère.....	47
Figure III. 10 : Schéma d'escalier.....	47
Figure III. 11 : Schéma statique des escaliers	49
Figure III. 12 : Ferrillage de la poutre palière en appui et en travée	57
Figure III. 13 : Schéma d'un ascenseur.	58
Figure IV. 1 : Modélisation de la structure	69
Figure IV. 2 : Disposition des voiles.....	70
Figure IV. 3 : Spectre de réponse R=5	81
Figure V. 1 : Zone nodale	94
Figure V. 2 : Ferrillage de poteau.....	95
Figure V. 3 : Ferrillage de la poutre principale	104
Figure V. 4 : Ferrillage de la poutre secondaire	112

Figure V. 5 : Cas d'un voile de section entièrement comprimé.....	114
Figure V. 6 : Cas d'un voile de section partiellement comprimée.....	115
Figure V. 7 : Schéma statique d'une section partiellement comprimée.....	119
Figure V. 8 : Dispositions du ferrailage longitudinal du voile.	121
Figure VI. 1 : Schéma statique du ferrailage du radier	134

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I. 1 : Caractéristiques géométriques du bâtiment.....	3
Tableau I. 2 : Facteur de durée d'application des charges.....	7
Tableau I. 3 : Les hypothèses de calcul.....	12
Tableau II. 1 : Récapitulation de pré dimensionnement des poteaux et des poutres.....	19
Tableau II. 2 : Plancher terrasse inaccessible.....	20
Tableau II. 3: Plancher étage courant.....	21
Tableau II. 4 : Mur extérieur.....	22
Tableau II. 5 : Murs intérieurs type 01.....	23
Tableau II. 6 : Murs intérieurs type 02.....	23
Tableau II. 7 : Dalle pleine.....	24
Tableau II. 8 : Palier.....	24
Tableau II. 9 : Volée.....	25
Tableau III. 1 : Evaluation des charges.....	30
Tableau III. 2 : Des moments et efforts tranchants type 2.....	33
Tableau III. 3 : Des moments et efforts tranchants type 3.....	33
Tableau III. 4 : Des moments et efforts tranchants type 4.....	34
Tableau III. 5 : Des moments et efforts tranchants type 5.....	34
Tableau III. 6 : D'encrage des armatures.....	39
Tableau III. 7 : Ferrailage des poutrelles.....	40
Tableau III. 8 : Armatures adopté.....	44
Tableau III. 9 : Les moments isostatiques des rectangles à ELU.....	61
Tableau III. 10 : Les moments isostatiques des rectangles à ELS.....	61
Tableau IV. 1 : Coefficient d'accélération de zone A.....	72
Tableau IV. 2 : Valeur de T_1 et T_2	73
Tableau IV. 3 : Valeur de ξ (%).....	73
Tableau IV. 4 : Pénalité en fonction des critères de qualité q.....	77
Tableau IV. 5 : Poids de la structure.....	78
Tableau IV. 6 : La force sismique de chaque niveau.....	79
Tableau IV. 7 : Période et masse modale de la structure.....	80
Tableau IV. 8 : Valeurs des efforts tranchants à la base statiques et dynamiques.....	81
Tableau IV. 9 : Vérification du déplacement dans le sens x.....	82
Tableau IV. 10 : Vérification du déplacement dans le sens y.....	83
Tableau IV. 11 : Vérification de l'effet P-Delta suivant le sens x.....	83
Tableau IV. 12 : Vérification de l'effet P-Delta suivant le sens y.....	84
Tableau V. 1 : Vérification spécifique sous sollicitations normales.....	88
Tableau V. 2 : Vérification des sollicitations tangentes pour chaque niveau.....	89

Tableau V. 3 : Les sollicitations maximales à $G + Q + E_y$	90
Tableau V. 4 : Les résultats de ferrailage des poteaux à l'accidentel ($G+Q \pm E_y$).....	92
Tableau V. 5 : Longueur de recouvrement des poteaux.....	93
Tableau V. 6 : Les armatures transversales des poteaux.....	95
Tableau V. 7 : Sollicitation de la poutre principale à ELU.....	97
Tableau V. 8 : Sollicitation de la poutre principale à ELS.....	97
Tableau V. 9 : Sollicitation de la poutre principale à $G + Q + E$	97
Tableau V. 10 : Sollicitation de la poutre principale à $0,8G + E$	97
Tableau V. 11 : Vérification des contraintes en travée.....	100
Tableau V. 12 : Vérification des contraintes en travée.....	102
Tableau V. 13 : Ferrailage des poutres principales.....	104
Tableau V. 14 : Sollicitation de la poutre secondaire à ELU.....	105
Tableau V. 15 : Sollicitation de la poutre secondaire à ELS.....	105
Tableau V. 16 : Sollicitation de la poutre secondaire à $G + Q + E_y$	105
Tableau V. 17 : Sollicitation de la poutre secondaire à $0,8G + E$	105
Tableau V. 18 : Vérification des contraintes en travée.....	107
Tableau V. 19 : Vérification des contraintes en travée.....	110
Tableau V. 20 : Ferrailage des poutres secondaire.....	111
Tableau V. 21 : Sollicitations des voiles.....	115
Tableau V. 22 : Ferrailage de voiles sens (x-x).....	117
Tableau V. 23 : Vérification des contraintes tangentielles sens (x-x).....	118
Tableau V. 24 : Ferrailage de voiles sens (y-y).....	121
Tableau V. 25 : Vérification des contraintes tangentielles sens (y-y).....	121

LISTE DES NOTATIONS

G : Action permanente

Q : Action d'exploitation

RPA : Le règlement parasismique Algérien.

E : Action accidentelle.

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

σ_{bc} : Contrainte du béton.

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

σ_{st} : Contrainte d'acier

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

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement

ε_{bc} : Déformation du béton en compression.

F_{bc} : Contrainte de calcul

F_{cj} : Résistance à la compression

F_{tj} : Résistance à la traction

F_{c28} : Résistance caractéristique à 28jours

F_e : Limite élastique d'acier

E_{ij} : Déformations instantanées.

E_{vj} : Déformations différées

e : Excentricité

e_p : Epaisseur

ν : Coefficient de poisson

h_e : Hauteur libre d'étage

A_{st} : Section d'armature

A_r : Armature de répartition

γ_b : Coefficient de sécurité de béton

γ_s : Coefficient de sécurité d'acier

Θ : Coefficient d'application

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_u : Moment ultime réduite

α : Position relative de la fibre neutre

Z : Bras de levier

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

d' : Distance entre les armatures et la fibre neutre

C_p : Facteur de force horizontal

E_s : Module d'élasticité longitudinal

λ : L'élancement mécanique des poteaux.

B_r : 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

V : Effort tranchant

N : Effort normal

A : Coefficient d'accélération de zone

D : Facteur d'amplification dynamique

R : Coefficient de comportement global de la structure

Q : Facteur de qualité

W : Poids total de la structure

W_i : Poids sismique au niveau « i »

C_t : Coefficient de période

β : Coefficient de pondération

L_f : Longueur de flambement.

f : Flèche admissible.

f : Flèche.

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

\varnothing_t : Diamètre d'une barre d'acier transversale

S_t : Espacement.

ELU : Etat limite ultime.

ELS : Etat limite service.

K : Coefficient de raideur du sol.

L_{sa} : Longueur de scellement.

Introduction générale

L'Algérie est parmi les pays qui sont soumis à de grandes activités et risques sismiques. Pendant les dernières décennies, les séismes ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants.

Pour mieux se protéger contre d'éventuels événements sismiques, il bien de comprendre le phénomène des tremblements de terres qui sont des mouvements forts du sol.

Les ingénieurs en génie civil sont appelés à dotés les structures d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante face aux séismes. Tout en tenant compte des aspects fonctionnels, économiques et de la viabilité de l'ouvrage. Cependant, le choix du système de contreventement dépend des considérations spécifiques au bâtiment, de la capacité portante et des contraintes architecturales.

Le projet qui nous a été confié est l'étude d'un bâtiment multifonctionnel conçu sur un terrain en pente. Il est renforcé par un système mixte voile-portique.

L'étude de ce bâtiment est menée dans le respect des réglementations et des recommandations en vigueur et notamment les techniques associées.

Pour faire une bonne étude du projet, la reconnaissance du sol est essentielle et cela passe par des essais en laboratoire, ainsi que des essais sur site.

Dance cette étude, le plan de travail a été organisé de la manière suivante :

- Le premier chapitre, est consacré aux généralités
- Le deuxième est consacré au pré dimensionnement des éléments structuraux de la structure.
- Le troisième chapitre est consacré à l'étude des éléments non structuraux
- Le quatrième chapitre concerne l'étude dynamique.
- Le cinquième chapitre, est consacré au renforcement des éléments structuraux.
- Le sixième chapitre est consacré à l'étude de fondation.

Et nous terminons par une conclusion générale de ce travail.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction :

Pour qu'une étude génie civil soit bien faite, la reconnaissance des caractéristiques géométriques et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est indispensable, c'est l'objet de ce premier chapitre.

I.2 Présentation et implantation du projet :

Le projet qui en train d'être étudié est un bâtiment à usage d'habitation. Il est composé d'un rez-de-chaussée plus huit étages, se trouvant à TLEMCEM. Cette région est classée selon le RPA99 version 2003 comme une zone de faible sismicité (zone I).

I.3 Les données géométriques :

Longueur du bâtiment	23,70 m
Largeur du bâtiment	22,17 m
Hauteur des étages RDC	3,06 m
Hauteur des étages courants	3,06 m
Hauteur totale de bâtiment	27,54 m

Tableau I. 1 : Caractéristiques géométriques du bâtiment.

I.4 Les données structurelles :

L'ossature est constituée de portiques contreventés par des voiles en béton armé. Le rôle de l'ossature est d'assurer la stabilité sous l'influence des actions verticales et horizontales.

➤ Les planches:

Le plancher est réalisé en corps creux avec une dalle de compression type (16+5) cm, pour le RDC et les étages courants.

On utilise ce type de plancher pour les raisons suivantes :

- La facilité de réalisation.
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes.
- Réduire le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.

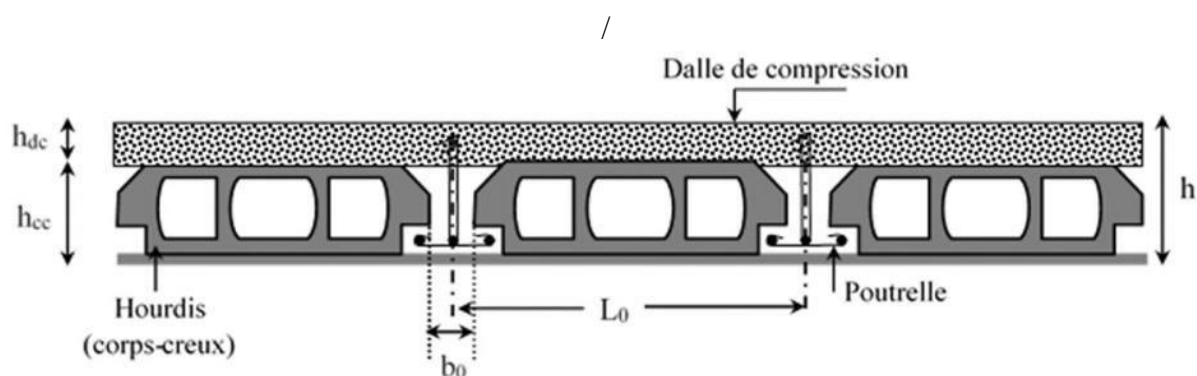


Figure I. 1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux .

Avec :

h_{cc} : Hauteur du corps creux.

h_{dc} : Hauteur de la dalle de compression.

b_0 : Largeur de la nervure de 8 à 12 cm.

L_0 : Distance entre axe des poutrelles.

➤ **Maçonnerie :**

Les murs extérieurs sont constitués de doubles cloisons espacées d'environ 5 cm.

Les murs intérieurs sont constitués d'une cloison de dix centimètre d'épaisseur.

La brique de maçonnerie la plus utilisée en ALGÉRIE est la brique creuse. Pour ce travail, nous avons deux types de briques (dix trous et douze trous).

➤ **Revêtements :**

Enduit en plâtre pour les plafonds.

Enduit de ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.

Carrelage pour le sol.

Le sol de la terrasse sera recouvert de plusieurs couches pour éviter l'infiltration des eaux pluviales

➤ **Poteaux :**

Dans notre cas on propose des poteaux carrés.

➤ **Poutres :**

Toutes les poutres qui composent les différents étages sont :

Les poutres principales.

Les poutres secondaires.

➤ **Escaliers :**

Les escaliers sont des éléments supplémentaires qui permettent d'accéder à un autre niveau, ils seront réalisés en béton coulé sur place.

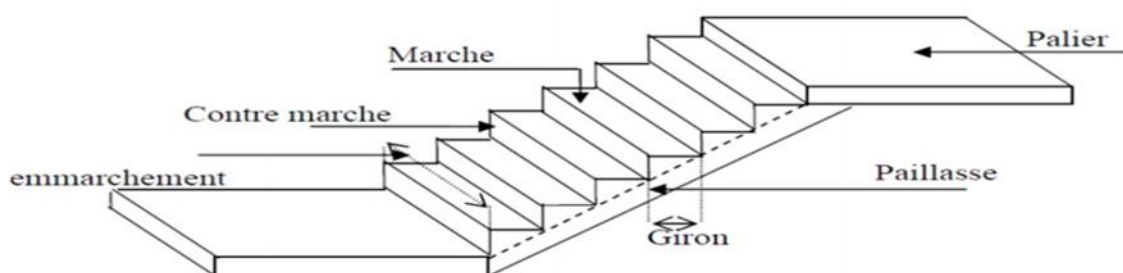


Figure I. 2 : Schéma d'un escalier.

➤ **L'acrotère :**

C'est un élément de béton armé qui entoure la terrasse d'une hauteur de 60 cm et d'épaisseur de 10 cm.

➤ **Terrasse :**

Il existe un seul type de terrasse : une terrasse inaccessible.

➤ **Isolation :**

L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher, par contre au niveau des murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois qui compose se dernier, et par la minimisation des ponts thermique en cours de réalisation.

➤ **L'ascenseur :**

L'ascenseur est un appareil destiné à faire monter verticalement des personnes ou des chargements aux différents niveaux dans un bâtiment.

Il est constitué d'une cabine, se déplaçant par glissière verticale dans la cage d'ascenseur. Cette dernière est équipée d'un dispositif permettant le déplacement de la cabine. L'ascenseur qu'on étudie est un ascenseur sans local de machine. Dans ce nouveau concept, le système de traction de l'ascenseur est placé dans la gaine. L'ensemble de l'espace occupé par l'ascenseur est donc réduit.

➤ **Les voiles :**

On a deux types de voile ; les voiles de contreventement qui reprennent les charges horizontales, et les voiles périphériques qui résiste au poussé du sol.

➤ **Infrastructure :**

Elle assure les fonctions suivantes :

- Transmission des charges verticales et horizontales au sol.
- Limitation des tassements différentiels.

I.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.6.1 Le béton :

Le béton est un matériau de construction hétérogène, constitué artificiellement par un mélange intimé de matériaux inertes appelés « granulats » (sable, graviers, pierres cassées...). Ces derniers sont composés de ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvants comme modificateur des propriétés.

C'est le matériau de construction le plus utilisé dans l'industrie de la construction. Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression qui seront développés.

➤ **Principaux caractères et avantages :**

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les 4 opérations :

- Exécution d'un coffrage en bois ou en métal.
- La mise en place des armatures dans le coffrage.
- Mise en place et « serrage » du béton dans le coffrage.
- Décoffrage après durcissement suffisant du béton.

➤ **Résistance mécanique :**

➤ **Résistance caractéristique à la compression :**

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

$$F_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \quad \text{Si } j < 28 \text{ jours}$$

$$F_{cj} = 1,1f_{c28} \quad \text{Si } j > 28 \text{ jours}$$

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

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

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

$$F_{tj} = 0,6 + 0,06f_{c28}$$

➤ **Déformations longitudinales du béton :**

Le module de déformation longitudinale instantané :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad \text{Pour le calcul sous charges de courte durée}$$

Le module de déformation longitudinale différé :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad \text{Pour le calcul sous charges de longue durée}$$

➤ **Coefficient de poisson :**

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

$\nu = 0.0$ dans le calcul des sollicitations à l'ELU (béton fissuré).

$\nu = 0.2$ dans le calcul des déformations à l'ELS.

➤ **Contraintes limites :**

L'ELU :

Le diagramme contrainte-déformation du béton utilisé dans ce cas est le diagramme de calcul dit : « parabole-rectangle » il comporte un arc de parabole qui s'étend de l'origine des coordonnées jusqu'à son sommet de coordonnées $\epsilon_{sc} = 2\text{‰}$ et $\sigma_{bc} = F_{bu}$ suivi d'un segment de droite parallèle à l'axe des déformations et tangent à la parabole à son sommet.

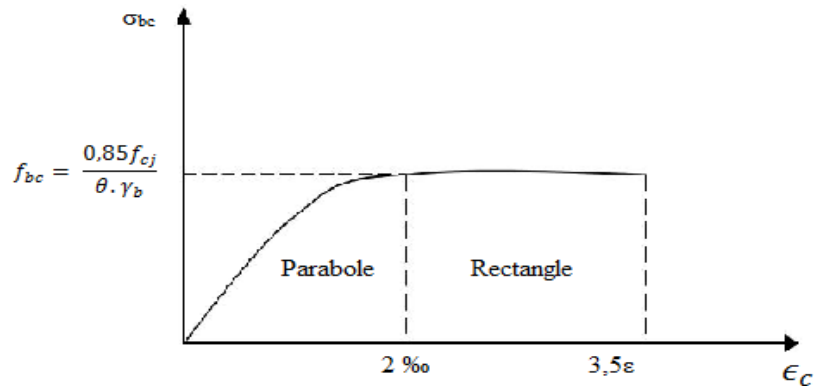


Figure I. 3 : Diagrammes des contraintes du béton à l'ELU.

Avec :

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression

f_{bc} : Contrainte de calcul pour $2\text{‰} < \epsilon_{bc} < 3,5\text{‰}$

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton "j" jours

γ_b : Coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1,5$ cas générale

$\gamma_b = 1,15$ cas de combinaisons accidentelles.

θ : Facteur de durée d'application des charges

θ	Durer application
1	> 24h
0,9	1h \leq durée \leq 24h
0,85	< 1h

Tableau I. 2 : Facteur de durée d'application des charges

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

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

Équation de contrainte -déformation de béton :

$$0\text{‰} < \epsilon_{bc} < 02\text{‰} \rightarrow \sigma_{bc} = f_{bc} \left[1 - \left(\frac{2 \times 10^{-3} - \epsilon_{bc}}{2 \times 10^{-3}} \right)^2 \right]$$

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

L'ELS :

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

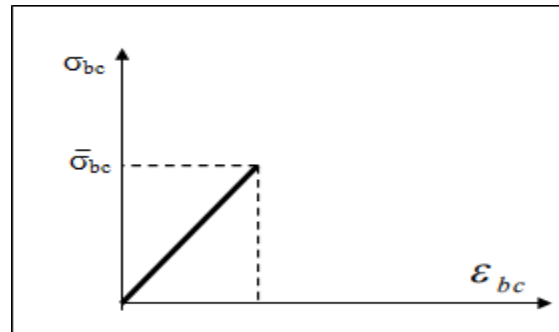


Figure I. 4 : Diagrammes des contraintes du béton à l'ELS.

La contrainte de compression du béton doit être au plus égale à $\sigma_{bc}=0.6 f_{cj}$

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

Avec

γ_b : Coefficient de sécurité

- $\gamma_b = 1,50$ en situation courante
- $\gamma_b = 1,15$ en situation accidentelle

➤ **Contrainte limite de cisaillement (Art A – 5.1.21 BAEL91) :**

- $\tau_u = \min(0,13f_{c28}; 5\text{MPa})$ Pour la fissuration peu nuisible.
- $\tau_u = \min(0,10f_{c28}; 4\text{MPa})$ Pour la fissuration préjudiciable.

➤ **Contraintes de service à la compression (Art A – 4 .5 .2 BAEL91) :**

- $\sigma_{bc} = 0,06f_{c28}$
- $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$

➤ **Module d'élasticité transversale :**

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

ν : Coefficient de poisson.

➤ **Coefficient de poisson (Art A.2 1 3 BAEL91) :**

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales, il sera pris égale à :

- $\vartheta = 0,2$ l'état limite de service.

- $\vartheta = 0$ l'état limite ultime.

➤ **Diagramme contrainte- déformation :**

Le diagramme contrainte déformation a l'allure suivante :

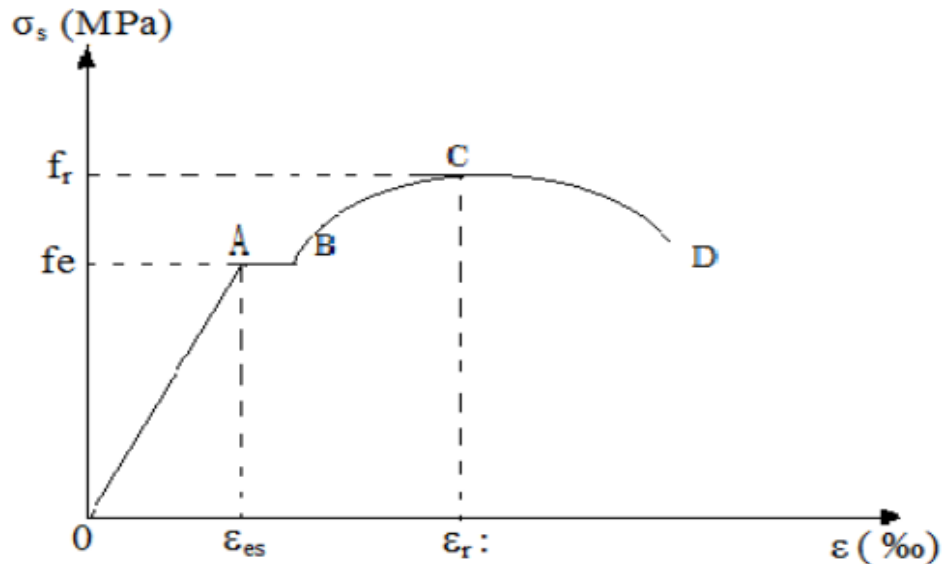


Figure I. 5 : Diagramme de l'essai de traction.

Avec :

f_r : Résistance à la rupture

f_e : Limite d'élasticité

ϵ_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier

ϵ_r : Allongement à la rupture.

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

- Zone OA : Domaine élastique linéaire.
- Zone AB : Domaine plastique
- Zone BC : Domaine de raffermississement
- Zone CD : Domaine de striction

➤ **Diagramme contrainte déformation de calcul :**

Dans le calcul relatif aux états limites, on utilisera le diagramme simplifié suivant.

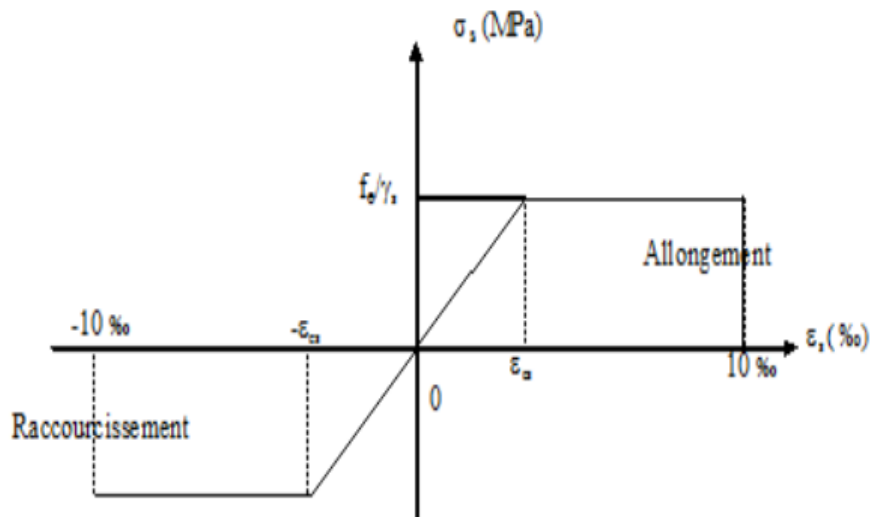


Figure I. 6 : Diagramme contraintes- déformations.

➤ **Limite d'élasticité :**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{avec } \gamma_s : \text{Coefficient de sécurité}$$

- $\gamma_s = 1,15$ En situation durable
- $\gamma_s = 1$ En situation accidentelle

➤ **La contrainte maximale des armatures tendues à l'ELS :**

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures). Ceci est obtenu en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service. D'après les règles BAEL91, on distingue trois cas de fissuration :

- ✓ Fissuration peu nuisible (BAEL9 / Art 4-5-32) :

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

- ✓ Fissuration préjudiciable (BAEL91/Art 4-5-33) :

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

- ✓ Fissuration très préjudiciable (BAEL91 / Art 4-5.34) :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right)$$

- ✓ Protection des armatures (Art A.7-2 4 BAEL91) :

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

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

I.6.2 L'acier :

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

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

➤ **Différents types d'aciers :**

On utilise en construction les nuances d'acier suivantes :

➤ **Les ronds lisses (R.L) :**

- Fe E 215 MPa
- Fe E 235 MPa

➤ **Les hautes adhérences (H.A) :**

- Fe E 400 MPa
- Fe E 500 MPa

➤ **Les treillis soudés (T.S) :**

- Treillis soudés de maille $150 \times 150 \text{ mm}^2$ avec $\Phi = 3,5 \text{ mm}$
- Treillis soudés de maille $200 \times 200 \text{ mm}^2$ avec $\Phi = 5 \text{ mm}$

I.6 Hypothèses de calcul (BAEL91) :

- Les sections droites restent planes après déformation.
- La résistance à la traction du béton est négligeable en raison de la fissuration.
- Le diagramme contrainte-déformation du béton est déterminé.
- Des emplacements où le diagramme de déformation en coupe transversale peut traverser au moins l'un des trois emplacements sont définis.

I.7 Les données de calcul :

Dosage de ciment	350 kg / m ³
La résistance à la composition du béton	$F_{c28} = 25$ MPa
La résistance à la traction du béton	$F_{t28} = 2.1$ MPa
Contrainte limites de béton à la compression	$F_{bc} = 14,17$ MPa
Module d'élasticité longitudinal instantané	$E_{ij} = 32164.195$ MPa
Module d'élasticité longitudinal différé	$E_{vj} = 10819$ MPa
Limite d'élasticité des armatures longitudinales	$F_e = 400$ Mpa [HA]
Limite d'élasticité des armatures transversales	$F_e = 235$ Mpa [RL]
Facteur de correction d'amortissement	$\eta = 1.6$
Contrainte admissible du béton	$\overline{\sigma}_{bc} = 15$ MPa
Contrainte à la Limite d'élasticité	$\sigma_{st} = 347.82$ MPa
Contrainte admissible d'acier	$\overline{\sigma}_{st} = 201.63$ MPa

Tableau I. 3 : Les hypothèses de calcul

Conclusion :

Ce chapitre donne une vue globale sur ce projet, les caractéristique géométriques, l'implantation, les différents règlements à utiliser ainsi que les caractéristiques des matériaux à adopter.

**Chapitre II : Descente des charges et pré
dimensionnement**

II.1 Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments d'un projet génie civil est une étape principale et obligatoire. Il est basé sur le principe de la descente des charges.

Il existe deux types de charge : la charge permanente G et la charge d'exploitation Q.

Le calcul sera fait selon les règles du CBA93 et du RPA 99 Version 2003, pour arriver à déterminer une épaisseur économique.

II.2 Les planchers (en corps creux) :

Les planchers sont des surfaces qui constitue une plateforme horizontale. Leur rôle principal est de recevoir les charges horizontales et de les répartir sur les éléments porteurs. En plus de cette participation à la stabilité de construction, ils permettent une isolation thermique et acoustique entre différents niveaux. Dans cette étude le choix d'un plancher en corps creux a été adopté, comme illustré sur la figure II.1

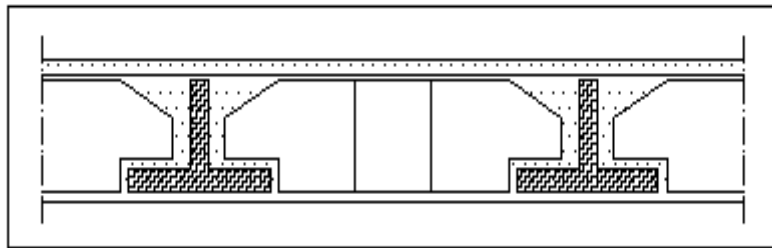


Figure II. 1 : Coupe transversale du plancher.

Afin de déterminer l'épaisseur des plancher de type corps creux, il faut établir la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22,5}$$

L : plus grande portée dans le sens considéré .

$$h_t \geq \frac{315}{22,5} \rightarrow h_t \geq 14 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } h_t = 21 \text{ cm (16+5) cm.}$$

Donc la hauteur du plancher est de 30 cm.

(16+ 5) : 21 cm de corps creux et 5cm de dalle de compression.

$$h_t = 21 \text{ cm.}$$

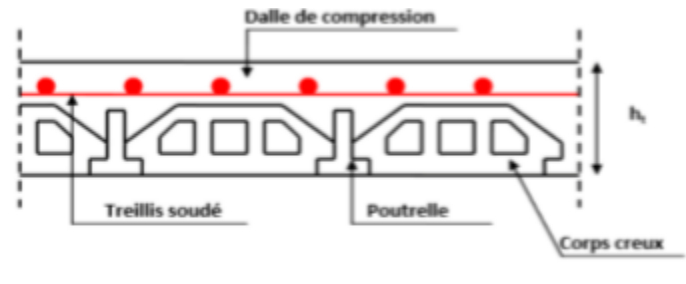


Figure II. 2 : Une coupe dans un plancher.

II.3 Pré dimensionnement des éléments structuraux :

II.3.1 Les poutres :

Les poutres sont l'un des principaux éléments porteurs dans la construction et elles sont fabriquées en béton armé. D'après les formules du BAEL 91 et vérifiées selon le RPA 2003 le pré-dimensionnement sera établi.

II.3.1.1 Les poutres principales :

La longueur la plus défavorable $L = 655 \text{ cm}$

D'après le « BAEL 91 modifié 99 » :

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

Avec :

h : La hauteur de la section.

b : La largeur de la section.

L : La portée maximale de la poutre.

$$\left\{ \frac{655}{15} \leq h \leq \frac{655}{10} \right\} \rightarrow 39 \leq h \leq 65,5 \text{ cm}$$

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

D'après « RPA 99 version 2003 » pour la zone I :

$$\{0,3h \leq b \leq 0,7h\} \rightarrow \{15 \leq b \leq 35 \text{ cm}\}$$

$b = 30 \text{ cm}$

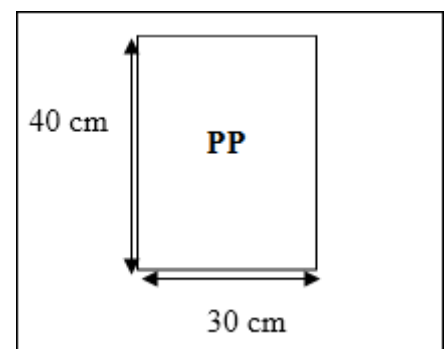
Vérification selon le « RPA 99 version 2003 » :

$$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{40}{30} = 1,33 \leq 4$$

$$b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{c.v}$$

Poutre principale : (30,40)



II.3.1.2 Les poutres secondaires :

La longueur la plus défavorable $L=315$ cm

D'après le « BAEL 91 modifié 99 » :

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

$$\frac{315}{15} \leq h \leq \frac{315}{10} \rightarrow 21 \leq h \leq 31,5 \text{ cm}$$

On prend : $h = 30$ cm

D'après « RPA 99 version 2003 » pour la zone I :

$$\{0,3h \leq b \leq 0,7h\} \rightarrow \{9 \leq b \leq 21 \text{ cm}\}$$

On prend le minimum de RPA $b = 30$ cm

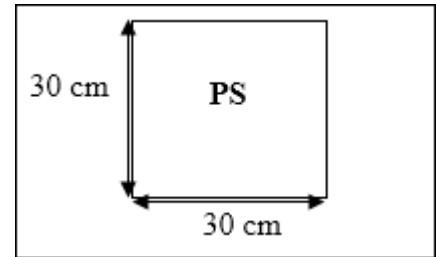
Vérification selon le « RPA 99 version 2003 » :

$$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{30}{30} = 1 \leq 4$$

$$b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{c.v}$$

Poutre secondaire (30,30)



II.3.2 Les poteaux :

Le pré-dimensionnement se fait par la vérification de la capacité portante d'une section choisie, en compression simple avec flambement.

D'après (RPA 99 version 2003 page 63)

$$i_{\min} = \frac{a}{2\sqrt{3}} \rightarrow \lambda = \frac{l_f}{i_{\min}} = 35 \rightarrow a = \frac{2\sqrt{3}l_f}{\lambda}$$

$$l_0 = 3,06 \text{ m}$$

$$L_f = 0,7 l_0 \text{ (encasté-encasté)}$$

$$L_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 3,06 = 2.128 \text{ m}$$

On se fixe l'élancement $\lambda = 35$ pour rester toujours dans les compressions centrées :

$$a = \frac{2\sqrt{3}l_f}{\lambda} = \frac{2\sqrt{3} \times 2,128}{35} = 21,06 \text{ cm}$$

Ces dimensions sont déterminées par la descente des charges du poteau le plus sollicité.

D'après le CBA93, l'effort N_u agissant sur un poteau doit être égal à la valeur suivante :

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br. f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

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

$$\gamma_b = 1,50$$

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

$$\gamma_s = 1,16$$

$$B_r = (b - 2)(h - 2)$$

Pour que toutes les armatures participent à la résistance du poteau, on prendra :

$$\lambda \leq 35$$

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

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

$$\beta = 0,85 \times \left(\frac{\lambda}{1500}\right) \quad \text{Si } 50 < \lambda < 70.$$

On se fixe un élanement mécanique $\lambda=35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où : $\beta = 1,2$

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

$$\alpha = \frac{0,85}{\beta} \quad \text{Avec } \alpha : \text{coefficient de minoration}$$

$$\alpha = \frac{0,85}{\beta} = 0,708$$

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

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

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

$$B_r \geq \frac{1,2 N_u}{\frac{14,17}{0,9} + 0,85 \frac{1 \times 400}{100 \times 1,15}} = 0,064 N_u$$

$$N_u = Q \cdot S \cdot n$$

N_u = effort normal ultime

Q : Charge moyenne répartie de 1t/m²

n : Nombre d'étage (plancher)

S : Surface supportée par le poteau le plus défavorable

Cette étude s'établit sur le cas du poteau le plus sollicité dans la structure, qui se situe au niveau du RDC (voir la Figure X), par conséquent la surface totale supportée par ce dernier est égale à $S = \left(\frac{5,85}{2} + \frac{5,85}{2}\right) \times \left(\frac{1,95}{2} + \frac{3,15}{2}\right) = 14,91\text{m}^2$

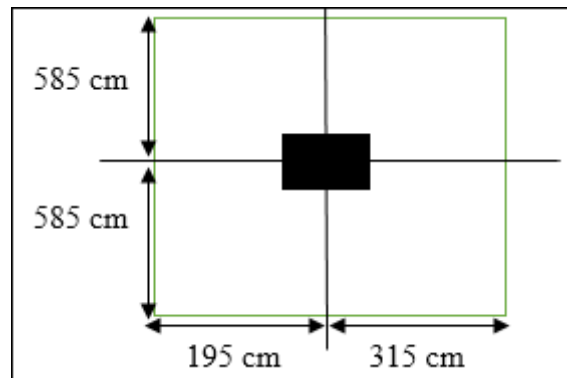


Figure II. 3 : Surface supportée pas le poteau le plus sollicité

On prend : Q = 1 t/m² et n = 8 étages (n nombre d'étage).

$$N_u = 1 \times 14,91 \times 8 = 119,28 \text{ t}$$

$$N_u = 1,1928 \text{ MN}$$

II.3.2.1 Section réduite (Br) :

$$B_r \geq \frac{1,2N_u}{\frac{14,17}{0,9} + 0,85 \frac{1 \times 400}{100 \times 1,15}} = 0,064 N_u$$

$$B_r = 0,343\text{m}^2$$

$$a = b \geq \sqrt{0,343} = 0,58 \text{ m}$$

Soit ; un poteau premier étage (60x60) cm²

➤ **Vérification des conditions du R.P.A 99(version 2003) pour RDC et 1^{er} étage :**

- min (a, b) > 25 cm → Vérifiée
- min (a, b) > $\frac{h_e}{20} = \frac{3,06}{20} = 15,2 \text{ cm}$ → Vérifiée
- $\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4$ → $\frac{1}{4} < \frac{60}{60} < 4$ → $\frac{1}{4} < 1 < 4$ → Vérifiée

➤ **Vérification du poteau au flambement :**

Le poteau le plus défavorable est le poteau du rez-de-chaussée car il supporte la plus grande charge.

Calcul de moment d'inertie :

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

Rayon de giration i_x, i_y :

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{i_x}{a.b}} = \sqrt{\frac{1080000}{60 \times 60}} = 17,32 \text{ cm}$$

Elancements mécanique $\lambda (x, y)$:

$$L_f = K \cdot H_0$$

Avec :

L_f : Longueur de flambement.

$H_0 = 3,06 \text{ m}$ (La hauteur sur le plafond).

$K = 0,7$; Pour le poteau d'un bâtiment à étage multiple

$L_f = K \cdot H_0 = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m}$ (les poteaux sont encastres directement sur la fondation).

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{L_f}{i_x} = \frac{0,7 \times 3,06}{17,32 \times 10^{-2}} = 12,28$$

$\lambda_x = \lambda_y = 12,28 < 25 \rightarrow$ pas risque de flambement.

II.3.2.2 Récapitulation de pré dimensionnement :

Elément	Poteau (cm ²)	Poutre principale (cm ²)	Poutre secondaire (cm ²)
RDC	(60x60)	(30x40)	(30x30)
1 ^{er} étage	(60x60)	(30x40)	(30x30)
2 ^{ème} étage	(50x50)	(30x40)	(30x30)
3 ^{ème} étage	(50x50)	(30x40)	(30x30)
4 ^{ème} étage	(40x40)	(30x40)	(30x30)
5 ^{ème} étage	(40x40)	(30x40)	(30x30)
6 ^{ème} étage	(30x30)	(30x40)	(30x30)
7 ^{ème} étage	(30x30)	(30x40)	(30x30)
8 ^{ème} étage	(30x30)	(30x40)	(30x30)

Tableau II. 1 : Récapitulation de pré dimensionnement des poteaux et des poutres

II.4 Descente de charge :

L'objectif de calcul de la descente des charges est de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

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

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

II.4.1 Plancher terrasse inaccessible :

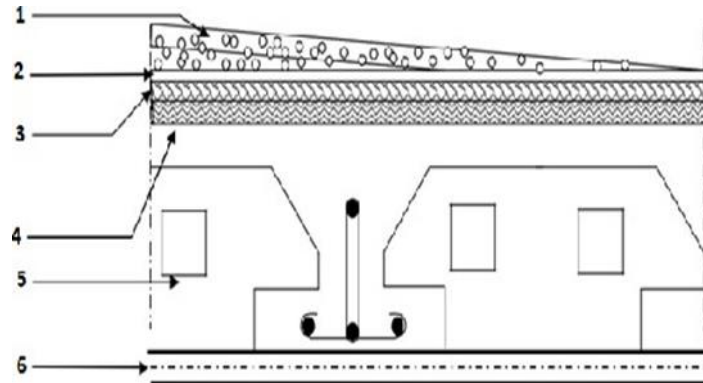


Figure II. 4 : Terrasse inaccessible.

Charge Permanente (G) :

N	Matériaux	Charges permanent (KN/m ²)
1	Protection gravillon	1
2	Etanchéité multicouche	0,12
3	Forme de pente	1,10
4	Polystyrène	0,10
5	Plancher à corps creux (16+5 cm)	3,35
6	Enduit en ciment	0,20
$\sum G = 5,87 \text{ KN/m}^2$		

Tableau II. 2 : Plancher terrasse inaccessible.

$$G=5,87 \text{ KN/m}^2$$

Charge d'exploitation (Q) :

D'après DTR BC 2.2 → $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

II.4.2 Plancher étage courant, RDC :

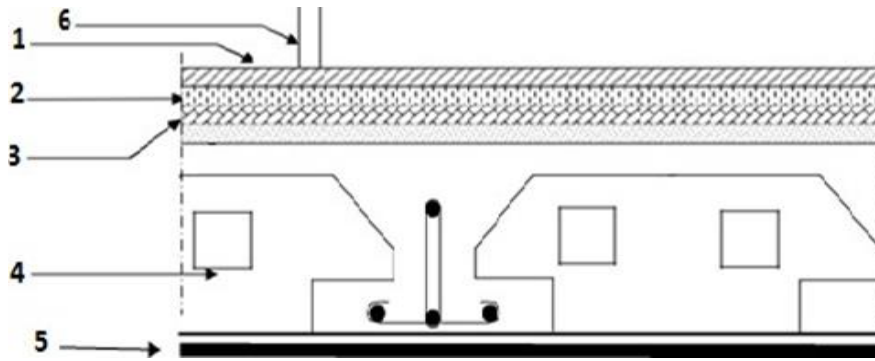


Figure II. 5 : Plancher étage courant RDC.

Charge permanent (G) :

N° :	Matériaux	Charges permanent (KN/m ²)
1	Carrelage	0,40
2	Mortier de pose	0,40
3	Lit de sable	0,35
4	Plancher a corps creux (16+5 cm)	3,35
5	Enduit en plâtre	0,2
6	Cloisons légères	0,90
$\sum G = 5,6 \text{ KN/m}^2$		

Tableau II. 3: Plancher étage courant.

$$G = 5,6 \text{ KN/m}^2$$

Charge exploitation (Q) :

D'après DTR BC 2.2 → $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

II.4.3 Murs extérieurs :

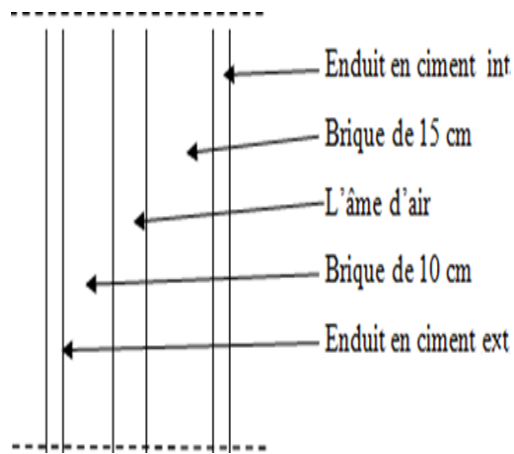


Figure II. 6 : Coupe transversale du mur extérieur.

Charge permanent (G) :

N° :	Matériaux	Charges permanent KN/m ²
1	Enduit extérieur en ciment	0,40
2	Brique creuse 15 cm	1,35
3	Brique creuse 10 cm	0,90
4	Enduit intérieur en plâtre	0,4
$\sum G = 3,05\text{KN/m}^2$		

Tableau II. 4 : Mur extérieur

II.4.4 Murs intérieurs :

On a deux types de murs :

Type 01 :

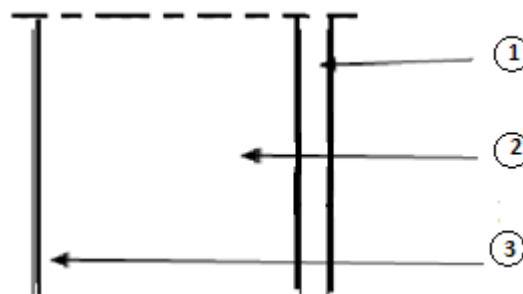


Figure II. 7 : Coupe transversale des murs intérieurs type 01.

Charge permanent (G) :

N	Matériaux	Charges permanent (KN/m ²)
1	Enduit intérieur en plâtre	0,18
2	Brique creuse de 10 cm	0,90
3	Enduit extérieur en plâtre	0,18
$\sum G = 1,26 \text{ KN/m}^2$		

Tableau II. 5 : Murs intérieurs type 01

Type 02 :

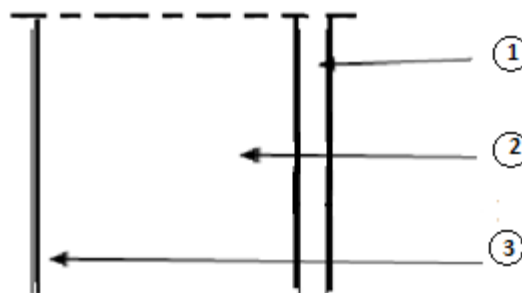


Figure II. 8 : Coupe transversale des murs intérieurs type 02.

Charge permanent (G) :

N	Matériaux	Charges permanent (KN/m ²)
1	Enduit intérieur en plâtre	0,18
2	Brique creuse de 15 cm	1,35
3	Enduit extérieur en plâtre	0,18
$\sum G = 1,71 \text{ KN/m}^2$		

Tableau II. 6 : Murs intérieurs type 02.

II.4.5 Dalle pleine :

N	Matériaux	Charges permanant (KN/m ²)
1	Carrelage	0,44
2	Mortier de pose	0,40
3	Lit de sable	0,36
4	Dalle pleine (15)	3,75
5	Enduit en plâtre	0,20
6	Cloisons intérieures	1,00
$\sum G = 6,15 \text{ KN/m}^2$		

Tableau II. 7 : Dalle pleine

$G = 6,15 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

II.4.6 Les escaliers :

II.4.6.1 Palier :

Charge permanent (G) :

N° :	Matériaux	Charges permanant (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,44
2	Mortier de ciment	0,4
3	Mortier de pose (sable fin)	0,35
4	Poids propre du palier	3
5	Enduit en plâtre	0,2
$\sum G = 4,39 \text{ KN/m}^2$		

Tableau II. 8 : Palier

Charge exploitation (G) : $G = 4,39 \text{ KN/m}^2$

Charge permanent (Q) : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

II.4.6.2 Volée (paillasse) :

N° :	Matériaux	Charges permanent (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage verticale	0,44
2	Mortier de ciment horizontal	0,40
3	Mortier de pose (sable fin)	0,35
4	Revêtement en carrelage verticale	0,25
5	Mortier de ciment vertical	0,23
6	Poids propre de la marche	1,87
7	Enduit en plâtre	$\frac{0,2}{\cos\alpha}$
8	Poids propre du paillasse	$\frac{3}{\cos\alpha}$
$\sum G = 3,54 + \frac{3,2}{\cos\alpha} \text{KN/m}^2$		

Tableau II. 9 : Volée

$$G = 3,54 + \frac{3,2}{\cos\alpha} \text{KN/m}^2$$

D'après DTR BC 2.2 $\rightarrow Q = 2.50 \text{KN/m}^2$

II.5 Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments qui résistent aux charges horizontales, dues au vent et au séisme.

On a deux types de voiles : des voiles de soutènement et des voiles de contreventement.

➤ Voiles de contreventement :

Pour soutenir le sol et avoir une bonne sécurité.

Le R.P.A 99 (version2003) considère comme voiles de contreventement les voiles satisfaisant la condition suivante :

$$\begin{cases} L \geq 4e \\ e > 15 \text{ cm} \\ e \geq \frac{h_e}{20} \end{cases} \rightarrow \text{RPAV2003}$$

Avec :

L : longueur du voile.

e : Épaisseur des voiles (e min =15 cm).

h_e : Hauteur libre d'étage (3,06).

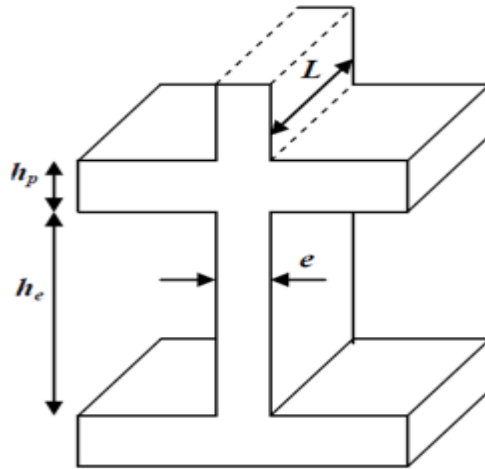


Figure II. 9 : Dimensions d'un voile.

Première condition

$$L \geq 4e$$

$$e \leq \frac{L}{4}$$

Deuxième condition :

$$e_{\min} > 15 \text{ cm}$$

Troisième condition :

$$e \geq \frac{3,06}{20} = 0,152 \text{ m.}$$

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

La longueur minimale des voiles $L_{\min} = 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$

Conclusion :

Dans ce chapitre le pré dimensionnement et la descente des charges des éléments structuraux ont été déterminé tout en respectant les règles du DTR, CBA, BAEL et RPA99V2003.

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.1 Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement (plancher, acrotère, balcon, escalier et ascenseur).

Lors d'un séisme d'une certaine importance, les éléments secondaires peuvent être sollicités par l'ossature qui se déforme, afin d'éviter tout risque ou dommage. Cette étude permet de faire une évaluation des charges sur les éléments considérés ainsi que le calcul des sollicitations les plus défavorables et la détermination de ferrailage nécessaire.

III.2 Etude du plancher :

Plancher = poutrelles + corps creux + dalle de compression

Dans cette structure, il y a deux différents planchers qui diffèrent par leurs charges (plancher courant et terrasse).

Les plancher à corps creux :

- Nervures appelés poutrelles de section Té.
- Remplissage en corps creux d'épaisseur de 20 cm.
- Une dalle de compression en béton armé de 5 cm d'épaisseur.

III.2.1 Dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles fonctionnent en section en Té, elles sont disposées dans le sens des poutres secondaires.

Détermination de la largeur efficace :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10}\right)$$

b : Largeur efficace.

b_0 : Largeur de la poutrelle (généralement $b_0 = 10$ cm)

l_x : Distance entre nus d'appuis entre deux poutrelles.

l_y : Longueur entre nus d'appuis de la travée minimale des poutrelles.

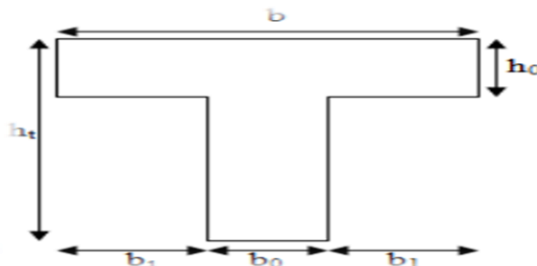


Figure III. 1 : Vue en coupe d'une poutrelle.

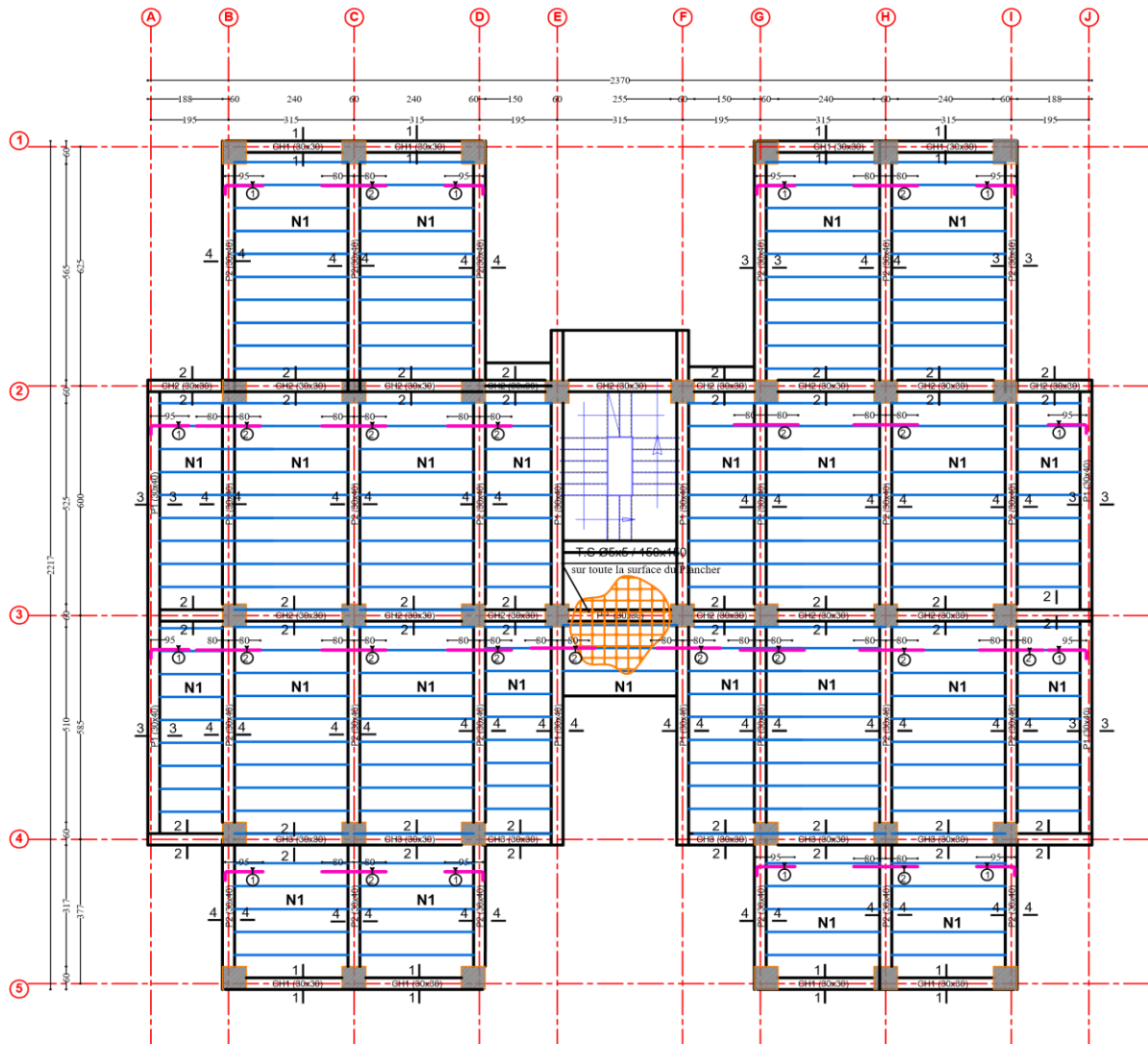
$$l_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$$

$$l_y = 170 - (15 + 12,5) = 142,4 \text{ cm}$$

$$\frac{b - 10}{2} \leq \min\left(\frac{55}{2}, \frac{143}{10}\right) \rightarrow b \leq (14,3 \times 2) + 10 \rightarrow b = 65 \text{ cm}$$

III.2.2 Les types des poutrelles :

La disposition des poutrelles :



Plancher RDC

Figure III. 2 : Schéma de la disposition des poutrelles

Et d'après la ((Figure III.2)) les types des poutrelles sont les suivants :

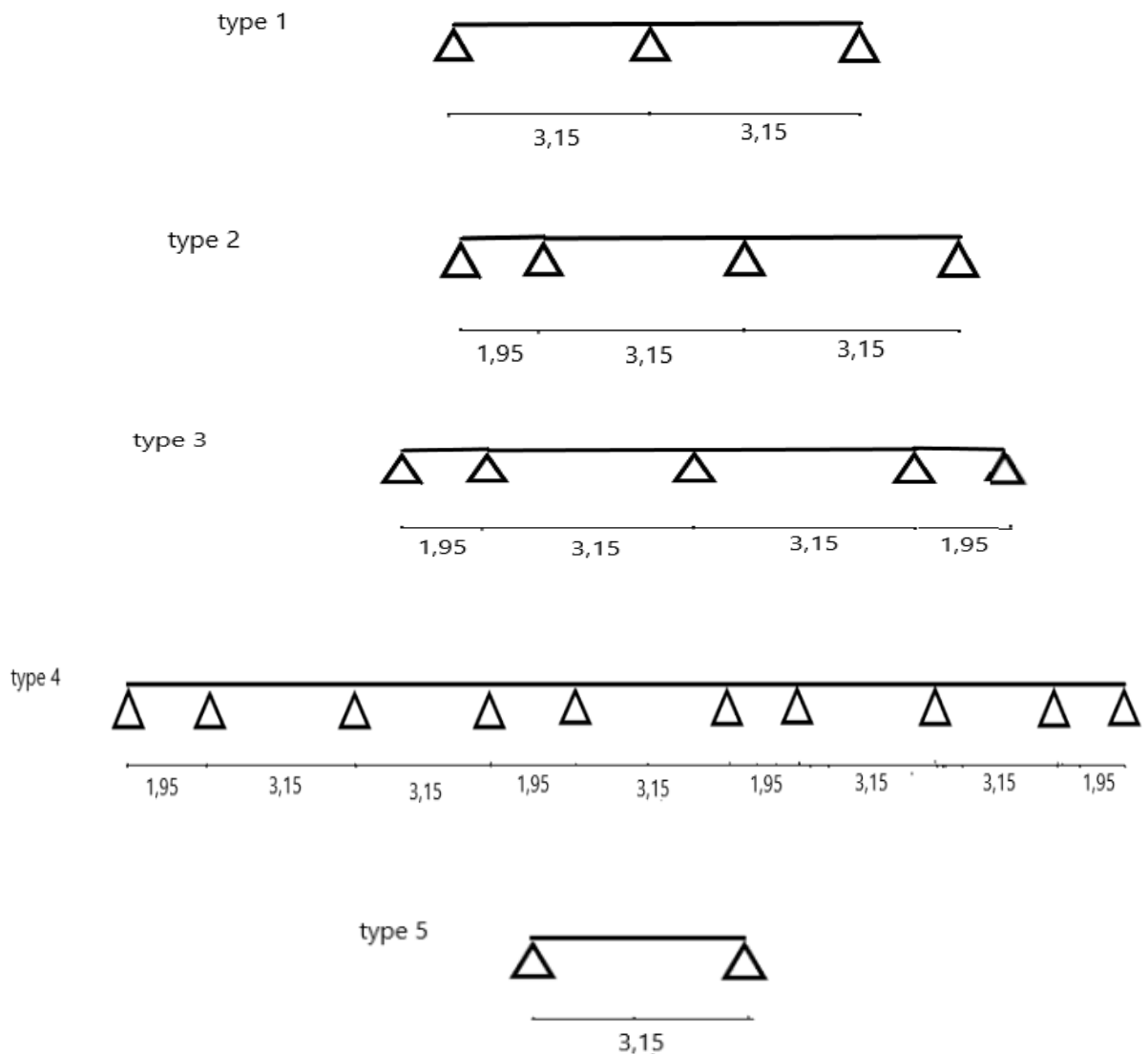


Figure III. 3 : Type des poutrelles

III.2.3 Détermination des efforts internes :

Il y a cinq types de poutrelles, on va déterminer les efforts internes pour le premier type par la méthode des trois moments et les autres sont calculés directement par logiciel SAP2000.

Différentes charges des poutrelles :

Niveau	G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	Combinaison d'action	
			q _u (KN/ml)	q _s (KN/ml)
Etage courant	5,6	1,5	6,3765	4,615
Terrasse inaccessible	5,87	1	6,126	4,4655

Tableau III. 1 : Evaluation des charges

ELU :

$$q_u = 0,65 \times (1,35G + 1,5Q) = 0,65 \times (5,6 \times 1,35 + 1,5 \times 1,5) = 6,3765 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$q_s = 0,65 \times (5,6 + 1,5) = 4,615 \text{ KN/ml}$$

III.2.4 Calcul des moments et les efforts tranchant à l'ELU :

L'équation des trois moments s'écrit :

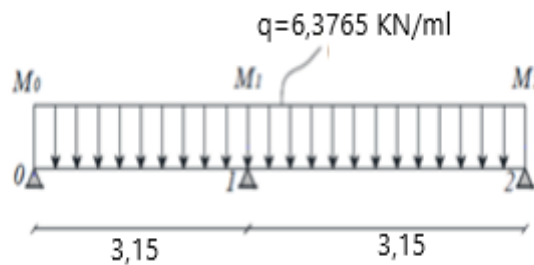
$$l_1 M_0 + 2 \times (l_1 + l_2) M_1 + l_2 M_2 + 6A_1 = 0$$

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

Appuis (1)

$$3,15 M_0 + 2 \times (3,15 + 3,15) M_1 + 4 M_2 + 6 A_1 = 0$$

$$\Rightarrow 12,6 M_1 + 6 A_1 = 0$$



➤ Calcul de A_1 et M_1 avec la travée 0-1 :

$$M_{f/o} = 0 \Rightarrow -R_{1g} \times 3,15 + \frac{2}{3} \times 3,15 \left(\frac{6,3765 \times 3,15^2}{8} \right) \times \frac{3,15}{2} = 0$$

$$\Rightarrow R_{1g} = 8,3043 \text{ KN}$$

➤ Calcul de A_1 et M_1 avec la travée 1-2 :

$$M_{f/o} = 0 \Rightarrow -R_{1d} \times 3,15 + \frac{2}{3} \times 3,15 \left(\frac{6,3765 \times 3,15^2}{8} \right) \times \frac{3,15}{2} = 0$$

$$\Rightarrow R_{1d} = 8,3043 \text{ KN}$$

$$A_1 = R_{1g} + R_{1d} = 16,6086 \text{ KN}$$

$$12,6 \times M_1 + 6 \times 16,6086 = 0 \Rightarrow M_1 = -8 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul des moments maximum à mi-travées (pour la travée 0-1 et la travée 1-2) :

$$R_0 + R_1 = q_u \times l$$

$$\sum M_{f/1} = 0 \Rightarrow R_0 \times l_1 - \frac{q_u \times l_1^2}{2} - M_1 = 0$$

$$\Rightarrow R_0 = 7,5 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow R_1 = 12,6 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_0 x - \frac{q_u x^2}{2} \quad \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(3,15) = 8,05 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_0 - q_u x \quad \begin{cases} T(0) = 12,6 \text{ KN} \\ T(3,15) = -7,486 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Si } T(x) = 0 \Rightarrow x = \frac{R_0}{q_u} = 1,97 \text{ m}$$

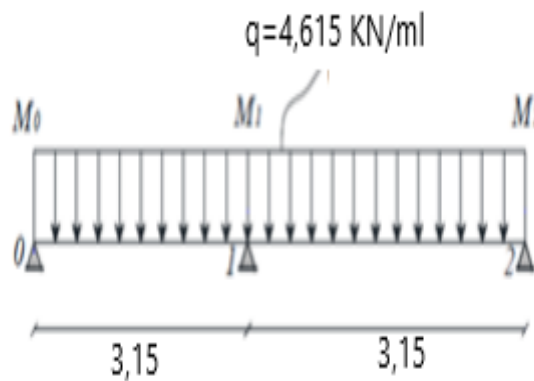
$$M_{\max} = 12,6 \times 1,97 - \frac{6,3765 \times 1,97^2}{2} = 12,4488 \text{ KN.m}$$

III.2.5 Calcul des moments et des efforts tranchant à l'ELS

Appuis (1) :

$$3,15M_0 + 2(3,15 + 3,15)M_1 + 3,15M_2 + 6A_1 = 0$$

$$12,6M_1 + 6A_1 = 0$$



➤ Calcul de A_1 et M_1 avec la travée 0-1 :

$$M_{f/o} = 0 \Rightarrow -R_{1g} \times 3,15 + \frac{2}{3} \times 3,15 \left(\frac{4,615 \times 3,15^2}{8} \right) \times \frac{3,15}{2} = 0$$

$$\Rightarrow R_{1g} = 6,01 \text{ KN}$$

➤ Calcul de A_1 et M_1 avec la travée 0-1 :

$$M_{f/o} = 0 \Rightarrow -R_{1d} \times 3,15 + \frac{2}{3} \times 3,15 \left(\frac{4,615 \times 3,15^2}{8} \right) \times \frac{3,15}{2} = 0$$

$$\Rightarrow R_{1d} = 6,01 \text{ KN}$$

$$A_1 = R_{1g} + R_{1d} = 12,02 \text{ KN}$$

$$12,6 \times M_1 + 6 \times 12,02 = 0 \Rightarrow M_1 = -5,724 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul des moments maximum à mi- travées (pour la travée 0-1 et la travée 1-2) :

$$R_0 + R_1 = q_u \times l$$

$$\sum M_{f/1} = 0 \Rightarrow R_0 \times l_1 - \frac{q_u \times l_1^2}{2} - M_1 = 0$$

$$\Rightarrow R_0 = 5,45 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow R_1 = 9,08 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_0 x - \frac{q_u x^2}{2} \quad \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(3,15) = 5,705 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_0 - q_u x \quad \begin{cases} T(0) = 9,08 \text{ KN} \\ T(3,15) = -5,457 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Si } T(x) = 0 \Rightarrow x = \frac{R_0}{q_u} = 1,96 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 8,932 \text{ KN.m}$$

Les résultats obtenus par le logiciel SAP2000 sont représentés dans les tableaux ci-après :

Type 2 :

Plancher	ELU			ELS		
	M _{tr} (KN.m)	M _{ap} (KN.m)	T (KN)	M _{tr} (KN.m)	M _{ap} (KN.m)	T (KN)
Étage courant	9,64	-14,04	-16	7,01	-10,22	-11,64

Tableau III. 2 : Des moments et efforts tranchants type 2

Type 3 :

Plancher	ELU			ELS		
	M _{tr} (KN.m)	M _{ap} (KN.m)	T (KN)	M _{tr} (KN.m)	M _{ap} (KN.m)	T (KN)
Étage courant	5,81	-11,77	-8,24	4,23	-8,57	-6

Tableau III. 3 : Des moments et efforts tranchants type 3

Type 4 :

Plancher	ELU			ELS		
	M _{tr} (KN. m)	M _{ap} (KN. m)	T (KN)	M _{tr} (KN. m)	M _{ap} (KN. m)	T (KN)
Étage courant	7,40	-12,20	-8,31	6,39	-8,88	-6,05
Terrasse	7,18	-11,84	-8,06	6,26	-8,67	-5,89

Tableau III. 4 : Des moments et efforts tranchants type 4

Type 5 :

plancher	ELU			ELS		
	M _{tr} (KN. m)	M _{ap} (KN. m)	T (KN)	M _{tr} (KN. m)	M _{ap} (KN. m)	T (KN)
Étage courant	16,84	0	-21,83	12,27	0	-15,91

Tableau III. 5 : Des moments et efforts tranchants type 5

III.2.6 Ferrailage des poutrelles (flexion simple) :

Pour trouver le ferrailage nécessaire aux poutrelles, on utilise les moments fléchissant et les efforts tranchants maximums.

On prend un seul type « type 1 » comme un exemple de calcul au niveau étage courant et on résume les résultats trouvés des autres types dans un tableau récapitulatif.

III.2.6.1 Calcul Ferrailage longitudinal à ELU :

- **En travée :**

$$M_u = 8,05 \text{ KN. m}$$

M_t: Moment en travée.

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

Avec :

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

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

Donc :

$$M_t = 0,65 \times 0,05 \times 14,17 \times \left(0,225 - \frac{0,05}{2} \right) = 0,095 \text{ MN. m}$$

$$M_u = 0,00805 \text{ MN. m} < M_t = 0,095 \text{ MN. m}$$

Cela implique que l'axe neutre est dans la table, le calcul en flexion simple se fait avec une section étant rectangulaire, de base $b=65\text{m}$ et la hauteur $h=25\text{m}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,00805}{0,65 \times 0,225^2 \times 14,17} = 0,0172$$

$$\mu_u = 0,0172 < \mu_R = 0,392 \text{ (FeE400)}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0172}) = 0,0217$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,225(1 - 0,4 \times 0,0217) = 0,223\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z\sigma_{st}} = \frac{0,00805}{0,223 \times 347,82} = 1,0378 \times 10^{-4}\text{m}^2 = 1,0378\text{cm}^2$$

Le choix est de : $3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

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

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

$$A_{st} \geq \max(1,625; 1,766) \text{ cm}^2$$

Donc $A_{st} \geq 1,766 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée

- **En appuis :**

$$M_u = 0,01244 \text{ MN.m}$$

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

Avec :

$$b = 0,12 \text{ m} ; h_0 = 0,05 \text{ m} ; f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$$

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

Donc :

$$M_t = 0,12 \times 0,05 \times 14,17 \times \left(0,225 - \frac{0,05}{2}\right) = 0,017 \text{ MN.m}$$

$$M_u = 0,01244 \text{ MN.m} < M_t = 0,017 \text{ MN.m}$$

Cela implique que l'axe neutre est dans la table, le calcul en flexion simple se fait avec une section étant rectangulaire, de base $b=0,12\text{m}$ et la hauteur $h=0,25\text{m}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} = \frac{0,01244}{0,12 \times 0,225^2 \times 14,17} = 0,1445$$

$$\mu_u = 0,1445 < \mu_R = 0,392 \text{ (FeE400)}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,1445}) = 0,196$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,225(1 - 0,4 \times 0,196) = 0,207\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z\sigma_{st}} = \frac{0,01244}{0,207 \times 347,82} = 1,738 \times 10^{-4}\text{m}^2 = 1,738 \text{ cm}^2$$

Le choix est de : 3T12 = 3,39 cm²

Condition de non fragilité :

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

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{12 \times 25}{1000}; 0,23 \times 12 \times 22,5 \times \frac{2,1}{400}\right)$$

$$A_{st} \geq \max(0,3; 0,32) \text{ cm}^2$$

Donc $A_{st} \geq 0,32 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée

III.2.6.2 Calcul Ferrailage longitudinal à ELS :

- **En travée :**

$$M_s = 0,0057 \text{ MN.m}$$

Position de l'axe neutre :

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

$$\frac{65}{2}x^2 - 15 \times 24,13(22,5 - x) = 0$$

$$32,5x^2 + 361,95x - 8143,875 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 1090,73$$

$$x = 11,212 \text{ cm}$$

Détermination de moment d'inertie de la section :

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

$$I = \frac{65 \times 11,212^3}{3} - \left(\frac{65 - 12}{3}\right) (11,212 - 5)^3 + 15 \times 24,13(22,5 - 11,212)$$

$$I = 30388,7916 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{0,0057 \times 0,11212}{30388,7916 \times 10^{-8}} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,1 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Contrainte maximale dans l'acier tendue :

$$\sigma_{st} = n \frac{M_s(d - x)}{I} = 15 \times \frac{0,0057 \times (0,225 - 0,11212)}{30388,7916 \times 10^{-8}} = 31,759 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{st} = 31,759 \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.2.6.3 Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{12,6 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,225} = 0,467 \text{ Mpa}$$

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

$$\tau_u = 0,467 < \bar{\tau}_u = 3,2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.2.6.4 Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) = \min\left(1,2; \frac{25}{35}; \frac{12}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq 0,71 \text{ cm}$$

On prend $\phi_t = 6 \text{ cm}$

➤ **Calcul de l'espacement :**

D'après le RPA99V2003

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l; 30 \text{ cm}\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{25}{4}; 12 \times 1,2; 30 \text{ cm}\right)$$

On prend $S_t = 5 \text{ cm}$

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{25}{2} = 12,5 \text{ cm}$$

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

➤ **Condition de non fragilité :**

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ Mpa}\right)$$

$$\frac{0,28 \times 400}{12 \times 10} \geq \max(0,328 ; 0,4)$$

$0,94 \geq 0,4 \Rightarrow$ condition vérifiée

➤ **Vérification au glissement :**

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

$$M_u = 8,05 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 12,6 \text{ KN}$$

$$12,6 - \frac{8,05}{0,9 \times 0,225} = -27,4 \leq 0 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

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

III.2.6.5 Calcul de l'encrage :

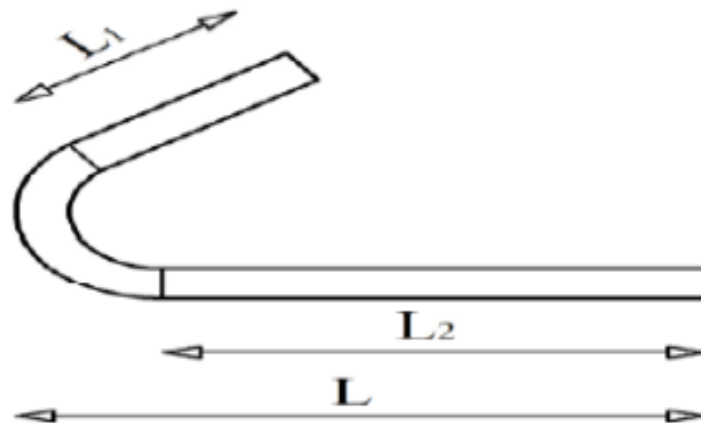


Figure III. 4 : Encrage des armatures.

$$l_s = \frac{\emptyset f_e}{4T_s}$$

Avec : $T_s = 0,6(\psi)^2 f_{tj}$

($\psi = 1,5$ acier HA)

$$T_s = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa}$$

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

On adopte un crochet à $90^\circ \Rightarrow \alpha = 1,87 ; \beta = 2,19$

$$R = 5,5\emptyset \text{ (acier HA)} \Rightarrow R = 5,5 \times 1,2 = 6,6 \text{ cm} = 66 \text{ mm}$$

$$l \geq l_2 + r + \frac{\emptyset}{2}$$

$$l_2 = l_s - \alpha l_1 - \beta r$$

Avec $l_1 = 10\emptyset = 10 \times 1,2 = 12 \text{ cm} = 120 \text{ mm}$ (règle CBA)

$$l_2 = 423 - (1,87 \times 120) - (2,19 \times 66) = 54,06 \text{ mm}$$

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

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

\emptyset (mm)	T_s (Mpa)	l_s (cm)	l_1 (cm)	l_2 (cm)	r (cm)	l (cm)
12	2,835	42,328	12	5,4	6,6	15
32	2,835	112,87	32	14,486	17,6	15

Tableau III. 6 : D'encrage des armatures

III.2.6.6 Vérification de la flèche :

$$f \leq f_{adm} \text{ avec } f_{adm} = \frac{l}{1000} + 0,5 \text{ cm}$$

$$l = 6,55 \text{ m} \Rightarrow f_{adm} = 0,66 \text{ m}$$

Calcul de f :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_{st} \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 = \frac{0,65 \times 0,25^3}{12} + 15 \times 3,38 \times 10^{-4} \left(\frac{0,25}{2} - 0,025 \right)$$

$$I_0 = 13,545 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$d' = 0,1 \times h = 0,1 \times 0,25 = 0,025 \text{ m}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\phi \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \text{ Avec } \phi = \frac{A_{st}}{db_0} = \frac{3,39 \times 10^{-4}}{0,12 \times 0,225} = 0,0125$$

Donc $\lambda_i = \frac{0,105}{0,0319} = 3,29$

$\mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\phi\sigma_s + f_{t28}} = 0,81$

$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i\mu} = \frac{1,1 \times 13,545 \times 10^{-4}}{1 + 3,29 \times 0,81} = 4,065 \times 10^{-4} \text{ m}^4$

$\frac{1}{\gamma} = \frac{M_s}{E_i I_{fi}} = \frac{0,0057}{32164,195 \times 4,065 \times 10^{-4}} = 4,36 \times 10^{-4} \text{ m}^{-1}$

Donc la flèche $f = \frac{l^2}{10} \times \frac{1}{\gamma} = \frac{6,55^2}{10} \times 4,36 \times 10^{-3}$

$f = 1,87 \times 10^{-3} < f_{adm} = 0,66 \Rightarrow$ condition vérifiée

III.2.6.7 Tableau récapitulatif du ferrailage des poutrelles :

Niveau	type	A _{st} calculé (cm ²)		Armature longitudinale		Armature transversale	Espacement (cm)	
		En appui	En travée	En appui	En travée		Zone nodale	Zone courant
Étage courant	1	1,0378	1,738	3T12	3T12	Ø6	5	10
	2	1,2484	1,9709	3T12	3T12			
	3	0,7491	1,6269	3T12	3T12			
	4	0,9541	1,6887	3T12	3T12			
	5	2,2007		3T12	3T12			
Terrasse	1	1,1165	2,2006	3T12	3T12	Ø6	5	10
	4	0,9257	1,6356	3T12	3T12			

Tableau III. 7 : Ferrailage des poutrelles

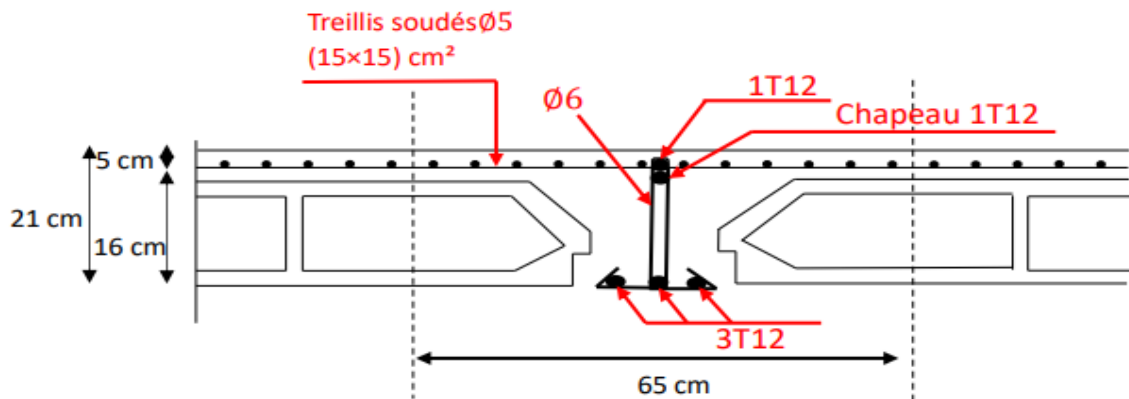


Figure III. 5 : Schéma des ferrailages des poutrelles en appui

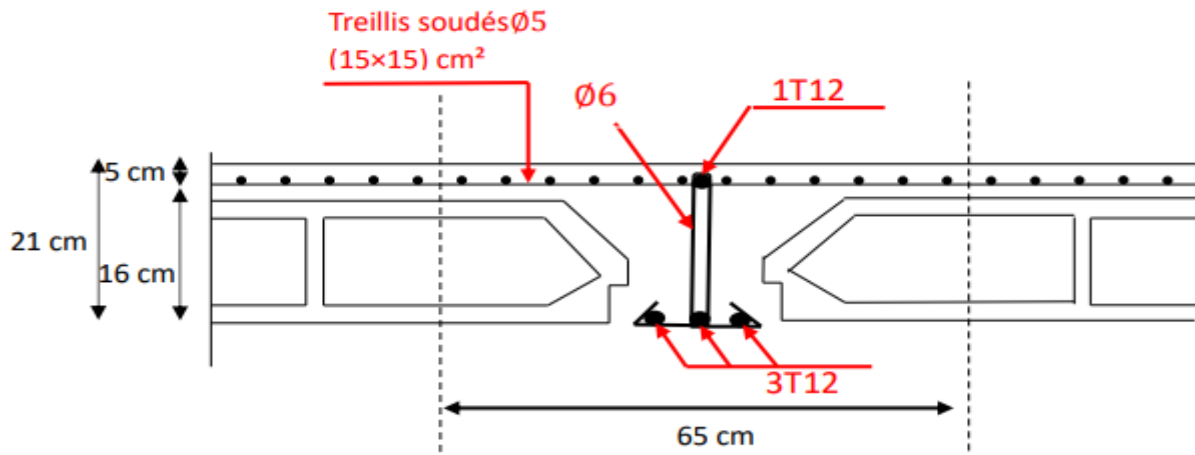


Figure III. 6 : Schéma des ferrailages des poutrelles en travée

III.3 Ferrailage de la dalle de compression :

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

20 cm dans le sens parallèle aux poutrelles.

30 cm dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

Suivant BAEL91 si :

$$50 \text{ cm} \leq l_1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = \frac{4l_1}{f_e} \quad (l_1 \text{ en cm})$$

$$l_1 \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_2 = \frac{200}{f_2}$$

Avec :

l_1 : Distance entre axes des poutrelles ($l_1 = 65 \text{ cm}$)

$f_e = 500 \text{ Mpa}$

A_1 : Armatures perpendiculaires aux poutrelles (AP)

A_2 : Armatures parallèles aux poutrelles (AR)

$$A_1 = \frac{4 \times 65}{500} = 0,52 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,26 \text{ cm}^2$$

On adopte un treillis soudé pour les différents planchers de $5\emptyset (20 \times 20) \text{ cm}^2$

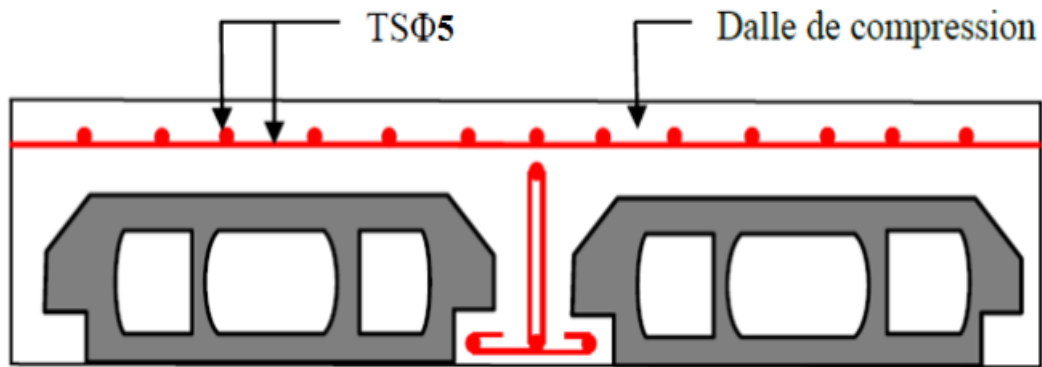


Figure III. 7 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.4 Etude de l'acrotère :

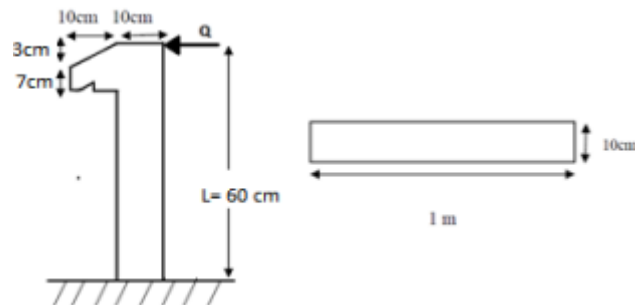


Figure III. 8 : Dimension de l'acrotère

L'acrotère est un élément de sécurité dans la terrasse, il se forme un petit garde-corps.

Il est considéré comme une console encastree au niveau des planchers terrasse (inaccessible, accessible).

Il a pour rôle de :

- Empêche l'écoulement de l'eau.
- A un aspect esthétique.
- Protection des personnes.

L'acrotère est fait en béton armé. Pour un mètre de longueur, on a :

$$S = (0,1 \times 0,6) + \frac{(0,03 + 0,1) \times 0,1}{2} = 0,0685 \text{ m}^2$$

La charge due à l'acrotère :

$$G = \frac{0,0685 \times 25}{1} = 17125 \text{ KN/ml}$$

La charge due à la main courante de personne est supposée = 1 KN/ml

III.4.1 Charges horizontales :

Force sismique :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots \dots \dots \text{RPA99(Art6.2.3)}$$

Avec :

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

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

$W_p = G(\text{KN})$: Poids propre de l'acrotère.

$$G = 1,7125 \text{ KN/ml}$$

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

$$F_p = 0,137 \text{ KN/ml}$$

III.4.2 Evaluation des sollicitations :

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande d'un mètre linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU et à l'ELS.

$$N_u = 1,35G = 2,24 \text{ KN}$$

$$T_u = 1,5Q = 1,5 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,5 \times Q \times h = 0,9 \text{ KN.m}$$

$$N_s = G = 1,6625 \text{ KN}$$

$$T_s = Q = 1 \text{ KN}$$

$$M_s = Q \times h = 0,6 \text{ KN}$$

III.4.3 Excentricité :

$$e_0 = \frac{a}{6} = \frac{10}{6} = 1,67 \text{ cm}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,24} = 0,4 \text{ m} = 40 \text{ cm}$$

$$e_{au} = \frac{h}{2} - d + e = 5 - 9 + 40 = 36 \text{ cm}$$

$e > e_0 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée, parce que le centre de pression est appliqué à l'extérieur du noyau central.

III.4.4 Calcul de ferrailage :

➤ **ELU :**

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa} ; f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa} ; \sigma_{st} = 347,83 \text{ Mpa}$$

Moment de flexion fictif :

$$M_a = N_u \times e_a = 2,24 \times 0,36 = 0,81 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,81 \text{ KN.m}$$

Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,81 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09^2 \times 14,17} = 0,007057$$

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

$$\mu_u \leq \mu_R = 0,382 \Rightarrow \text{S. S. A. (pas d'acier comprimé : } A_{sc} = 0).$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,007057}) = 0,0086$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,09(1 - 0,4 \times 0,0086) = 0,0897 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z\sigma_{st}} = \frac{2,4806 \times 10^{-3}}{0,0897 \times 347,83} = 0,2 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 9 \times \frac{2,1}{400} = 1,0867 \text{ cm}^2$$

a. Armatures de réparations :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4}$$

$A_{st}(\text{cm}^2)$	$A_{st \text{ min}}$	Ferr.adopté	$A_{st}(\text{cm}^2)$	$A_r(\text{cm}^2)$	Ferr.adopté
0,2	1,1	4T8	2,01	0,85	3T6

Tableau III. 8 : Armatures adopté

b. Espacement maximal :

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

$$S_t = \frac{b - (2c + 7\phi)}{6} = \frac{100 - (2 \times 3 + 7 \times 1)}{6} = 10,87 \text{ cm} < 33\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifie}$$

➤ **ELS :**

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,6625} = 0,36 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = 0,0166 \text{ m}$$

$$e > \frac{h}{6} \text{ donc } x = \frac{h}{2} + e_1 - e$$

e_1 Sera défini par l'équation du troisième degré suivante : $e_1^3 + p \times e_1 + q = 0$

$$p = -3 \left(e - \frac{h}{2} \right)^2 + \frac{6nA_2}{b} \times \left(e - \frac{h}{2} + d' \right) = -0,275275 \text{ m}^3$$

$$q = 2 \left(e - \frac{h}{2} \right)^3 + \frac{6nA_2}{b} \times \left(e - \frac{h}{2} + d' \right)^2 = 0,54835 \text{ m}^4$$

a. Méthode des interactions successives :

$$\text{On a } e_1 = \sqrt[3]{(-p \times e_1 - q)}$$

On prend la valeur de $e_1 = 0,3 \text{ m}$

$$e_1 = 0,3 \text{ m} \rightarrow 0,28167$$

$$0,28167 \text{ m} \rightarrow 0,41611$$

$$0,41611 \text{ m} \rightarrow 0,3908$$

$$0,3908 \text{ m} \rightarrow 0,3705$$

$$0,3705 \text{ m} \rightarrow 0,3644$$

.....

$$-0,3313 \text{ m} \rightarrow 0,3313$$

Donc $e_1 = 33,13 \text{ cm}$

$$x = \frac{h}{2} + e_1 - e = \frac{0,1}{2} + 0,3313 - 0,36 = 0,213 \text{ m}$$

b. Calcul des contraintes :

➤ **Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{S} \times x$$

Avec :

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

$$S = 1,447 \times 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,6 \times 10^{-3} \times 2,13 \times 10^{-2}}{1,447 \times 10^{-6}} = 0,0088 \text{ Mpa}$$

➤ **Acier :**

$$\sigma_{st} = \frac{nN_s(d - x)}{S} = \frac{0,6 \times 10^{-3}(0,09 - 2,13 \times 10^{-2})}{1,447 \times 10^{-6}} = 0,0286 \text{ Mpa}$$

c. Calcul des contraintes admissibles :

➤ **Béton :**

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

➤ **Acier :**

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110\sqrt{1,6 \times 25}\right) = 201,63 \text{ Mpa}$$

d. Vérification :

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

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

e. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bh} = \frac{1,5 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09} = 0,0167 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa}\right)$$

$$\tau_u = \min(2,5 ; 4) = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,0167 < 2,5 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

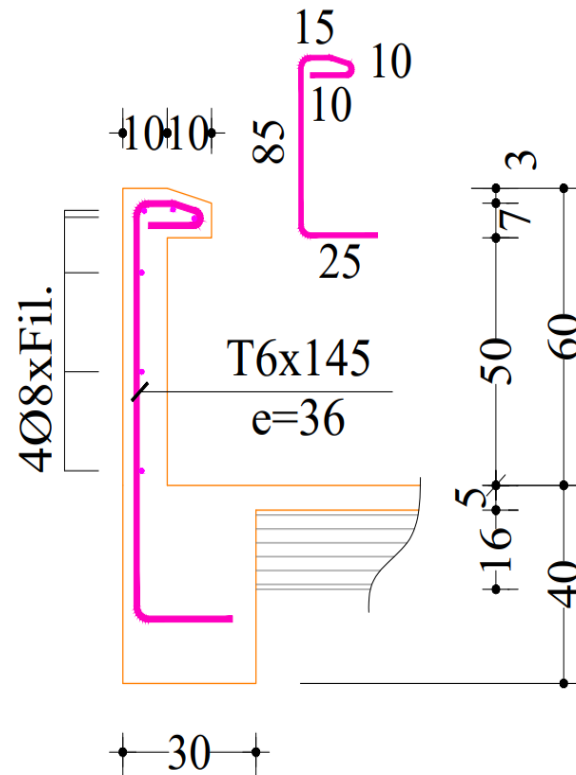


Figure III. 9 : Ferraillage de l'acrotère

III.5 Étude des escaliers :

L'escalier est un élément d'ouvrage de passer à pied d'un étage de bâtiment à un autre. L'escalier se compose généralement des éléments suivants :

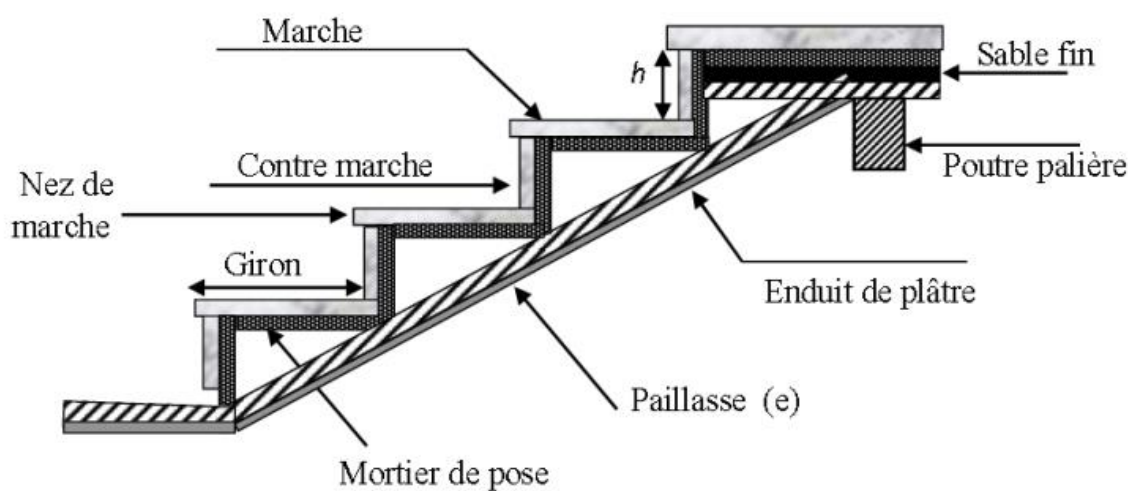


Figure III. 10 : Schéma d'escalier.

III.5.1 Dimensionnement des escaliers :

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

Et « g » entre 22 cm et 33 cm

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

$$g + 2h = m \quad \text{avec} \quad 59 \text{ cm} \leq m \leq 66 \text{ cm}$$

Dans ce cas nous avons :

$$14 \text{ cm} \leq h = 17 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm}$$

$$22 \text{ cm} \leq g = 30 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm}$$

Donc on adopte : $h=17 \text{ cm}$; $g=30 \text{ cm}$

H: hauteur de l'étage $H = 3,06 \text{ m}$

h: hauteur de la marche $h = 0,17 \text{ m}$

n: nombre de contre marche $n = \frac{3,06}{0,17} = 18$

n': nombre de marche $n' = 18 - 1 = 17$

g: largeur de la marche $g = 0,30 \text{ m}$

III.5.1.1 L'inclinaison de la pailasse :

$$\alpha = \tan^{-1} \frac{H_v}{l_v}$$

Avec :

H_v : La hauteur verticale de la volée.

l_v : Le largueur horizontal de la volée.

$$l_v = 2,175 \text{ m}$$

$$H_v = 1,02 \text{ m}$$

$$l_p = 2,15 \text{ m}$$

$$\alpha = 25,17^\circ$$

III.5.1.2 L'épaisseur de la pailasse (e_v) :

$$\frac{l_v}{30} \leq e_v \leq \frac{l_v}{20}$$

$$l_v = \frac{l_v}{\cos \alpha} = \frac{217,5}{\cos 25,17} = 240,32 \text{ cm}$$

$$\frac{240,32}{30} \leq e_v \leq \frac{240,32}{20} \Rightarrow 8,01 \leq e_v \leq 12,02 \quad \text{on prend } e_v = 12 \text{ cm}$$

III.5.1.3 L'épaisseur de palier (e_p) :

$$\frac{l_p}{20} \leq e_p \leq \frac{l_p}{15} \Rightarrow \frac{215}{20} \leq e_p \leq \frac{215}{15} \Rightarrow 10,75 \leq e_p \leq 14,33 \quad \text{on prend } e_p = 12 \text{ cm}$$

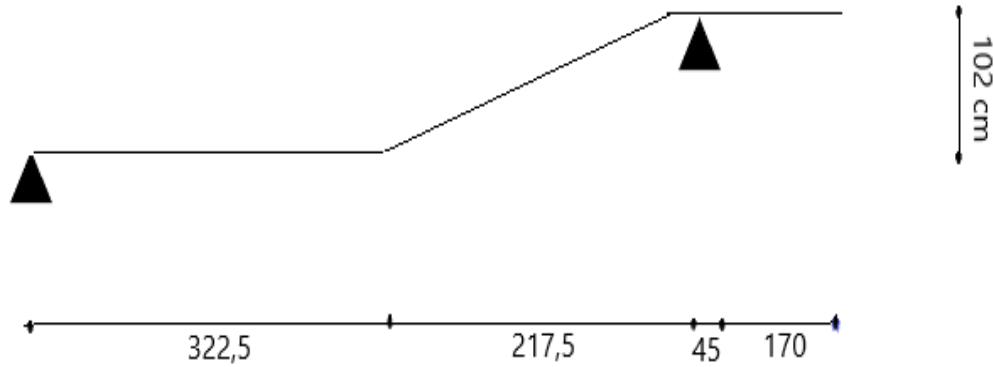


Figure III. 11 : Schéma statique des escaliers

III.5.2 Descente de charge sollicitant l'escalier :

Palier :

$$G = 4,92 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

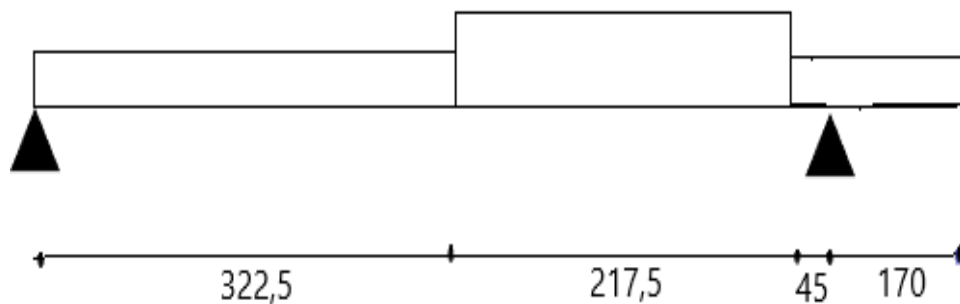
Paillasse :

$$G = 7,08 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

III.5.3 Détermination des efforts internes des escaliers :

D'après le SAP2000



ELS :

$$T_s = -23,67 \text{ KN}$$

$$M_{tr} = 29,94 \text{ KN.m}$$

$$M_{app} = -10,73 \text{ KN.m}$$

ELU :

$$T_u = -15,02 \text{ KN}$$

$$M_{tr} = 41,76 \text{ KN.m}$$

$$M_{app} = -20,87 \text{ KN.m}$$

III.5.4 Ferrailage des escaliers :

Le calcul se fait manuellement et selon les conditions d'appuis : poutre simplement appuyée ou plus au moins encastree. (0.85M0 en travée et 0.5M0 en appuis). La détermination des armatures se fait en prenant les moments fléchissant et les efforts tranchants maximum pour le calcul de type le plus défavorable.

Donnée : $b=1\text{ml}$; $h=12\text{cm}$; $d=0,9h=10,8\text{cm}$

Pour le calcul à ELU :

- **En travée :**

$$M_u = 41,76 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85M_u = 35,49 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{bd^2f_{bc}} = \frac{0,03549}{1 \times 0,108^2 \times 14,17} = 0,21$$

$$\mu_u = 0,21 < \mu_R = 0,392 \text{ (FeE400)}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,21}) = 0,29$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,108(1 - 0,4 \times 0,29) = 0,095\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{z\sigma_{st}} = \frac{0,03549}{0,095 \times 347,82} = 1,074 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 10,74 \text{ cm}^2$$

Le choix est de : 7T14 = 10,78 cm²

Condition de non fragilité :

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

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{100 \times 12}{1000}; 0,23 \times 100 \times 10,8 \times \frac{2,1}{400}\right)$$

$$A_{st} \geq \max(1,2; 1,3) \text{ cm}^2$$

Donc $A_{st} \geq 1,3 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée

Armature de réparation :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 2,69 \text{ cm}^2 \rightarrow A_r = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

Espacement :

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

$$S_t = \frac{100}{7} = 14,28 \text{ cm} < \min(36; 33 \text{ cm}) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• **En appuis :**

$$M_u = 15,02 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,5M_u = 7,51 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{bd^2f_{bc}} = \frac{0,00751}{1 \times 0,108^2 \times 14,17} = 0,045$$

$$\mu_u = 0,045 < \mu_R = 0,392 \text{ (FeE400)}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,045}) = 0,057$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,108(1 - 0,4 \times 0,057) = 0,105 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{z\sigma_{st}} = \frac{0,0751}{0,105 \times 347,82} = 2,88 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2,88 \text{ cm}^2$$

Le choix est de : 6T8 = 3,02 cm²

a. Condition de non fragilité :

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

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{100 \times 12}{1000}; 0,23 \times 100 \times 10,8 \times \frac{2,1}{400}\right)$$

$$A_{st} \geq \max(1,2; 1,3) \text{ cm}^2$$

Donc $A_{st} \geq 1,3 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée

b. Armature de réparation :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 0,76 \text{ cm}^2 \rightarrow A_r = 3T8 = 1,51 \text{ cm}^2$$

c. Espacement :

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

$$S_t = \frac{100}{6} = 16,66 \text{ cm} < \min(36; 33 \text{ cm}) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Pour le calcul à ELS :• **En travée :**

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

$$\frac{100}{2}x^2 - 15 \times 10,78(10,8 - x) = 0$$

$$50x^2 + 161,7x - 1746,36 = 0$$

$$\Delta = 161,7^2 - 4(50)(-1746,36) = 375418,89$$

$$\sqrt{\Delta} = 612,71 \rightarrow x = 4,51 \text{ cm}$$

a. Moment d'inertie :

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

$$I = \frac{100 \times 4,51^3}{3} + 15 \times 10,78(10,8 - 4,51)^2$$

$$I = 9455,3 \text{ cm}^4$$

b. Vérification des contraintes :

$$M = 29,94 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 0,85M = 25,44 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{0,02544 \times 0,0451}{9455,3 \times 10^{-8}} = 12,13 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 12,13 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_s(d - x)}{I} = 15 \times \frac{0,02544 \times (0,108 - 0,0451)}{9455,3 \times 10^{-8}} = 183,19 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_{st} = 183,19 \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **En appuis :**

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

$$\frac{100}{2}x^2 - 15 \times 3,06(10,8 - x) = 0$$

$$50x^2 + 45,9x - 495,72 = 0$$

$$\Delta = 45,9^2 - 4(50)(-495,72) = 101250,81$$

$$\sqrt{\Delta} = 318,19 \rightarrow x = 2,72 \text{ cm}$$

- a. **Moment d'inertie :**

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

$$I = \frac{100 \times 2,72^3}{3} + 15 \times 3,06(10,8 - 2,72)^2$$

$$I = 3667,42 \text{ cm}^4$$

- b. **Vérification des contraintes :**

$$M = 10,73 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 0,5M = 5,36 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{0,00536 \times 0,0272}{3667,42 \times 10^{-8}} = 3,97 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,97 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_s(d - x)}{I} = 15 \times \frac{0,00536 \times (0,108 - 0,0272)}{3667,42 \times 10^{-8}} = 177,13 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_{st} = 177,13 \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- c. **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{0,0329}{1 \times 0,108} = 0,3 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 > \tau_u = 0,3$$

III.5.5 Etude de la poutre palière :**III.5.5.1 Dimensionnement :**

D'après le BAEL91 modifié 99 on a :

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \rightarrow \frac{655}{15} \leq h \leq \frac{655}{10} \rightarrow 43,66 \leq h \leq 65,5$$

On prend $h=45$ cm ; $b=40$ cm

$$d = 0,9 \times h = 40,5 \text{ cm}$$

➤ Vérification selon RPA99V2003 :

$$b > 20 \text{ cm} \rightarrow \text{cv}$$

$$h > 30 \text{ cm} \rightarrow \text{cv}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \rightarrow \text{cv}$$

Donc la section de la poutre palière $(45 \times 40)\text{cm}^2$

III.5.5.2 Calcul de ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion simple.

$$h = 0,45\text{m} ; b = 0,4\text{m} ; d = 0,9 \times h = 0,405 ; f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ Mpa} ; \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

Après avoir utilisé le SAP2000, on a trouvé les efforts internes suivants :

$$\text{A l'ELU: } M_u = 39,59 \text{ KN.m} \quad T_u = 51,32 \text{ KN}$$

$$\text{A l'ELS: } M_s = 29 \text{ KN.m} \quad T_s = 37,58 \text{ KN}$$

➤ **Pour le calcul à ELU :**

• **En travée :**

$$M_u = 39,59 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85M_u = 33,65 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{bd^2f_{bc}} = \frac{0,03365}{0,4 \times 0,405^2 \times 14,17} = 0,036$$

$$\mu_u = 0,036 < \mu_R = 0,392 \text{ (FeE400)}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,036}) = 0,045$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,405(1 - 0,4 \times 0,045) = 0,39\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{z\sigma_{st}} = \frac{0,03365}{0,39 \times 347,82} = 2,48 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2,48 \text{ cm}^2$$

Le choix est de : 3T12 = 3,39 cm²

Condition de non fragilité :

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

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{40 \times 45}{1000}; 0,23 \times 40 \times 40,5 \times \frac{2,1}{400}\right)$$

$$A_{st} \geq \max(1,8; 1,95) \text{ cm}^2$$

Donc $A_{st} \geq 1,95 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée

• **En appuis :**

$$M_u = 39,59 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,5M_u = 19,79 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{bd^2f_{bc}} = \frac{0,01979}{0,4 \times 0,405^2 \times 14,17} = 0,021$$

$$\mu_u = 0,021 < \mu_R = 0,392 \text{ (FeE400)}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,021}) = 0,026$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,405(1 - 0,4 \times 0,026) = 0,4 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{z\sigma_{st}} = \frac{0,01979}{0,4 \times 347,82} = 1,42 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,42 \text{ cm}^2$$

Le choix est de : 3T12 = 3,39 cm²

Condition de non fragilité :

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

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{40 \times 45}{1000}; 0,23 \times 40 \times 40,5 \times \frac{2,1}{400}\right)$$

$$A_{st} \geq \max(1,8; 1,95) \text{ cm}^2$$

Donc $A_{st} \geq 1,95 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée

➤ **Pour le calcul à ELS :**

• **En travée :**

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

$$\frac{40}{2}x^2 - 15 \times 3,39(40,5 - x) = 0$$

$$20x^2 + 50,85x - 2059,42 = 0$$

$$\Delta = 50,85^2 - 4(20)(-2059,42) = 167339,32$$

$$\sqrt{\Delta} = 409,07 \rightarrow x = 8,95 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

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

$$I = \frac{40 \times 8,95^3}{3} + 15 \times 3,39(40,5 - 8,95)^2$$

$$I = 60175,1 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :

$$M = 28,99 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 0,85M = 24,64 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{0,02464 \times 0,0895}{60175,1 \times 10^{-8}} = 3,66 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,66 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_s(d - x)}{I} = 15 \times \frac{0,02464 \times (0,405 - 0,0895)}{60175,1 \times 10^{-8}} = 193,78 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_{st} = 193,78 \leq \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• **En appuis :**

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

$$\frac{40}{2}x^2 - 15 \times 3,39(40,5 - x) = 0$$

$$20x^2 + 50,85x - 2059,42 = 0$$

$$\Delta = 50,85^2 - 4(20)(-2059,42) = 167339,32$$

$$\sqrt{\Delta} = 409,07 \rightarrow x = 8,95 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

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

$$I = \frac{40 \times 8,95^3}{3} + 15 \times 3,39(40,5 - 8,95)^2$$

$$I = 60175,1 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :

$$M = 28,99 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 0,85M = 24,64 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{0,02464 \times 0,0895}{60175,1 \times 10^{-8}} = 3,66 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,66 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_s(d - x)}{I} = 15 \times \frac{0,02464 \times (0,405 - 0,0895)}{60175,1 \times 10^{-8}} = 193,78 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_{st} = 193,78 \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{0,05132}{0,4 \times 0,405} = 0,32 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 > \tau_u = 0,32$$

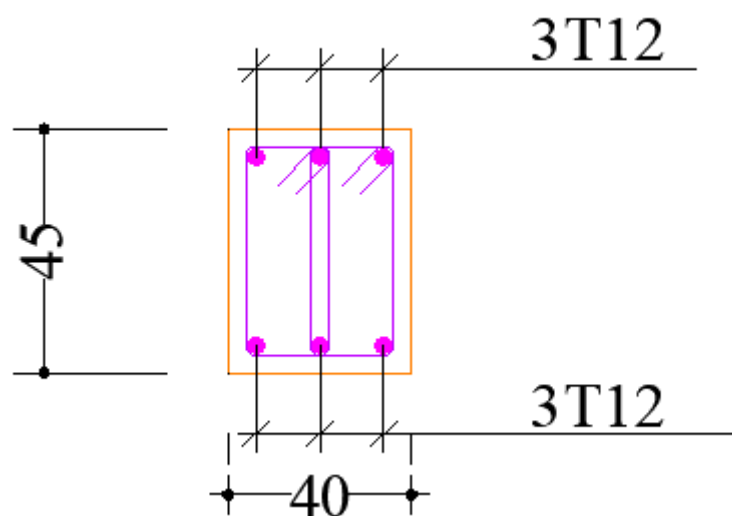


Figure III. 12 : Ferrailage de la poutre palière en appui et en travée

III.6 Etude de l'ascenseur :

III.6.1 Introduction :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction. L'ascenseur qu'on étudie est pour 8 personnes.

Ils sont constitués de trois éléments essentiels :

1. Le treuil de la benne.
2. La cabine ou la benne.
3. Le contre poids.

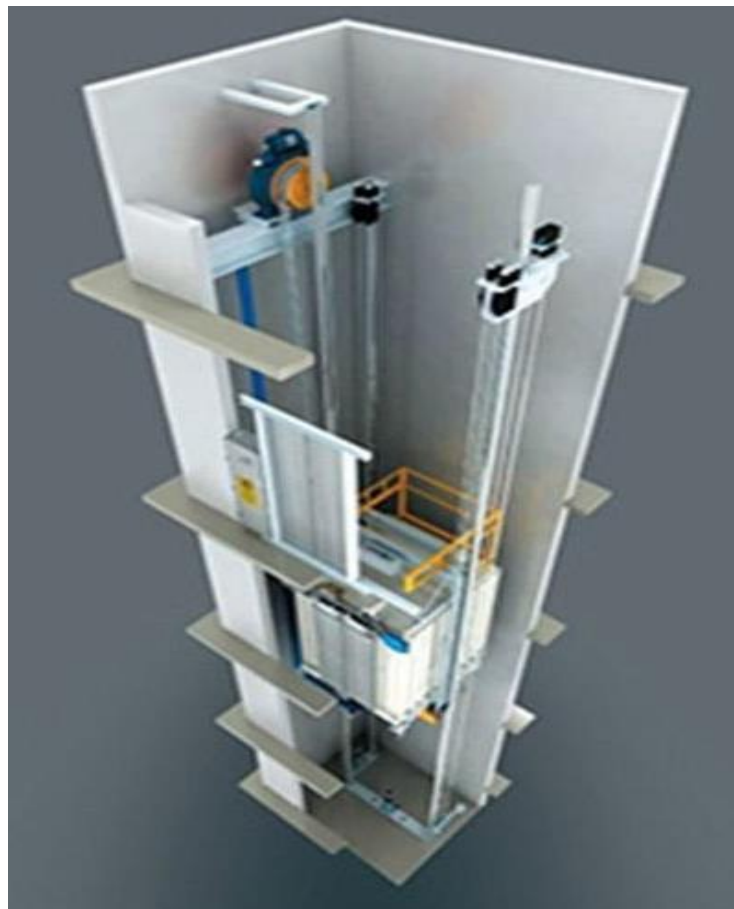


Figure III. 13 : Schéma d'un ascenseur.

III.6.2 Epaisseur de la dalle d'ascenseur :

$$l_x = 3,15 \text{ m} \quad ; l_y = 5,85 \text{ m}$$

$$\frac{l_x}{l_y} = 0,54 \quad ; 0,4 < \frac{l_x}{l_y} < 1 \quad ; \text{donc la dalle portant dans les deux sens.}$$

$$h > \frac{l_x}{40} \Rightarrow h > 7,88 \text{ cm} \quad \text{donc on prend } h = 25 \text{ cm}$$

III.6.3 Évaluation des charges :**a. Charge l'exploitation :**

Dans notre structure, on utilise un ascenseur pour huit personnes. Alors le poids estimatif pour ce nombre de personnes est de $Q = 360$ kg.

b. Charge permanentes :

p_m : (poids mort) le poids de la cabine, étrier, accessoire, câble : $p_m = 2342,5$ kg.

p_p : le poids de contrepoids tel que : $p_p = p_m + \frac{Q}{2} = 2657,5$ kg.

p_t : le poids de treuil : $p_t = 1200$ kg.

M_g : le poids des câbles : $M_g = m \times n \times l = 0,512 \times 2 \times 27,54 = 36,67$ kg

Avec :

m : Masse linéaire du câble.

n : Nombre des câbles.

l : Longueur du câble.

$$G = P_p + P_m + P_t + M_g = 2342,5 + 2657,5 + 1200 + 36,67 = 6236,67 \text{ kg}$$

c. Combinaison des charges :

ELU :

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 6236,67 + 1,5 \times 360 = 9364,5 \text{ kg}$$

ELS :

$$Q_s = G + Q = 6236,67 + 360 = 6866,67 \text{ kg}$$

III.6.4 Vérification au poinçonnement :

Le moteur de l'ascenseur est supposé appuyé sur quatre appuis. Il risque de nous créer le poinçonnement au niveau de la dalle.

$$q_u \leq 0,045 \times p_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$q_u: \text{ La charge appliquée sur chaque appui : } q_u = \frac{Q_u}{4} = 2341,125 \text{ kg}$$

h : Épaisseur total de la dalle.

p_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

La charge concentré q_0 est appliquée sur un carré de (10×10) cm²

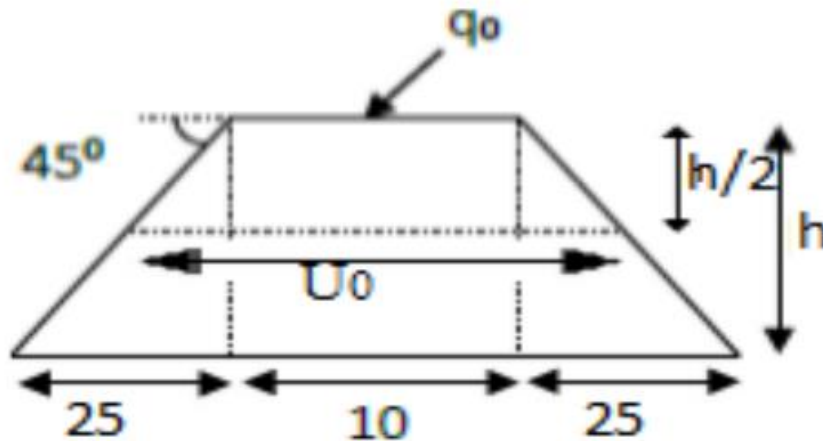
$$U_0 = U + h = 10 + 25 = 35 \text{ cm}$$

$$V_0 = V + h = 10 + 25 = 35 \text{ cm}$$

$$p_c = 2(U_0 + V_0) = 2(35 + 35) = 140 \text{ cm}$$

$$0,045 \times 140 \times 25 \times \frac{25}{1,5} = 2625 \text{ kg} > q_u = 2341,125 \text{ kg}$$

Donc pas de risque de poinçonnement.

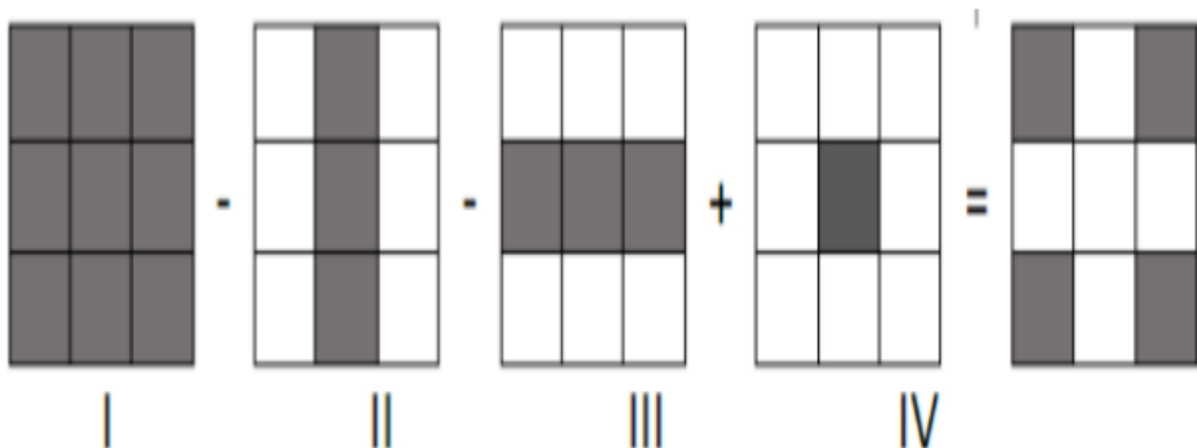


III.6.5 Evaluation du moment :

III.6.5.1 Les moments dus aux charges non concentrées :

En absence d’une fiche technique concernant le moteur mécanique de l’ascenseur, on a supposé que le moteur a une dimension de $(100 \times 100) \text{ cm}^2$ posé sur quatre appuis de 10 cm de chaque côté.

On calcule les moments du aux charges concentrées, dans les quatre carré de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$ on utilisant la méthode de PIGEAUD.



$$M_{xt} = \frac{M_I - M_{II} - M_{III} + M_{IV}}{4}$$

$$\begin{cases} M_x = (M_1 + uM_2)p \\ M_y = (uM_1 + M_2)p \end{cases} \text{ Avec } \begin{cases} u = 0 \text{ (ELU)} \\ u = 0,2 \text{ (ELS)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} p_u = \frac{q_u}{S} UV = 234,1 \dots \dots \dots \text{ELU} \\ p_s = \frac{q_s}{S} UV = 171,65 \dots \dots \dots \text{ELS} \end{cases} \text{ Avec } p = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,15}{5,85} = 0,54$$

	U	V	$\frac{U_0}{l_x}$	$\frac{V_0}{l_y}$	M ₁ (KN. m)	M ₂ (KN. m)	P _u (KN)	M _{xu} (KN. m)	M _{yu} (KN. m)	M _{xt} (KN. m)	M _{yt} (KN. m)
I	1,05	1,05	0,66	0,66	7× 10 ⁻²	0,072	258,09	18,06	18,58	0,725	0,585
II	0,55	1,05	0,34	0,66	0,095	8× 10 ⁻²	135,19	12,84	10,81		
III	1,05	0,55	0,66	0,34	8× 10 ⁻²	0,103	135,19	10,81	13,92		
IV	0,55	0,55	0,34	0,34	0,12	0,12	70,81	8,49	8,49		

Tableau III. 9 : Les moments isostatiques des rectangles à ELU

$$M_{xu} = 4 \times M_{xt} = 2,9 \text{ KN. m}$$

$$M_{yu} = 4 \times M_{yt} = 2,34 \text{ KN. m}$$

	U	V	$\frac{U_0}{l_x}$	$\frac{V_0}{l_y}$	M ₁ (KN. m)	M ₂ (KN. m)	P _u (KN)	M _{xu} (KN. m)	M _{yu} (KN. m)	M _{xt} (KN. m)	M _{yt} (KN. m)
I	1,05	1,05	0,66	0,66	7× 10 ⁻²	0,072	189,24	13,24	13,62	0,535	0,433
II	0,55	1,05	0,34	0,66	0,095	8× 10 ⁻²	99,12	9,41	7,92		
III	1,05	0,55	0,66	0,34	8× 10 ⁻²	0,103	99,12	7,92	10,2		
IV	0,55	0,55	0,34	0,34	0,12	0,12	51,92	6,23	6,23		

Tableau III. 10 : Les moments isostatiques des rectangles à ELS

$$M_{xs} = 4 \times M_{xt} = 2,14 \text{ KN. m}$$

$$M_{ys} = 4 \times M_{yt} = 1,73 \text{ KN. m}$$

III.6.5.2 Moments dues aux charges réparties :

$$l_x = 3,15 \text{ m} ; l_y = 5,85 \text{ m} ; h = 0,25 \text{ m}$$

$$G = 0,25 \times 25 = 6,25 \text{ KN/m}^2$$

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

$$\text{ELU} : 1,35G + 1.5Q = 9,938 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS} : G + Q = 7,25 \text{ KN/ml}$$

$$0,4 < \frac{l_x}{l_y} = 0,54 < 1 \quad \text{Donc la dalle portant dans les deux sens}$$

III.6.5.3 Calcul des moments fléchissant (méthode de BAEL91) :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x p l_x^2 \\ M_y = \mu_y M_x \end{cases}$$

Avec : les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0,54$

ELU :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0908 \\ \mu_y = 0,25 \end{cases} \quad \begin{cases} M_x = 0,0908 \times 9,938 \times 3,15^2 = 8,95 \text{ KN.m} \\ M_y = 0,25 \times 8,95 = 2,24 \text{ KN.m} \end{cases}$$

ELS :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0948 \\ \mu_y = 0,405 \end{cases} \quad \begin{cases} M_x = 0,0948 \times 7,25 \times 3,15^2 = 6,82 \text{ KN.m} \\ M_y = 0,405 \times 6,82 = 2,76 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.6.5.4 Les moments totaux appliqués sur la dalle :

- **ELU :**

Sens « x » :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 2,9 + 8,95 = 11,85 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,8M_x = 9,48 \text{ KN.m}$$

$$M_g = 0,3M_x = 3,55 \text{ KN.m}$$

$$M_d = 0,5M_x = 5,92 \text{ KN.m}$$

Condition de BAEL91 :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1,25M_x \rightarrow 9,48 + \frac{3,55 + 5,92}{2} = 14,21 < 1,25 \times 11,85 = 14,81 \rightarrow \text{CNV}$$

$$\text{On augmente } M_t = 0,85M_x = 10,07 \rightarrow 10,07 + \frac{3,55+5,92}{2} = 14,81 = 14,81 \rightarrow \text{CV}$$

Sens- « y » :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 2,34 + 2,24 = 4,58 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,8M_x = 3,66 \text{ KN.m}$$

$$M_g = 0,3M_x = 1,37 \text{ KN.m}$$

$$M_d = 0,5M_x = 2,29 \text{ KN.m}$$

Condition de BAEL91 :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1,25M_x \rightarrow 3,66 + \frac{1,37 + 2,29}{2} = 5,49 < 1,25 \times 4,58 = 5,72 \rightarrow \text{CNV}$$

On augmente $M_t = 0,85M_x = 3,89 \rightarrow 3,89 + \frac{1,37+2,29}{2} = 5,72 = 5,72 \rightarrow \text{CV}$

- **ELS :**

Sens « x » :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 2,14 + 6,82 = 8,96 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,8M_x = 7,16 \text{ KN.m}$$

$$M_g = 0,3M_x = 2,68 \text{ KN.m}$$

$$M_d = 0,5M_x = 4,48 \text{ KN.m}$$

Condition de BAEL91 :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1,25M_x \rightarrow 7,16 + \frac{2,68 + 4,48}{2} = 10,74 < 1,25 \times 8,96 = 11,2 \rightarrow \text{CNV}$$

On augmente $M_t = 0,85M_x = 7,61 \rightarrow 7,61 + \frac{2,68+4,48}{2} = 11,19 > 11,2 \rightarrow \text{CV}$

Sens - « y » :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 1,73 + 2,76 = 4,49 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,8M_x = 3,59 \text{ KN.m}$$

$$M_g = 0,3M_x = 1,34 \text{ KN.m}$$

$$M_d = 0,5M_x = 2,24 \text{ KN.m}$$

Condition de BAEL91 :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1,25M_x \rightarrow 3,59 + \frac{1,34 + 2,24}{2} = 5,38 < 1,25 \times 4,49 = 5,61 \rightarrow \text{CNV}$$

On augmente $M_t = 0,85M_x = 3,81 \rightarrow 3,81 + \frac{1,34+2,24}{2} = 5,61 = 5,61 \rightarrow \text{CV}$

III.6.6 Calcul du ferrailage :

a- Calcul à ELU :

- **En travée :**

$$M_u = 10,07 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{bd^2f_{bc}} = \frac{0,01007}{1 \times 0,225^2 \times 14,17} = 0,014$$

$$\mu_u = 0,014 < \mu_R = 0,392 \text{ (FeE400)}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,014}) = 0,017$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,225(1 - 0,4 \times 0,017) = 0,22\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{z\sigma_{st}} = \frac{0,01007}{0,22 \times 347,82} = 1,31 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,31 \text{ cm}^2$$

Le choix est de : 4T10 = 3,14 cm²

Condition de non fragilité :

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

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{100 \times 25}{1000}; 0,23 \times 100 \times 22,5 \times \frac{2,1}{400}\right)$$

$$A_{st} \geq \max(2,5; 2,7) \text{ cm}^2$$

Donc $A_{st} \geq 2,7 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée

• **En appuis :**

$$M_u = 5,92 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{bd^2f_{bc}} = \frac{0,00592}{1 \times 0,225^2 \times 14,17} = 0,008$$

$$\mu_u = 0,008 < \mu_R = 0,392 \text{ (FeE400)}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,008}) = 0,01$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,225(1 - 0,4 \times 0,01) = 0,22\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{z\sigma_{st}} = \frac{0,00592}{0,22 \times 347,82} = 7,73 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0,773 \text{ cm}^2$$

Le choix est de : 4T10 = 3,14 cm²

Condition de non fragilité :

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

$$A_{st} \geq \max(2,5; 2,7) \text{ cm}^2$$

Donc $A_{st} \geq 2,7 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée

Armature de réparation :

En travée et en travée $A_r = \frac{A_{st}}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$

En prend 2T10 de section 1,51

Espacement :

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

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \rightarrow \text{cv}$$

b- Calcul à l'ELS :

- En travée :

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

$$\frac{100}{2}x^2 - 15 \times 3,14(22,5 - x) = 0$$

$$50x^2 + 47,1x - 1089,75 = 0$$

$$\Delta = 47,1^2 - 4(50)(-1089,75) = 220168,41$$

$$\sqrt{\Delta} = 469,22 \rightarrow x = 4,22 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

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

$$I = \frac{100 \times 4,22^3}{3} + 15 \times 3,14(22,5 - 4,22)^2$$

$$I = 18243,9 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :

$$M = 7,61 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{0,00761 \times 0,0422}{18243,9 \times 10^{-8}} = 1,76 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,76 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_s(d - x)}{I} = 15 \times \frac{0,00761 \times (0,225 - 0,0422)}{18243,9 \times 10^{-8}} = 114,37 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_{st} = 114,37 \leq \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- En appuis :

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

$$\frac{100}{2}x^2 - 15 \times 3,14(22,5 - x) = 0$$

$$x = 4,22 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

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

$$I = 18243,9 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :

$$M = 4,48 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{0,00448 \times 0,0422}{18243,9 \times 10^{-8}} = 1,03 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,03 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_s(d - x)}{I} = 15 \times \frac{0,00448 \times (0,225 - 0,0422)}{18243,9 \times 10^{-8}} = 67,33 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_{st} = 67,33 \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d}$$

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

$$T_x = \frac{q_x l_x l_y}{2l_x + l_y} = \frac{9,938 \times 3,15 \times 5,85}{2 \times 3,15 + 5,85} = 15,07 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u l_x}{3} = \frac{9,938 \times 3,15}{3} = 10,43 \text{ KN}$$

$$T_u = \max(T_x; T_y) = 15,07 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{0,01507}{1 \times 0,9 \times 0,25} = 0,067 \text{ Mpa}$$

Donc: $\tau_u < \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée

Conclusion :

Dans ce chapitre, on a déterminé les sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires.

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1 Introduction :

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumise pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces effets peuvent être causés par le vent, les tremblements de terre ou les vibrations de la machine, ce qui signifie que le calcul des effets des charges statiques est peu susceptible d'être suffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l'effet du séisme

IV.2 Objectif de l'étude dynamique :

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape primordiale dans l'étude d'un ouvrage dans une zone sismique, son objectif est la détermination des caractéristiques dynamiques.

L'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibrations libres se fait numériquement à cause du volume de calcul important, alors on utilise un logiciel préétabli, avec une modélisation de la structure qui peut aboutir à une meilleure analyse dynamique propres de la structure. Dans notre cas, nous avons utilisé le logiciel SAP2000V14

IV.3 Modélisation de la structure :

L'étude de la dynamique d'une structure nécessite la sélection d'un modèle approprié qui interprète la nature de la réalité aussi précisément que possible.

Le modèle dynamique pour lequel nous avons opté, pour le calcul de notre ouvrage, est une console verticale infiniment rigide encastré à sa base, dont les masses sont concentrées dans le niveau central. Dans cette étude, nous utiliserons le logiciel SAP2000V14 pour la modélisation et l'analyse des tâches permettant de résoudre le problème.

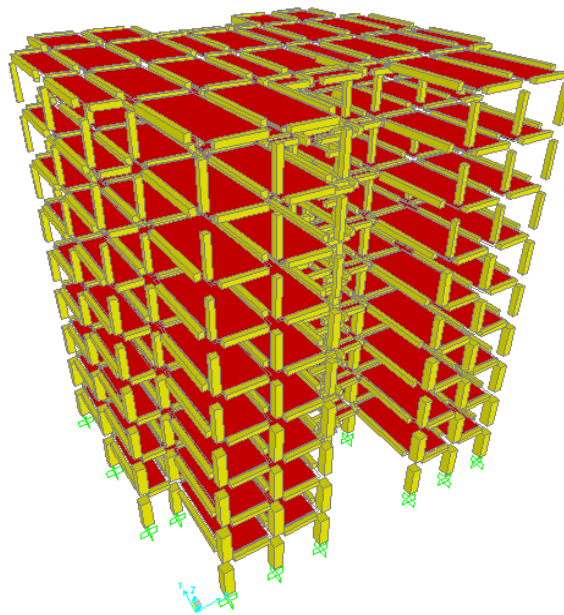


Figure IV. 1 : Modélisation de la structure

IV.4 Disposition des voiles :

Disposition des voiles : La sélection de la disposition des voiles doit répondre aux conditions architecturales et assurer la vérification des conditions de sécurité.

D'après le RPA99 V2003, la valeur de T calculée ne doit pas dépasser 30 % de celle trouvée à partir de formules empiriques.

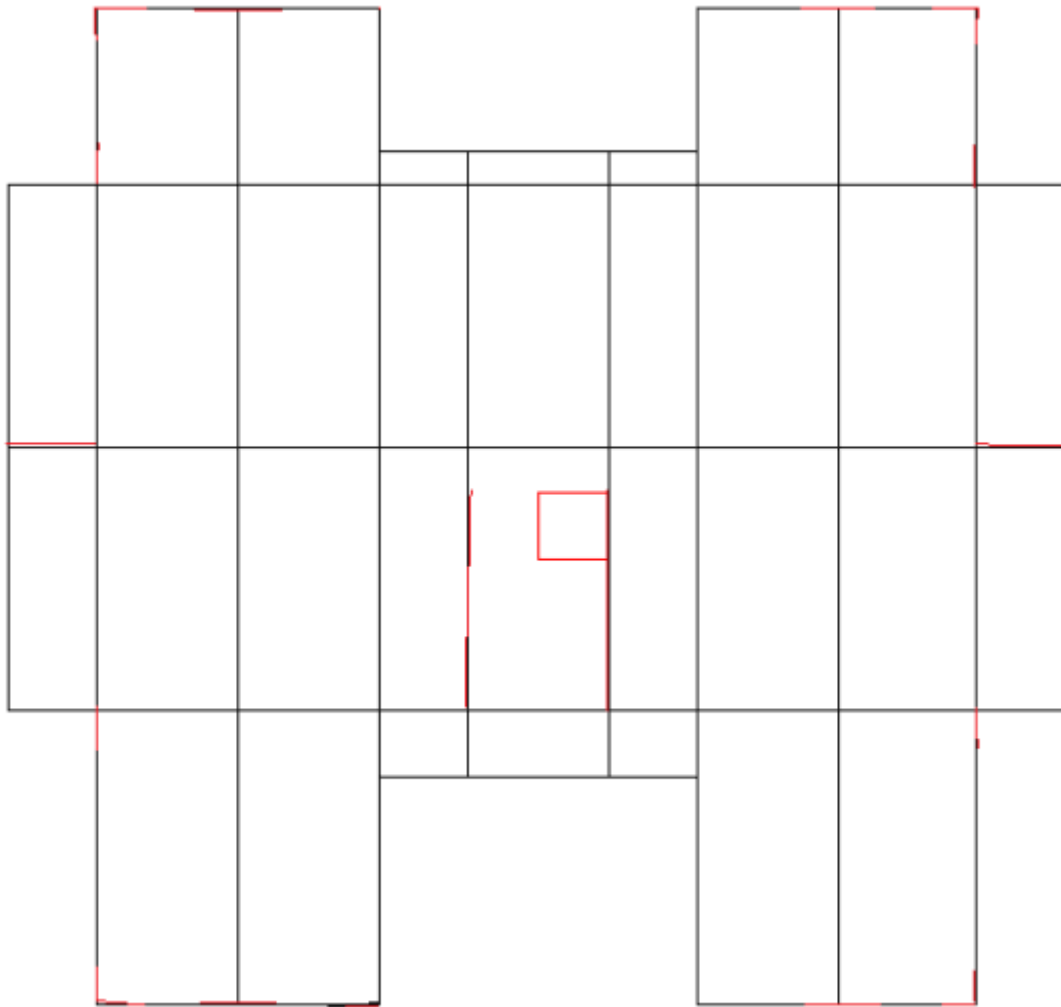


Figure IV. 2 : Disposition des voiles

IV.5 Choix de la méthode de calcul :

Le calcul des forces sismiques peut être fait par trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérogrammes.

Afin de sélectionner la méthode utilisée, certaines conditions sont vérifiées selon les règles en vigueur en Algérie (RPA99 VERSION 2003).

Ici, les conditions d'application de la méthode statique d'équivalence sont toutes remplies, il mais nous avons préférée utilisée la méthode dynamique modale spectrale utilisant les spectres de réponse dans RPA99 V2003. Cependant, afin de faire certaines vérifications nécessaires, il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente.

IV.5.1 Méthode statique équivalente :

➤ **Principe de la méthode :**

Cette méthode se caractérise par le remplacement des forces dynamique réelles par un des forces statiques équivalentes qui son fictives de tel manière à avoir la même déformée maximum.

➤ **Conditions d'application :**

Le règlement parasismique algérien permet utiliser cette méthode dans les conditions (article 4.1.2 page 39) du RPA99/2003 suivants :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : tous groupes

Zone II : Grouped'usage3 Grouped'usage2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m. Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone III : Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

IV.5.1.1 Détermination des coefficients (A, D, R, Q) :

D'après le RPA99 V2003, la force sismique totale est donnée par la formule suivante :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

A : coefficient d'accélération de zone.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : facteur de qualité.

R : coefficient de comportement.

W : poids total de la structure ($W=G+\beta Q$).

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, et il est donné par le tableau (4-4) page 48 du RPA99V2003, dans notre cas $\beta=0,2$.

A : coefficient d'accélération de zone.

D'après le RPA tableau 4.1 page 41 :

	Zone	Zone	Zone
Groupe	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,40
1B	0,08	0,20	0,30
2	0,10	0,15	0,25
3	0,07	0,10	0,18

Tableau IV. 1 : Coefficient d'accélération de zone A.

D'après la classification sismique des wilayas : Tlemcen → zone I.

Ouvrages courants ou d'importance moyenne → groupe 2.

Alors d'après les deux critères précédents, on obtient : $A= 0,1$

a. Coefficient de comportement R :

Il est fonction du système de contreventement (tableau 4-3 page 45 du RPA99 V2003). Dans le cas de notre projet, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : $R=5$.

b. Facteur d'amplification dynamique moyen D :

Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$\begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases} \text{ Selon le RPA99 V2003 (formule 4-2) page 41}$$

T : période empirique.

T₂ : période caractéristique, associée à la catégorie du site (site meuble) et donnée par le tableau 4-7 page 53 du RPA99V2003.

Description	Rocheux	Ferme	Meuble	Très meuble
Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T ₁ (sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
T ₂ (sec)	0,30	0,40	0,50	0,70

Tableau IV. 2 : Valeur de T₁ et T₂

$$\begin{cases} T_1 = 0,15s \\ T_2 = 0,5 s \end{cases}$$

c. Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de la correction d’amortissement η est donnée par :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7 \quad \text{RPA99 V2003 (formule 4-3) page 41}$$

Remplissage	Portique		Voile ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé /maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau IV. 3 : Valeur de ξ (%)

D’après le tableau : (ξ = 7% Pour un contreventement mixte)

$$\text{Donc : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 0,88 \geq 0,7$$

$$T = \min \left(c_t h_n^{\frac{3}{4}}, \frac{0,09 h_n}{\sqrt{D}} \right) \rightarrow \text{formule (4-6) page 49 du RPA99V2003}$$

Avec :

h_n: Hauteur mesuré en mètre à partir de la base de la structure jusqu’au dernier niveau N.

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4-6 page 49 du RPA99 V2003. C_T=0,05

D : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcul considérée.

Le sens x :

$$h_n = 27,54 \text{ m} ; D_x = 23,70 \text{ m} ; C_T = 0,05$$

$$T_x = \min\left(0,05 \times (27,54)^{\frac{3}{4}}; \frac{0,09 \times 27,54}{\sqrt{23,70}}\right) = \min(0,60; 0,51) \rightarrow T_x = 0,51 \text{ s.}$$

Le sens y :

$$h_n = 27,36 \text{ m}; D_y = 22,17 \text{ m}; C_T = 0,05$$

$$T_y = \min\left(0,05 \times (27,54)^{\frac{3}{4}}; \frac{0,09 \times 27,54}{\sqrt{22,17}}\right) = \min(0,60; 0,53) \rightarrow T_y = 0,53 \text{ s.}$$

$$\text{Donc } T_{\text{emp}} = 0,51 \text{ s}$$

$$T_{\text{numérique}} \leq 1,3 T_{\text{emp}}$$

$$\text{Avec } T_{\text{numérique}} = 0,63 \text{ s}$$

Remarque :

La période de vibration ne doit pas dépasser 30% de la période calculée par la formule empirique (Art (4.2.4)), c'est-à-dire :

$$1,3T_x = 1,3 \times 0,51 = 0,66 \text{ s}$$

$$1,3T_y = 1,3 \times 0,53 = 0,689 \text{ s}$$

$$\text{Donc } T_{\text{numérique}} \leq 0,66 \text{ s}$$

$$\text{Avec } T_{\text{numérique}} = 0,63 \text{ s}$$

d. Facteur d'amplification dynamique moyen :

$$2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \quad T_2 \leq T \leq 3s$$

$$D_x = 2,5 \times 0,88 \left(\frac{0,5}{0,50}\right)^{\frac{2}{3}} \quad T_2 \leq T \leq 3s$$

$$D_x = 2,2$$

$$D_y = 2,5 \times 0,88 \left(\frac{0,5}{0,52}\right)^{\frac{2}{3}} \quad T_2 \leq T \leq 3s$$

$$D_y = 2,14$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} D_x = 2,5 \times 0,88 = 2,2 \\ D_y = 2,5 \times 0,88 \left(\frac{0,5}{0,52}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,14 \end{cases}$$

e. Facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité (Q) est déterminé par la formule : $Q = 1 + \sum_{q=1}^8 P_q$

P_q : Valeur de pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non.

➤ Conditions minimales sur les files de contreventement :

D'après le RPA99 V2003, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées est $< 1,5$.

Sens longitudinal : (8 travées)

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{1,95}{3,15} = 0,61 < 1,5 \text{ C.V.}$$

$$\frac{L_2}{L_3} = \frac{3,15}{3,15} = 1 < 1,5 \text{ C.V.}$$

$$\frac{L_3}{L_4} = \frac{3,15}{1,95} = 1,61 > 1,5 \text{ C.N.}$$

$$\frac{L_4}{L_5} = \frac{1,95}{3,15} = 0,61 < 1,5 \text{ C.V.}$$

$$\frac{L_5}{L_6} = \frac{3,15}{1,95} = 1,61 > 1,5 \text{ C.N.}$$

$$\frac{L_6}{L_7} = \frac{1,95}{3,15} = 0,61 < 1,5 \text{ C.V.}$$

$$\frac{L_7}{L_8} = \frac{3,15}{3,15} = 1 < 1,5 \text{ C.V.}$$

$$\frac{L_8}{L_9} = \frac{3,15}{1,95} = 1,6 > 1,5 \text{ C.N.V.}$$

Critère observé $P_q = 0$

Sens transversale (4 travées) :

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{6,55}{5,85} = 1,1 < 1,5 \text{ C.V.}$$

$$\frac{L_2}{L_3} = \frac{5,85}{5,85} = 1 < 1,5 \text{ C.V.}$$

$$\frac{L_3}{L_4} = \frac{5,85}{3,93} = 1,4 < 1,5 \text{ C.V.}$$

Critère observé $P_q = 0$

➤ Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir en plan au moins (4) files de portiques ; ces files de contreventement devront être disposés symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement en dépassant pas 1,5.

Sens longitudinale (8 travées) :

$$\frac{L_{\max}}{L_{\min}} = \frac{3,15}{1,95} = 1,61 < 1,5 \text{ C.N.V.}$$

Critère est non observé $Pq = 0,05$

Sens transversale (4 travées) :

$$\frac{L_{\max}}{L_{\min}} = \frac{6,55}{3,93} = 1,66 < 1,5 \text{ C.N.V.}$$

Critère est non observé $Pq = 0,05$

➤ Régularité en plan :

Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales.

L'excentricité ne dépasse pas les 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal à 4.

Le sens longitudinal :

$$\frac{L_x}{L_x} = \frac{1,95+1,95+3,15+1,95+1,95}{23,70} = 0,46 < 4 \text{ C.V.}$$

L_x : Longueur de la structure.

L_y : Largeur de la structure.

Critère observé $Pq = 0$

La somme des dimensions de parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée n'excède pas plus 25%.

$$\frac{L_y}{L_y} = \frac{6,55+3,93}{22,17} = 0,47 < 4 \text{ C.V.}$$

L_y : La somme des longueurs des parties saillantes.

L_y : Largeur de la structure.

Critère observé $Pq = 0$

➤ Régularité en élévation :

Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux discontinus dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation. La masse des différents niveaux reste diminuée progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment. La variation des dimensions en plan du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

Critère observé : $Pq = 0$

- Contrôle de la qualité des matériaux :

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés.

Critère non observé : $Pq = 0,05$

- Contrôle de la qualité de l'exécution :

On suppose que la qualité d'exécution n'est pas contrôlée.

Critère non observé : $Pq = 0,1$

Critère	Q			
	Sens x		Sens-y	
	Observée	Non-Observée	Observée	Non-Observée
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0		0	
2. Redondance en plan		0,05		0,05
3. Régularité en plan	0		0	
4. Régularité en élévation	0		0	
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05		0,05	
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,1		0,1	
$\sum q$	0,15	0,05	0,15	0,05

Tableau IV. 4 : Pénalité en fonction des critères de qualité q

Donc : $\begin{cases} Q_x = 1,2 \\ Q_y = 1,2 \end{cases}$

IV.5.1.2 Poids de la structure (W) :

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, on a le tableau suivant qui est donné par le logiciel de SAP2000 :

Niveau	Poids (KN)	Hauteur (m)
RDC	5611,34	3,06
1	5436,15	3,06
2	5259,52	3,06
3	5116,19	3,06
4	4971,67	3,06
5	4746,77	3,06
6	4760,54	3,06
7	4747,79	3,06
8	4397,30	3,06
Le poids total de la structure : $W_T = 45047,27$		

Tableau IV. 5 : Poids de la structure.

IV.5.1.3 L'effort tranchant statique à la base :

$$V = \frac{A. D. Q}{R} . W$$

$$\begin{cases} V_x = \frac{ADQ}{R} W = \frac{0,1 \times 2,2 \times 1,2}{5} \times 45047,27 = 2378,49 \text{KN} \\ V_y = \frac{ADQ}{R} W = \frac{0,1 \times 2,14 \times 1,2}{5} \times 45047,27 = 2313,62 \text{KN} \end{cases}$$

IV.5.1.4 Détermination de la force sismique de chaque niveau :

La force sismique totale doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule (4-11 du RPA99 V2003) :

$$F_i = (V - F_t) \frac{\sum W_i h_i}{\sum W_j h_j}$$

Avec :

F_t : La force concentrée au sommet de la structure :

$$F_t = 0,07TV \quad (F_t = 0 \text{ si } T \leq 0,7s)$$

Niveau	W_i	H_i	$W_i H_i$	V_x	V_y	$F_x(KN)$	$F_y(KN)$
RDC	5611,34	3,06	17170,70	2378,49	2313,62	61,51	59,84
1	5436,15	6,12	33269,23	2378,49	2313,62	119,19	115,94
2	5259,52	9,18	48282,39	2378,49	2313,62	172,98	168,26
3	5116,19	12,24	62622,16	2378,49	2313,62	224,36	218,24
4	4971,67	15,3	76066,55	2378,49	2313,62	272,53	265,09
5	4746,77	18,36	87150,69	2378,49	2313,62	312,24	303,72
6	4760,54	21,42	101970,76	2378,49	2313,62	365,34	355,37
7	4747,79	24,48	116225,89	2378,49	2313,62	416,41	405,05
8	4397,30	27,54	121101,64	2378,49	2313,62	433,88	422,05
Σ	45047,27	27,54	663860,01				

Tableau IV. 6 : La force sismique de chaque niveau

IV.5.1.5 Période et participation massique :

Il faudra que la somme de la masse modale effective atteigne 90% de la masse totale de la structure dans les deux sens.

Dans le sens x 19^{eme} mode elle doit être vérifiée et dans le sens y 19^{eme} mode elle doit être vérifiée.

Mode	Périodes (sec)	U_x	U_y
1	0,633761	0,40739	0,09374
2	0,62521	0,43782	0,64423
3	0,596678	0,65802	0,66345
4	0,184649	0,6818	0,66544
5	0,169973	0,72135	0,80042
6	0,160631	0,85242	0,85196
7	0,090311	0,85243	0,85197
8	0,089713	0,85243	0,85198
9	0,089112	0,85244	0,85199
10	0,087651	0,85616	0,85217
11	0,079924	0,85628	0,85217
12	0,078815	0,85628	0,85218
13	0,078316	0,86423	0,87786
14	0,077987	0,86677	0,88578
15	0,076755	0,87485	0,8992
16	0,076519	0,87485	0,89921
17	0,076037	0,87546	0,89946
18	0,074597	0,87654	0,89948
19	0,073877	0,90457	0,90719

Tableau IV. 7 : Période et masse modale de la structure

Donc : la condition du RPA99 V2003 est vérifiée : $T_{\text{numérique}} = 0,63 < 1,3 T_e = 0,66 \text{ s}$

- Le premier mode de vibration est une translation suivant l'axe (yy').
- Le 2eme est une translation suivant l'axe (xx').
- Et le 3eme mode de torsions.

IV.5.2 Méthode d'analyse modale spectrale :

IV.5.2.1 Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (art 4-13 du RPA99 V2003).

$$\frac{S_a}{g} \begin{cases} 1,25A \left[1 + \left(\frac{T}{T_1}\right) (2,5\eta \left(\frac{Q}{R}\right) - 1) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R}\right) & T \geq 3s \end{cases}$$

Sa : Accélération spectrale.

g : Accélération de la pesanteur= 9,81m/s².

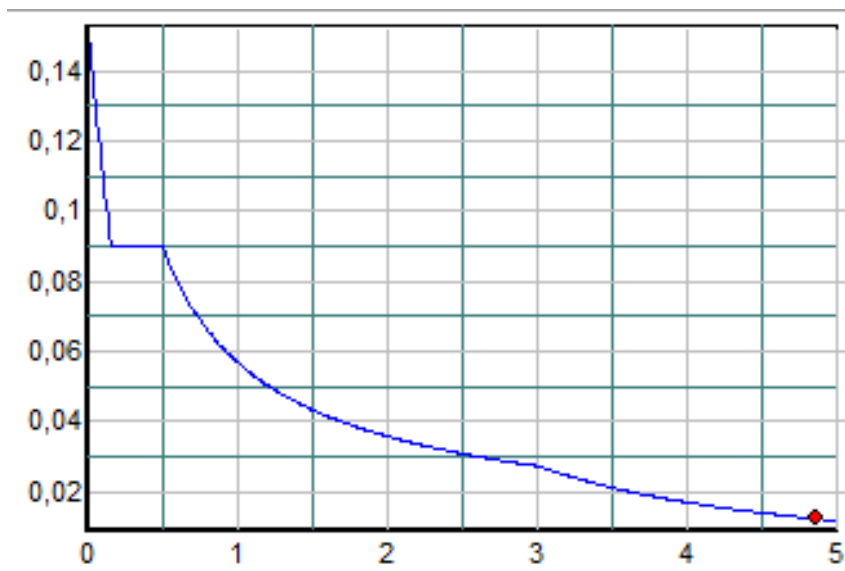


Figure IV. 3 : Spectre de réponse R=5

IV.5.2.2 Résultante des forces sismiques de calcul :

D’après le RPA99 V2003 (art 4.3.6), il faut vérifier que : $V_{dynamique} > 80\% V_{statique}$

L’effort tranchant à la Base	V statique		V dynamique	
	V _x	V _y	V _x	V _y
	2378,49	2313,62	2378,44	2313,56

Tableau IV. 8 : Valeurs des efforts tranchants à la base statiques et dynamiques

Selon x :

$$\left. \begin{matrix} V_d = 2378,44 \text{ KN} \\ V_s = 2378,49 \text{ KN} \end{matrix} \right\} \rightarrow 2378,44 > 0,8 \times 2378,49 = 1902,792 \text{ KN} \rightarrow \text{C.V.}$$

Selon y :

$$\left. \begin{array}{l} V_d = 2313,56 \text{ KN} \\ V_s = 2313,62 \text{ KN} \end{array} \right\} \rightarrow 2313,56 > 0,8 \times 2313,62 = 1850,896 \text{ KN} \rightarrow \text{C.V.}$$

IV.5.2.3 Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suite :

$$\delta_k = R\delta_{ck} \text{ Avec } R=5$$

δ_{ck} : Déplacement dû aux forces sismique F_i .

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta_k \leq \overline{\Delta}_k$$

$\overline{\Delta}_k$: Déplacement admissible =1% hauteur d'étage.

$$\Delta_k \leq \overline{\Delta}_k$$

$\overline{\Delta}_k$: Déplacement admissible =1% hauteur d'étage=0,030

Niveau	Hauteur	δ_{ck}	$\delta_k = R\delta_{ck}$	Δ_k	$\overline{\Delta}_k$
Terrasse	3,06	0,010979	0,054895	0,006955	C.V
Plancher 7	3,06	0,009588	0,04794	0,00736	C.V
Plancher 6	3,06	0,008116	0,04058	0,007615	C.V
Plancher 5	3,06	0,006593	0,032965	0,00758	C.V
Plancher 4	3,06	0,005077	0,025385	0,00728	C.V
Plancher 3	3,06	0,003621	0,018105	0,006585	C.V
Plancher 2	3,06	0,002304	0,01152	0,00554	C.V
Plancher 1	3,06	0,001196	0,00598	0,00406	C.V
RDC	3,06	0,000384	0,00192	0,00192	C.V

Tableau IV. 9 : Vérification du déplacement dans le sens x

Niveau	Hauteur	δ_{ck}	$\delta_k = R\delta_{ck}$	Δ_k	$\bar{\Delta}_k$
Terrasse	3,06	0,011369	0,056845	0,00698	C.V
Plancher 7	3,06	0,009973	0,049865	0,00744	C.V
Plancher 6	3,06	0,008485	0,042425	0,00776	C.V
Plancher 5	3,06	0,006933	0,034665	0,0078	C.V
Plancher 4	3,06	0,005373	0,026865	0,00758	C.V
Plancher 3	3,06	0,003857	0,019285	0,006955	C.V
Plancher 2	3,06	0,002466	0,01233	0,005945	C.V
Plancher 1	3,06	0,001277	0,006385	0,0044	C.V
RDC	3,06	0,000397	0,001985	0,001985	C.V

Tableau IV. 10 : Vérification du déplacement dans le sens y

IV.5.2.4 Vérification de l'effet P-Delta :

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k}$$

Niveau	Hauteur	Δ_k	VK	WK	Pk	θ_k
Terrasse	3,06	0,006955	433,93	4397,30	4397,30	0,02
Plancher 7	3,06	0,00736	850,34	4747,79	9145,09	0,02
Plancher 6	3,06	0,007615	1215,68	4760,54	13905,63	0,02
Plancher 5	3,06	0,00758	1527,92	4746,77	18652,4	0,02
Plancher 4	3,06	0,00728	1800,45	4971,67	23627,70	0,03
Plancher 3	3,06	0,006585	2024,81	5116,19	28743,26	0,03
Plancher 2	3,06	0,00554	2197,79	5259,52	34002,78	0,02
Plancher 1	3,06	0,00406	2316,98	5436,15	39438,93	0,02
RDC	3,06	0,00192	2378,49	5611,34	45050,27	0,01

Tableau IV. 11 : Vérification de l'effet P-Delta suivant le sens x

Niveau	hauteur	Δ_k	V_k	W_k	P_k	θ_k
Terrasse	3,06	0,00698	422,11	4397,30	4397,30	0,02
Plancher 7	3,06	0,00744	827,16	4747,79	9145,09	0,02
Plancher 6	3,06	0,00776	1182,53	4760,54	13905,63	0,02
Plancher 5	3,06	0,0078	1486,25	4746,77	18652,4	0,03
Plancher 4	3,06	0,00758	1751,34	4971,67	23627,70	0,03
Plancher 3	3,06	0,006955	1969,58	5116,19	28743,26	0,03
Plancher 2	3,06	0,005945	2137,84	5259,52	34002,78	0,03
Plancher 1	3,06	0,0044	2253,78	5436,15	39438,93	0,02
RDC	3,06	0,001985	2313,62	5611,34	45050,27	0,01

Tableau IV. 12 : Vérification de l'effet P-Delta suivant le sens y

IV.5.2.5 Vérification de la stabilité au renversement :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B_x}{4} \quad e = \frac{M}{N} \leq \frac{B_y}{4}$$

$$M_x = \sum_9^1 F_i \times H_i$$

N : effort normal

Pour prendre en considération la hauteur d'ancrage en majore effort normal par 10% → N=1,1N

Bx : longueur du bâtiment .

By : largeur du bâtiment.

$$M_x = 45122,5764 \text{ KN. m}$$

$$N = 14940,664 \times 1,1 = 16434,7304 \text{ KN}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{45122,5764}{16434,7304} = 2,74 \leq \frac{B_x}{4} = \frac{23,70}{4} = 5,925$$

$$M_y = \sum_9^1 F_i \times H_i$$

$$M_y = 43891,6302 \text{ KN. m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{43891,6302}{16434,7304} = 2,67 \leq \frac{B_y}{4} = \frac{22,17}{4} = 5,54$$

Conclusion :

Cette structure est capable de résisté aux différents chocs tels que le séisme, le vent. Après l'augmentation des sections des éléments structuraux obtenus après pré dimensionnement et une bonne disposition des voile, ce qui a abouti à la vérification vis-à-vis des exigences du règlement algérien parasismique (RPA99/Version2003).

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V.1 Introduction :

Le bâtiment étudié dans ce travail est une structure tridimensionnelle constituée de l'ensemble des éléments structuraux : des poteaux, poutres et voiles, rigidement liés et capable de reprendre la totalité des forces et horizontales (séisme, vent, neige, ...).

Le logiciel d'analyse des structures (SAP2000) a été utilisé pour la modélisation de la structure de R+8 étudiée dans ce mémoire, dans le but de déterminer les différents efforts internes de chaque section des éléments avec les différentes combinaisons de calcul.

Le ferrailage sera fait conformément aux règles CBA93, BAEL91 et le RPA99V2003 dont

- Les poteaux et les voiles seront calculés en flexion composé.
- Les poutres seront calculées en flexion simple.

V.2 Etude des éléments structuraux :**V.2.1 Les poteaux :**

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations.

Un poteau est soumis à des efforts normaux **N** et des moments fléchissant **M** et des efforts de cisaillement à la tête et à la base dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc, ils sont calculés en flexion composée.

V.2.1.1 Combinaisons des charges :

On distingue les différentes combinaisons suivantes :

Selon RPA99/version 2003 (Les combinaisons accidentelles) :

$$G + Q \pm E$$

$$G + Q \pm 1.2 E$$

$$0,8 G \pm E$$

On utilise la combinaison $G + Q \pm E$.

V.2.1.2 Vérification spécifique sous sollicitations normales :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA99 (7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} < 0,3$$

Avec :

N_d : L'effort normal de calcul s'exerce sur une section du béton.

B_c : Section de poteau.

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton à 28 jours.

Niveaux	B_c (m ²)	N (KN)	f_{c28} (MPa)	$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}}$	Observation $V < 0,3$
RDC	(0,60× 0,60)	1494,664	25	0,166	C.V
1	(0,60× 0,60)	1305,783	25	0,145	C.V
2	(0,50× 0,50)	1119,953	25	0,179	C.V
3	(0,50× 0,50)	946,326	25	0,151	C.V
4	(0,40× 0,40)	775,586	25	0,193	C.V
5	(0,40× 0,40)	615,215	25	0,153	C.V
6	(0,30× 0,30)	456,909	25	0,203	C.V
7	(0,30× 0,30)	305,128	25	0,135	C.V
8	(0,30× 0,30)	158,354	25	0,070	C.V

Tableau V. 1 : Vérification spécifique sous sollicitations normales

V.2.1.3 Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_u \leq \tau_{bu}$$

Avec τ_u est la contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique.

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

V : L'effort tranchant.

d : La hauteur utile.

D'après RPA 99V2003 : $\tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$

Avec :

$$\rho_d = 0,075 \quad \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_d = 0,04 \quad \text{si } \lambda_g \leq 5$$

λ_g : est l'élançement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \quad \text{ou} \quad \frac{L_f}{b} \quad \text{D'après RPA 99V2003, art 7.4.2.2.}$$

Avec a et b dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

L_f : longueur de flambement du poteau .

L_0 : hauteur d'étage.

$$L_f = 0,7 \times l_0$$

Niveaux	a (m)	b (m)	d (m)	V(KN)	λ_g	ρ_d	τ_u	τ_{bu}	Observation
RDC	0,60	0,60	0,54	21,891	3,57	0,040	0,067	1	C.V
1	0,60	0,60	0,54	46,031	3,57	0,040	0,142	1	C.V
2	0,50	0,50	0,45	30,058	4,28	0,040	0,133	1	C.V
3	0,50	0,50	0,45	42,538	4,28	0,040	0,189	1	C.V
4	0,40	0,40	0,36	25,895	5,35	0,075	0,179	1,875	C.V
5	0,40	0,40	0,36	36,421	5,35	0,075	0,252	1,875	C.V
6	0,30	0,30	0,27	17,427	7,14	0,075	0,215	1,875	C.V
7	0,30	0,30	0,27	21,936	7,14	0,075	0,270	1,875	C.V
8	0,30	0,30	0,27	27,709	7,14	0,075	0,307	1,875	C.V

Tableau V. 2 : Vérification des sollicitations tangentes pour chaque niveau.

D'après le tableau ci-dessus, toutes les sollicitations tangentes sont vérifiées dans tous les niveaux, donc il n'y a pas risque de rupture par cisaillement.

V.2.1.4 Les sollicitations dans les poteaux :

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans un tableau, seront obtenue à l'aide de logiciel SAP 2000.

On va prendre un seul type de poteau et on fait le calcul en flexion composée car le poteau est sollicité par un effort normal « N » et un moment fléchissant « M ».

Notre exemple de calcul sera un poteau qui se trouve en rez-de-chaussée (60x60), on a pris ce poteau car il est le plus sollicité.

	$N_{\max} \Rightarrow M_{\text{correspondant}}$		$M_{\max} \Rightarrow N_{\text{correspondant}}$	
Niveau	N_{\max} (KN)	M_{corre} (KN.m)	M_{\max} (KN.m)	N_{corre} (KN)
RDC et 1	2060,295	12,591	29,392	962,55

Tableau V. 3 : Les sollicitations maximales à G + Q + E_y.

V.2.1.5 Ferrailage longitudinal :

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du RDC.

Avec :

$a = b = 0,60 \text{ m}$

$d = 0,9h = 0,54\text{m}$

$d' = 0,1h = 0,06 \text{ m}$

$\sigma_{st} = 347,82 \text{ MPa}$

$F_e = 400 \text{ MPa}$

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

$\gamma_s = 1,15$

$\gamma_b = 1,5$

$F_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$

a. Calcul de l'excentricité :

$e = \frac{M_u}{N_u} \rightarrow e = \frac{12,591}{2060,295} = 0,006 \text{ m.}$

Calcul de e_a :

$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 0,006 + \frac{0,6}{2} - 0,06$

$e_a = 0,246 \text{ m.}$

d. Moment fictive M_a :

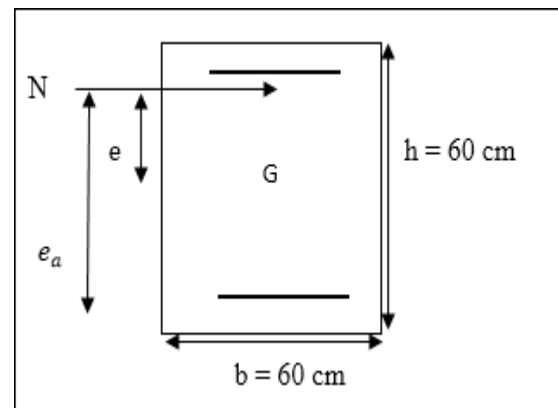
$M_a = N \times e_a.$

$M_a = 2060,295 \times 10^{-3} \times 0,246 = 0,506 \text{ MN.m.}$

Vérification du domaine de fonctionnement (domaine 2) :

$N_U(d - d') - M_a = 2060,295 (0,54 - 0,06) - 0,506 = 0,988 \text{ MN.m (1).}$

$(0,5 \times h - d') \times b \times h \times f_{bc} = (0,5 \times 0,60 - 0,06) \times 0,54 \times 0,60 \times 14,17 = 1,10 \text{ (2).}$



(1) < (2) → donc, la section est partiellement comprimée avec armature inférieure tendue.

c. Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{0,506}{0,60 \times (0,54)^2 \times 14,17} = 0,20 < 0,392 \rightarrow \text{S.S.A (A}_{sc} = 0).$$

On a :

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \times \left(\frac{M_a}{z} - N \right).$$

Avec :

$$Z = d (1 - 0,4\alpha).$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,20}) = 0,28$$

$$Z = 0,45(1 - 0,4 \times 0,28) = 0,399\text{m}.$$

$$A_{st} = \frac{1}{347,82} \times \left(\frac{0,506}{0,399} - 2,060259 \right) = -0,002277 \text{ m}^2 < 0$$

Recommandation du RPA99, version 2003 :

D'après le RPA 99 V 2003 (article 7.4.2.1)

Selon RPA 99 V 2003 : Les armatures doivent être droites et avoir une adhérence élevée et sans crochets

- Leur pourcentage minimal sera de 0,7 % (zone I).
- Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Ø (zone I).
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone I).

d. Vérification des armatures longitudinales :

D'après le RPA 99 version 2003 :

- $A_{\min} = 0,7\% \times b \times h = 25,01 \text{ cm}^2$ (Zone I).
- Zone de courante : $A_{\max} = 4\% \times b \times h = 144 \text{ cm}^2$.
- Zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\% \times b \times h = 216 \text{ cm}^2$.

Etage	Section (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	Section de SAP (cm ²)	A _{max} RPA zone Courante (cm ²)	A _{max} RPA zone De recouvrement	Ferrailage longitudinale	
						Choix	Section (cm ²)
RDC	(60×60)	25,01	10,8	144	216	8T20	25,13
1	(60×60)	25,01	10,8	144	216	8T20	25,13
2	(50×50)	17,5	7,5	100	150	4T20+4T16	20,61
3	(50×50)	17,5	7,5	100	150	4T20+4T16	20,61
4	(40×40)	11,2	4,8	64	96	8T14	12,32
5	(40×40)	11,2	4,8	64	96	8T14	12,32
6	(30×30)	6,3	2,7	36	54	8T12	9,03
7	(30×30)	6,3	2,7	36	54	8T12	9,03
8	(30×30)	6,3	2,7	36	54	8T12	9,03

Tableau V. 4 : Les résultats de ferrailage des poteaux à l'accidentel (G+Q ±E_y).

V.2.1.6 Calcul les armatures transversales :

Selon RPA 99Version 2003, l'armature transversale des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{(\rho \times V_u)}{(h_1 \times F_e)}$$

V_u : l'effort tranchant.

h₁ : Hauteur totale de la section brute.

F_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

F_e = 235 MPa.

ρ : est un coefficient correcteur.

ρ = 2,50 si l'élancement géométrique λ_g ≥ 5.

ρ = 3,75 si l'élancement géométrique λ_g ≤ 5.

λ_g : L'élancement géométrique du poteau. (λ_g = $\frac{L_f}{a}$ ou λ_g = $\frac{L_f}{b}$).

L_f : La longueur de flambement du poteau. (L_f = 0,7 × L₀ (Pour étage multiple)).

L_0 : La hauteur libre du poteau. ($L_0 = h$ (étage) - h (plancher (16+5))).

(a ; b) : Les dimensions du poteau.

a. Diamètres des armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales des poteaux sont calculés l'aide de la formule suivante :

$$D'après\ BAEL91 : \phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_1\right)$$

ϕ_1 : Le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

ϕ_t : L'espacement des cadres dans la zone nodale.

$$\phi_t \leq \min(1,71 ; 6 ; 1,2) \rightarrow \text{on prend } \phi_8$$

b. Calcul de l'espacement :

$t \leq \min(10\phi_1, 15\text{ cm})$ Pour la zone nodale (zone I).

$t' \leq 15\phi_1$ L'espacement des cadres dans la zone courante (zone I).

Zone nodale : (zone I)

$$t \leq \min(10\phi_1 ; 15\text{cm}) \rightarrow t \leq \min(12 ; 15\text{cm})$$

On prend $t = 10\text{ cm}$.

Zone courante : (zone I)

$$t' \leq 15\phi_1 \rightarrow t' \leq 15 \times 1,2 = 18\text{ cm}$$

On prend $t' = 15\text{ cm}$.

c. Calcul des longueurs de recouvrement :

Selon le RPA99 V2003, longueur minimale de recouvrement est :

$$L_r \geq 40\phi \text{ Pour Zone I}$$

ϕ (cm)	L_r (cm)	L_r (cm) choisi
2	80	80
1,6	64	65
1,4	56	60
1,2	48	50

Tableau V. 5 : Longueur de recouvrement des poteaux.

La distance entre les barres longitudinales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
25 cm (zone I).

d. Calcul des longueurs de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

La zone nodale est définie par l' et h' .

Selon le RPA99 V2003 :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right)$$

Avec :

h_e : Hauteur d'étage.

h : Hauteur de la poutre.

$$h' = \max(51; 60; 60; 60\text{cm})$$

On prend $h' = 60$ cm

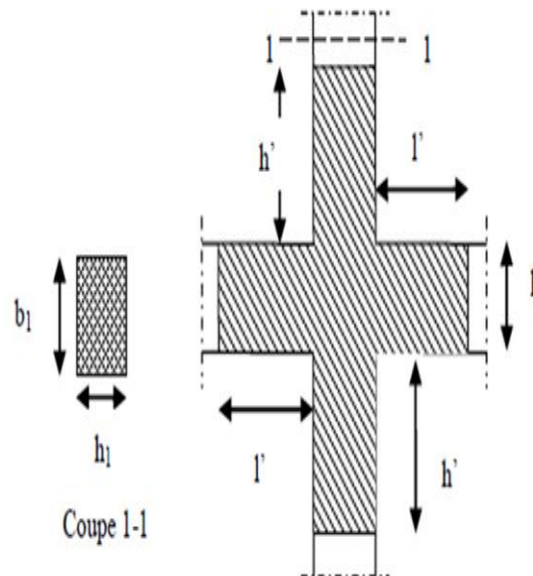


Figure V. 1 : Zone nodale .

Etage	h (cm)	$V_{max}(KN)$	λ_g	P	T (cm)	t'(cm)	$A_t(cm^2)$	Choix
RDC	60	21,891	3,57	3,75	10	15	0,6	$4\phi_8$
1	60	46,031	3,57	3,75	10	15	1,2	$4\phi_8$
2	50	30,058	4,28	3,75	10	15	0,9	$4\phi_8$
3	50	42,538	4,28	3,75	10	15	1,3	$4\phi_8$
4	40	25,895	5,35	2,5	10	15	0,6	$4\phi_8$
5	40	36,421	5,35	2,5	10	15	0,9	$4\phi_8$
6	30	17,427	7,14	2,5	10	15	0,6	$4\phi_8$
7	30	21,936	7,14	2,5	10	15	0,7	$4\phi_8$
8	30	27,709	7,14	2,5	10	15	0,9	$4\phi_8$

Tableau V. 6 : Les armatures transversales des poteaux

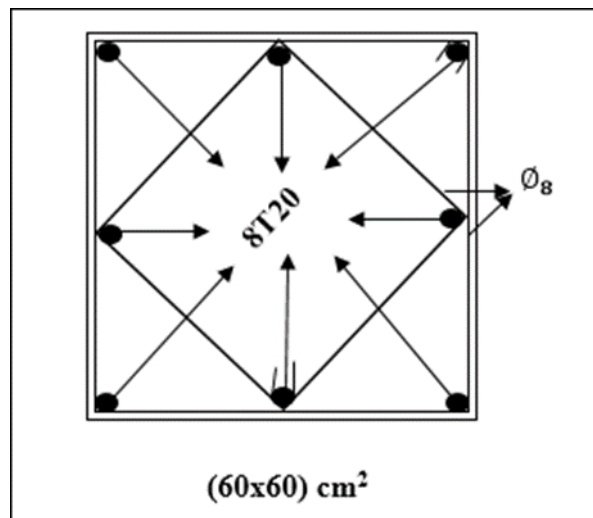
e. Schéma du ferrailage de poteaux :

Figure V. 2 : Ferrailage de poteau.

V.2.2 Etude des poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé sollicités en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant.

Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales, l'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M, N, T), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le RPA99 Version 2003 et celles données par le BAEL91.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel SAP2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99 Version 2003 suivantes :

Les combinaisons utilisées pour la détermination des sollicitations sont :

Selon BAEL91 : [Combinaisons fondamentales]

ELU :

$$1.35G+1.5Q$$

ELS :

$$G + Q$$

Selon RPA99/version 2003 : [Les combinaisons accidentelles] :

$$G + Q \pm E$$

$$G + Q \pm 1.2 E$$

$$0,8 G \pm E$$

V.2.2.1 Les recommandations du RPA99 :

➤ **Armatures longitudinales :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton, $A_{min}=0.5\%bh$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% de la section de zone courante.
- 6% de la section de zone nodale.

La longueur minimale de recouvrement est de :

- 40 \emptyset en zone I et II.
- 50 \emptyset en zone III.

➤ **Armatures transversales :**

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par $A_t=0.003 s_t b$

L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :
minimum de $(\frac{h}{4}, 12\emptyset)$.

- En dehors de la zone nodale : $S \leq \frac{h}{2}$.
- La valeur du diamètre \emptyset est le plus petit diamètre utilisé.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.2.2.2 Poutre principale :

a. Détermination des sollicitations :

Les sollicitations déduites à partir du logiciel (SAP 2000) :

	ELU		
	M _{travée} (KN. m)	M _{appui} (KN. m)	V (KN)
PP(30x40)	79,73	131,64	117,8

Tableau V. 7 : Sollicitation de la poutre principale à ELU

	ELS		
	M _{travée} (KN. m)	M _{appui} (KN. m)	V (KN)
PP(30x40)	57,73	94,26	85,58

Tableau V. 8 : Sollicitation de la poutre principale à ELS

	G + Q + E		
	M _{travée} (KN. m)	M _{appui} (KN. m)	V (KN)
PP(30x40)	87,46	109,74	172,01

Tableau V. 9 : Sollicitation de la poutre principale à G + Q + E

	0,8G + E		
	M _{travée} (KN. m)	M _{appui} (KN. m)	V (KN)
PP(30x40)	81,9	99,24	172,39

Tableau V. 10 : Sollicitation de la poutre principale à 0,8G + E

b. Ferraillages des poutres principales :**➤ Armatures longitudinales :**

Exemple de calcul : on va prendre comme exemple de calcul la poutre principale du RDC par la combinaison G+Q+E.

$$M_{ut} = 87,46 \text{ KN.m} ; M_{ua} = 109,74 \text{ KN.m}$$

$$\text{Avec : } b = 0,30 \text{ m} ; h = 0,40 \text{ m} ; d = 0,9h = 0,36 \text{ m}$$

$$F_{c28} = 25 \text{ MPa} ; F_e = 400 \text{ MPa}$$

ELU :**• En travée :**

$$M_{ut} = 87,46 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{0,08746}{0,3 \times 0,36^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 0,14$$

$$\mu_R = 0,392$$

$\mu_R > \mu_u \rightarrow$ Une section a simple armature $A_{sc} = 0$.

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

$$\alpha = 0,19$$

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

$$Z = 0,36 (1 - 0,4 \times 0,19)$$

$$Z = 0,33 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{Z \times \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{87,46 \times 10^{-3}}{0,33 \times 347,82} = 6,94 \text{ cm}^2$$

On choisit 6T14 de section : 9,24 cm².

Condition de non fragilité :

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

$$A_{min} = \max \left(\frac{bh}{1000} ; \frac{0,23 b d f_{t28}}{F_e} \right)$$

$$A_{\min} = \max \left(\frac{30 \times 40}{1000} ; \frac{0.23 \times 30 \times 36 \times 2.1}{400} \right)$$

$$A_{\min} = \max (1,2; 1,304)$$

$$A_{\min} = 1,304 < A_{st} \quad \text{C.V}$$

ELS :

Position de l'axe neutre :

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

$$A_{sc} = 0$$

$$X = \frac{15 \times (8,04)}{30} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 30(36 \times 8,04)}{15(8,04)^2}} - 1 \right)$$

$$X = 17,01 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section :

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

$$I = \frac{30 \times 17,01^3}{3} + 15 \times 8,04 \times (36 - 17,01)^2$$

$$I = 92707,53 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I}$$

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

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

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (266,66; 201,6) \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{st} > \sigma_{st}$$

	M_s (KN. m)	X (cm)	I (cm ⁴)	σ (MPA)		$\bar{\sigma}$ (MPA)		Observation
Poutre Principale	57,73	17,01	92707,53	σ_{bc}	10,6	$\bar{\sigma}_{bc}$	15	C.V
				σ_{st}	177,3	$\bar{\sigma}_{st}$	201,6	C.V

Tableau V. 11 : Vérification des contraintes en travée

Armatures maximales :

Selon le RPA99 V2003 :

Zone courante :

$$A_{\max} = 4\%(b \times h) = 48\text{cm}^2$$

Zone de recouvrement :

$$A_{\max} = 6\%(b \times h) = 72\text{ cm}^2$$

Armatures minimales :

$$A_{\min} = 0,5\%(b \times h) = 6\text{ cm}^2$$

$$A_{st\text{ travée}} = 8,04 > 6\text{ cm}^2 \rightarrow \text{C.V}$$

- **En appui :**

ELU :

$$M_{ua} = 109,74\text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{0,10974}{0,3 \times 0,36^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 0,23$$

$$\mu_R = 0,392$$

$$\mu_R > \mu_u \rightarrow \text{Une section a simple armature } A_{sc} = 0 .$$

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

$$\alpha = 0,33$$

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

$$Z = 0,36(1 - 0,4 \times 0,33)$$

$$Z = 0,31 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ua}}{z \times \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{109,74 \times 10^{-3}}{0,31 \times 347,82} = 12,20 \text{ cm}^2$$

On choisit 6T20 de section : 18,85 cm²

Condition de non fragilité :

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

$$A_{min} = \max \left(\frac{bh}{1000} ; \frac{0,23 b d f_{t28}}{F_e} \right)$$

$$A_{min} = \max \left(\frac{30 \times 40}{1000} ; \frac{0,23 \times 30 \times 36 \times 2,1}{400} \right)$$

$$A_{min} = \max (1,2; 1,304)$$

$$A_{min} = 1,304 < A_{st} \quad \text{C.V}$$

ELS:

Position de l'axe neutre :

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

$$A_{sc} = 0$$

$$X = \frac{15 \times (12,32)}{30} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 30(36 \times 12,32)}{15(12,32)^2}} - 1 \right)$$

$$X = 21,05 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section :

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

$$I = \frac{30 \times 21,05^3}{3} + 15 \times 12,32 \times (36 - 21,05)^2$$

$$I = 134576,33 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I}$$

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

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

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266,66; 201,6) \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{st} > \sigma_{st}$$

	M _s (KN.m)	X (cm)	I(cm ⁴)	σ (MPa)		σ̄ (MPa)		Observation
Poutre	94,26	21,05	134576,33	σ _{bc}	14,74	σ̄ _{bc}	15	C.V
Principale				σ _{st}	157	σ̄ _{st}	201,6	C.V

Tableau V. 12 : Vérification des contraintes en travée

Armatures maximales :

Selon le RPA99 V2003 :

Zone courante :

$$A_{max} = 4\%(b \times h) = 48\text{cm}^2$$

Zone de recouvrement :

$$A_{max} = 6\%(b \times h) = 72 \text{ cm}^2$$

Armatures minimales :

$$A_{min} = 0,5\%(b \times h) = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ appui}} = 12,32 > 6 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{C.V}$$

➤ **Ferraillage transversale :**

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales est donné par :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_1\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35} ; \frac{30}{10} ; 1,2\right) \rightarrow \phi_t \leq \min(1,142 ; 3; 1,2)$$

$$\phi_t \leq 1,2 \quad \text{On prend } \phi_t = 8 \text{ mm} \rightarrow \phi_8$$

Calcul des espacements entre les armatures :

Selon le RPA99 V2003 :

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l; 30 \text{ cm}\right)$$

$S_t \leq \min(10; 14,4; 30 \text{ cm}) \rightarrow$ On choisit $S_t = 10 \text{ cm}$.

Zone courante :

$$S_t' \leq \frac{h}{2} \rightarrow S_t' \leq 20$$

On choisit $S_t' = 20 \text{ cm}$

Vérification au cisaillement :

$$\tau = \frac{T}{bd} = \frac{117,8 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,36} = 1,09 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{adm}} = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\tau_{\text{adm}} = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\tau_{\text{adm}} = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau < \tau_{\text{adm}}$ Donc condition est vérifiée

Poutre Principale	Nivea	Ferrailage longitudinale				Ferrailage transversale			
		A_{min} (cm^2)	Travée		Appui		\varnothing_8	S_t (cm)	S'_t (cm)
			$A_{calculé}$	Choix	$A_{calculé}$	Choix			
RDC	6	7,35	6T14	12,72	6T20	\varnothing_8	10	20	
1	6	7,36	6T14	12,92	6T20	\varnothing_8	10	20	
2	6	7,41	6T14	13,07	6T20	\varnothing_8	10	20	
3	6	7,47	6T14	13,17	6T20	\varnothing_8	10	20	
4	6	7,58	6T14	13,20	6T20	\varnothing_8	10	20	
5	6	7,61	6T14	13,31	6T20	\varnothing_8	10	20	
6	6	7,63	6T14	13,35	6T20	\varnothing_8	10	20	
7	6	7,62	6T14	13,33	6T20	\varnothing_8	10	20	
8	6	7,58	6T14	13,20	6T20	\varnothing_8	10	20	

Tableau V. 13 : Ferrailage des poutres principales

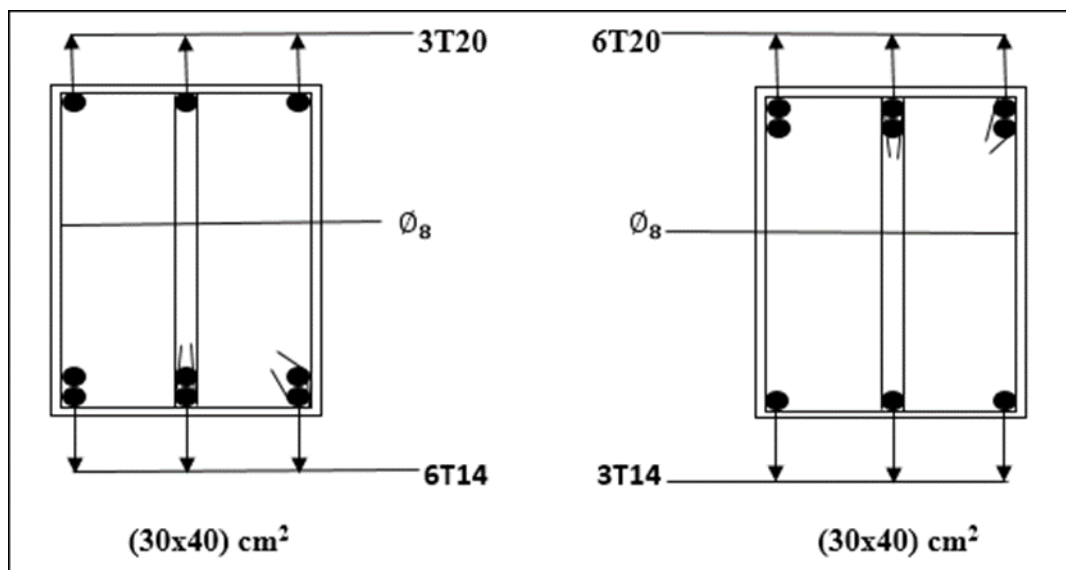


Figure V. 3 : Ferrailage de la poutre principale

c. **Ferraillage des poutres secondaires :**

➤ **Détermination des sollicitations :**

Les sollicitations déduites à partir du logiciel (SAP 2000) :

	ELU		
	$M_{travée}$ (KN. m)	M_{appui} (KN. m)	V (KN)
PS (30x30)	28,80	36,35	36,37

Tableau V. 14 : Sollicitation de la poutre secondaire à ELU

	ELS		
	$M_{travée}$ (KN. m)	M_{appui} (KN. m)	V (KN)
PS (30x30)	20,93	26,39	25,622

Tableau V. 15 : Sollicitation de la poutre secondaire à ELS

	G + Q + E_y .		
	$M_{travée}$ (KN. m)	M_{appui} (KN. m)	V (KN)
PS (30x30)	59,17	59,79	115,99

Tableau V. 16 : Sollicitation de la poutre secondaire à G + Q + E_y .

	0,8G + E		
	$M_{travée}$ (KN. m)	M_{appui} (KN. m)	V (KN)
PS (30x30)	58,17	58,74	113,92

Tableau V. 17 : Sollicitation de la poutre secondaire à 0,8G + E

➤ **Armatures longitudinales :**

Exemple de calcul : on va prendre comme exemple de calcul la poutre secondaire du RDC par la combinaison ELU.

$$M_{ut} = 28,80 \text{ KN. m} ; M_{ua} = 36,35 \text{ KN. m}$$

$$\text{Avec : } b = 0,30 \text{ m} ; h = 0,30 \text{ m} ; d = 0,9h = 0,27\text{m}$$

$$F_{c28} = 25\text{MPa} ; F_e = 400\text{MPa}$$

ELU :

- En travée :

$$M_{ut} = 28,80 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{0,02880}{0,3 \times 0,27^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 0,09$$

$$\mu_R = 0.392$$

$\mu_R > \mu_u \rightarrow$ Une section a simple armature $A_{sc} = 0$.

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

$$\alpha = 0,11$$

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

$$Z = 0,36(1 - 0,4 \times 0,11)$$

$$Z = 0,34 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{Z \times \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{28,80 \times 10^{-3}}{0,34 \times 347,82} = 2,43 \text{ cm}^2$$

On choisit 3T14 de section : 4,62 cm².

Condition de non fragilité :

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

$$A_{min} = \max \left(\frac{bh}{1000} ; \frac{0,23 b d f_{t28}}{F_e} \right)$$

$$A_{min} = \max \left(\frac{30 \times 30}{1000} ; \frac{0,23 \times 30 \times 27 \times 2,1}{400} \right)$$

$$A_{min} = \max (0,9; 0,978)$$

$$A_{min} = 0,978 < A_{st} \quad \text{C.V}$$

ELS:

Position de l'axe neutre :

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

$$A_{sc} = 0$$

$$X = \frac{15 \times (6,16)}{30} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 30 (27 \times 6,16)}{15 (6,16)^2}} - 1 \right)$$

$$X = 12,89 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section :

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

$$I = \frac{30 \times 12,89^3}{3} + 15 \times 6,16 \times (27 - 12,89)^2$$

$$I = 39813,11 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I}$$

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

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

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (266,66; 201,6) \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{st} > \sigma_{st}$$

	M_s (KN. m)	X (cm)	I (cm ⁴)	σ (MPa)		$\bar{\sigma}$ (MPa)		Observation
Poutre	20,93	12,89	39813,11	σ_{bc}	6,7	$\bar{\sigma}_{bc}$	15	C.V
Secondaire				σ_{st}	111,26	$\bar{\sigma}_{st}$	201,6	C.V

Tableau V. 18 : Vérification des contraintes en travée

➤ **Armatures maximales :**

Selon le RPA99 V2003 :

Zone courante :

$$A_{max} = 4\% (b \times h) = 36 \text{ cm}^2$$

Zone de recouvrement :

$$A_{\max} = 6\%(b \times h) = 54 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures minimales :**

$$A_{\min} = 0,5\%(b \times h) = 4,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{st travée}} = 6,16 > 4,5 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{C.V}$$

ELU :

• **En appui :**

$$M_{\text{ua}} = 36,35 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{\text{ua}}}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{0,03635}{0,3 \times 0,27^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 0,11$$

$$\mu_R = 0,392$$

$\mu_R > \mu_u \rightarrow$ Une section a simple armature $A_{sc} = 0$.

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

$$\alpha = 0,146$$

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

$$Z = 0,36(1 - 0,4 \times 0,146)$$

$$Z = 0,33 \text{ m}$$

$$A_{\text{st}} = \frac{M_{\text{ua}}}{Z \times \sigma_{\text{st}}}$$

$$A_{\text{st}} = \frac{36,35 \times 10^{-3}}{0,31 \times 347,82} = 3,37 \text{ cm}^2$$

On choisit 3T14 de section : 4,62 cm²

Condition de non fragilité :

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

$$A_{\min} = \max \left(\frac{bh}{1000} ; \frac{0,23 b d f_{t28}}{F_e} \right)$$

$$A_{\min} = \max \left(\frac{30 \times 30}{1000} ; \frac{0,23 \times 30 \times 27 \times 2,1}{400} \right)$$

$$A_{\min} = \max (0,9; 0,978)$$

$$A_{\min} = 0,978 < A_{st} \quad \text{C.V}$$

ELS:

Position de l'axe neutre :

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

$$A_{sc} = 0$$

$$X = \frac{15 \times (6,16)}{30} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 30(27 \times 6,16)}{15 \times (6,16)^2}} - 1 \right)$$

$$X = 12,89 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section :

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

$$I = \frac{30 \times 12,89^3}{3} + 15 \times 6,16 \times (27 - 12,89)^2$$

$$I = 39813,11 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I}$$

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

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

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (266,66; 201,6) \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{st} > \sigma_{st}$$

	M_s (KN. m)	X (cm)	I(cm ⁴)	σ (MPa)		$\bar{\sigma}$ (MPa)		Observation
Poutre	26,39	12,89	39813,11	σ_{bc}	14,74	$\bar{\sigma}_{bc}$	15	C.V
Secondaire				σ_{st}	157	$\bar{\sigma}_{st}$	201,6	C.V

Tableau V. 19 : Vérification des contraintes en travée

➤ **Armatures maximales :**

Selon le RPA99 V2003 :

Zone courante :

$$A_{max} = 4\%(b \times h) = 36 \text{ cm}^2$$

Zone de recouvrement :

$$A_{max} = 6\%(b \times h) = 54 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures minimales :**

$$A_{min} = 0,5\%(b \times h) = 4,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ appui}} = 6,16 > 4,5 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{C.V}$$

➤ **Ferraillage transversale :**

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales est donné par :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_1\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{30}{35}; \frac{30}{10}; 1,2\right) \rightarrow \phi_t \leq \min(0,85; 3; 1,2)$$

$$\phi_t \leq 0,85 \quad \text{On prend } \phi_t = 8 \text{ mm} \rightarrow \phi_8$$

Calcul des espacements entre les armatures :

Selon le RPA99 V2003 :

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1; 30 \text{ cm}\right)$$

$$S_t \leq \min(7,5; 14,4; 30 \text{ cm}) \rightarrow \text{On choisit } S_t = 10 \text{ cm.}$$

Zone courante :

$$S_t' \leq \frac{h}{2} \rightarrow S_t' \leq 15$$

$$\text{On choisit } S_t' = 15 \text{ cm}$$

Vérification au cisaillement :

$$\tau = \frac{T}{bd} = \frac{36,37 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,27} = 0,44 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right)$$

$$\tau_{adm} = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5\text{MPa}\right)$$

$$\tau_{adm} = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau < \tau_{adm}$ Donc condition est vérifiée

Poutre secondaire	Nivea	Ferrailage longitudinale				Ferrailage transversale			
		A _{min} (cm ²)	Travée		Appui		Ø (mm)	S _t (cm)	S' _t (cm)
			A _{calculé}	Choix	A _{calculé}	Choix			
RDC	4,5	4,2	3T14	3,96	3T14	Ø ₈	10	15	
1	4,5	4,29	3T14	3,92	3T14	Ø ₈	10	15	
2	4,5	4,39	3T14	3,87	3T14	Ø ₈	10	15	
3	4,5	4,41	3T14	3,71	3T14	Ø ₈	10	15	
4	4,5	4,53	3T14	3,96	3T14	Ø ₈	10	15	
5	4,5	4,64	3T14	3,63	3T14	Ø ₈	10	15	
6	4,5	4,78	3T14	3,65	3T14	Ø ₈	10	15	
7	4,5	4,92	3T14	3,59	3T14	Ø ₈	10	15	
8	4,5	5,03	3T14	3,56	3T14	Ø ₈	10	15	

Tableau V. 20 : Ferrailage des poutres secondaire

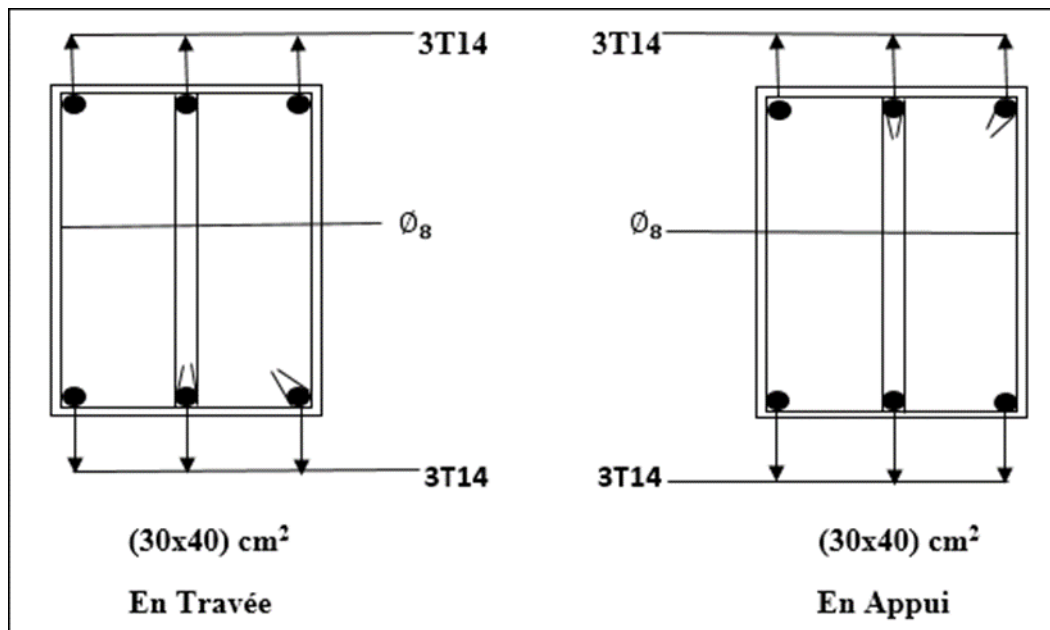


Figure V. 4 : Ferrailage de la poutre secondaire

V.2.3 Les voiles :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique). Le voile est sollicité par :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations ainsi que la charge sismique.

Donc, le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée et au cisaillement dans les deux directions, horizontalement pour résister à l'effort tranchant et verticalement à la flexion composée données par le logiciel **SAP2000 v14**, en plus, on doit minimiser l'effet d'excentricité ou de torsion, en assurant l'équilibre des rigidités dans les deux directions, en tenant compte des sollicitations les plus défavorables qui résultent des combinaisons présentées par le : RPA99/version 2003 et du (C.B.A.93).

- Les voiles de contreventement présentent des avantages importants :
- Une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales permettant de réduire considérablement les dommages sismiques.
- Les structures contreventées par des voiles ont de faibles déplacements.
- La masse élevée des voiles permet un bon isolement acoustique et la bonne capacité calorifique du béton armé donne au bâtiment une inertie thermique appréciable.
- Dans un bâtiment, les efforts horizontaux sont transmis aux voiles habituellement par les planchers qui jouent le rôle de diaphragme, entre chaque voile les sollicitations sont

réparties proportionnellement avec sa rigidité dans la direction de sollicitation et le voile transmet ces efforts à la base du bâtiment et donc au sol.

V.2.3.1 Combinaisons de calcul :

Combinaisons fondamentales :

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

ELS : $G + Q$

Combinaisons accidentelles :

$$G + Q \pm E$$

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

$$0,8 G \pm E$$

V.2.3.2 Calcul des voiles :

Pour le ferrailage des voiles, il faut satisfaire certaines conditions imposées par le R.P.A.99V2003 :

Pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales :

- ✓ Globalement dans la section du voile 0,15%.
- ✓ En zone courante 0,10%.

L'espacement des barres horizontales et verticales : $S < \min (15 a ; 30 \text{ cm})$

Les longueurs des recouvrements doivent être égales :

- ✓ $40 \varnothing$: pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- ✓ $20 \varnothing$: pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons d'actions.

V.2.3.3 La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M.)

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{MV}{I} \quad \text{avec: } I = \frac{bh^3}{12}$$

D'où :

N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section du voile.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

On distingue trois cas :

1^{er} cas :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$: la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99 (version 2003)

$$A_{\min} = 0,15\% \times a \times L$$

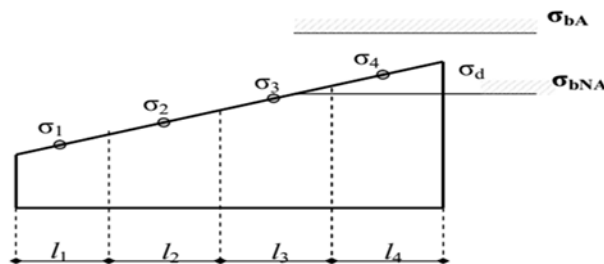


Figure V. 5 : Cas d'un voile de section entièrement comprimé.

2^{eme} cas :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$: la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$$A_v = \frac{F_t}{f_e}$$

On compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

Si $A_v < A_{\min} = 0,15\% \times a \times L$ on ferraille avec la section minimale.

Si $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .

3^{eme} cas :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

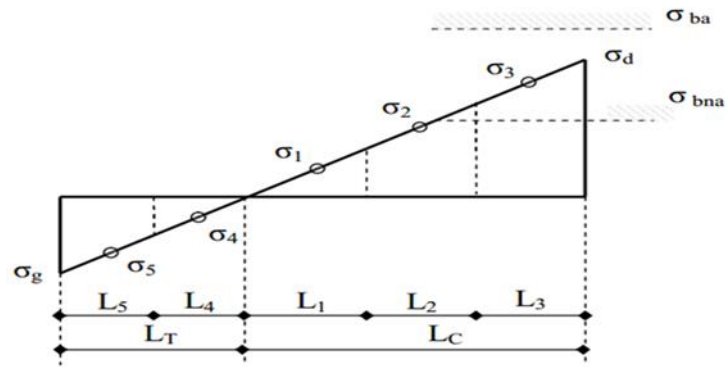


Figure V. 6 : Cas d'un voile de section partiellement comprimée.

V.2.3.4 Détermination des sollicitations :

D'après SAP2000, les sollicitations sont résumées dans le tableau suivant :

	e (m)	L (m)	N _{max} (KN)	M _{cor} (KN. m)	V _{max} (KN)
Sens x-x	0,2	2,7	24508,388	127617,02	16,41
Sens y-y	0,2	2,3	23931,032	123731,05	5,532

Tableau V. 21 : Sollicitations des voiles

V.2.3.5 Calcul du ferrailage vertical et horizontal (sens x-x) :

On va prendre comme un exemple de calcul le voile de rive de RDC de longueur L = 2,7 m

$$N_{max} = 24508,388KN$$

$$M_{max} = 127617,02 KN.m$$

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{MV}{I}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{2,7 \times 0,2^3}{12} = 16,66 \times 10^{-4} m^4$$

$$A = 0,2 \times 2,7 = 0,5m^2$$

$$V = \frac{L}{2} = \frac{2,7}{2} = 1,35 m$$

$$\sigma_a = \frac{N}{A} + \frac{MV}{I} = \frac{24508,388 \times 10^{-3}}{0,5} + \frac{127617,02 \times 10^{-3} \times 1,35}{16,66 \times 10^{-4}}$$

$$\sigma_a = 160874,04 MPa$$

$$\sigma_b = \frac{N}{A} - \frac{MV}{I} = \frac{24508,388 \times 10^{-3}}{0,5} - \frac{127617,02 \times 10^{-3} \times 1,35}{16,66 \times 10^{-4}}$$

$$\sigma_b = -160812,77 \text{ MPa}$$

Les contraintes (σ_a) et (σ_b) sont des signes contraire → section partiellement comprimée (SPC).

Pour connaître la zone tendue et la zone comprimée, il faut calculer la longueur de la zone tendue [μ] en utilisant les triangles semblables.

$$\tan \alpha = \frac{\sigma_a}{L-\mu} = \frac{\sigma_b}{\mu} \rightarrow \mu = \frac{L}{\left(\frac{\sigma_a}{\sigma_b}\right)+1} = \frac{2,7}{\left(\frac{160874,04}{160812,77}\right)+1}$$

$$\mu = 1,25$$

L'effort de traction dans la zone tendue est donné par :

$$T = \frac{(\sigma_b \times \mu \times b)}{2} = \frac{(160812,77 \times 1,25 \times 0,2)}{2}$$

$$T = 2010,159 \text{ KN}$$

La section d'acier nécessaire est donnée par :

$$A_s = \frac{T}{\left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} = \frac{2010,159 \times 10^{-3}}{\frac{400}{1,15}} = 5,7 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_s = 5,7 \text{ cm}^2$$

V.2.3.6 Calcul des armatures verticales :

Selon RPA 99 v 2003 :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des voiles est donné comme suit :

Globalement dans la section du voile 15 % :

$$A_{\min} = 0,15\% \times b \times h = 0,15\% \times 0,2 \times 2,7$$

$$A_{\min} = 7,5 \text{ cm}^2$$

En zone courantes 10 % :

$$A_{\min} = 0,10\% \times b \times h = 0,1\% \times 0,2 \times 2,7$$

$$A_{\min} = 5 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$\text{Ferrailage choisi : } 4T16 = 8,04 \text{ cm}^2$$

V.2.3.7 Armatures horizontales :

D'après le BEAL 91 :

$$A_h = \frac{A_v}{4}$$

Selon RPA 99 v 2003 on a :

$$A_{h \min} = 0,15 \% b \times L = 0,15\% (0,2 \times 2,7)$$

$$A_{h \min} = 7,5 \text{ cm}^2$$

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

$$A_{\min} \geq 0,15\% \times 20 \times 100 \rightarrow \text{Calcul pour 1ml.}$$

$$A_{\min} \geq 3 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Le choix pour une seule face de voile :

$$\text{On prend : } 4T16 \text{ de section : } 8,04\text{cm}^2$$

a. Calcul de l'espacement :

Selon RPA 99 v 2003 on a :

$$S_t \leq \min(1,5 e; 30 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(1,5 \times 20; 30\text{cm})$$

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

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

La zone nodale :

Pour la zone nodale de longueur $l = \frac{L}{10} = \frac{270}{10} = 27 \text{ cm}$ l'espacement est la moitié de celui de la zone courante :

$$S'_t \leq \frac{S_t}{2} = 13,5 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } S'_t = 10 \text{ cm}$$

Le choix pour une seule face de voile :

$$\text{On prend : } 4T16 \text{ avec un espacement de } 20 \text{ cm.}$$

Voile	Ferrailage vertical			Ferrailage horizontal		
	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{choisi}}(\text{cm}^2)$	$S_t(\text{cm})$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{choisi}}(\text{cm}^2)$	$S_t(\text{cm})$
$L = 2,7 \text{ m}$	7,5	4T16	20	6	4T16	20

Tableau V. 22 : Ferrailage de voiles sens (x-x)

b. Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après RPA 99 v 2003 il faut que : $\tau_b \leq \bar{\tau}_b$

$$\bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 0,2 \times 25$$

$$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b \cdot d} \text{ avec } \bar{V} = 1.4 V$$

Voile(m)	V_{\max} (KN)	τ_b (MPa)	$<\bar{\tau}_b$ (MPa)	Observation
L = 2,7	16,41	0,04	5	CV

Tableau V. 23 : Vérification des contraintes tangentielles sens (x-x)

V.2.3.8 Calcul du ferrailage vertical et horizontal (sens y-y) :

On va prendre comme un exemple de calcul le voile de rive de RDC de longueur L = 2,3 m

$$N_{\max} = 23931,032 \text{ KN}$$

$$M_{\max} = 123731,05 \text{ KN.m}$$

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{MV}{I}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{2,3 \times 0,2^3}{12} = 15,33 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$A = 0,2 \times 2,3 = 0,46 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{L}{2} = \frac{2,3}{2} = 1,15$$

$$\sigma_a = \frac{N}{A} + \frac{MV}{I} = \frac{23931,032 \times 10^{-3}}{0,46} + \frac{123731,05 \times 10^{-3} \times 1,15}{15,33 \times 10^{-4}}$$

$$\sigma_a = 1695,46612 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{N}{A} - \frac{MV}{I} = \frac{23931,032 \times 10^{-3}}{0,46} - \frac{123731,05 \times 10^{-3} \times 1,15}{15,33 \times 10^{-4}}$$

$$\sigma_b = -1694,42566 \text{ MPa}$$

Les contraintes (σ_a) et (σ_b) sont des signes contraire \rightarrow section partiellement comprimée (SPC).

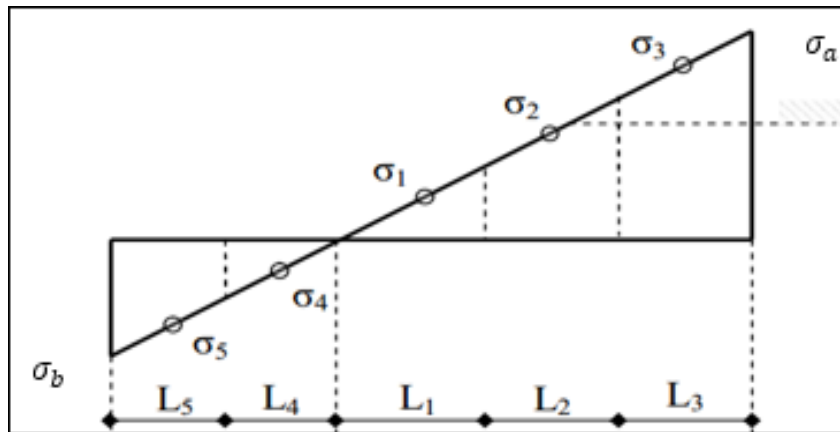


Figure V. 7 : Schéma statique d'une section partiellement comprimée.

Pour connaître la zone tendue et la zone comprimée, il faut calculer la longueur de la zone tendue $[\mu]$ en utilisant les triangles semblables.

$$\tan \alpha = \frac{\sigma_a}{L-\mu} = \frac{\sigma_b}{\mu} \rightarrow \mu = \frac{L}{\left(\frac{\sigma_a}{\sigma_b}\right)+1} = \frac{2,3}{\left(\frac{1695,46612}{1694,42566}\right)+1}$$

$$\mu = 1,15$$

L'effort de traction dans la zone tendue est donné par :

$$T = \frac{(\sigma_b \times \mu \times b)}{2} = \frac{(1694,42566 \times 1,15 \times 0,2)}{2}$$

$$T = 1948,58 \text{ KN}$$

La section d'acier nécessaire est donnée par :

$$A_s = \frac{T}{\left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} = \frac{1948,58 \times 10^{-3}}{\frac{400}{1,15}} = 5,7 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_s = 5,6 \text{ cm}^2$$

V.2.3.9 Calcul des armatures verticales :

Selon RPA 99 v 2003 :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des voiles est donné comme suit :

Globalement dans la section du voile 15 % :

$$A_{\min} = 0,15\% \times b \times h = 0,15\% \times 0,2 \times 2,3$$

$$A_{\min} = 6,9 \text{ cm}^2$$

En zone courantes 10 % :

$$A_{\min} = 0,10\% \times b \times h = 0,1\% \times 0,2 \times 2,3$$

$$A_{\min} = 4,6 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$\text{Ferrailage choisi : } 4T16 = 8,04 \text{ cm}^2$$

V.2.3.10 Armatures horizontales :

D'après le BEAL 91 :

$$A_h = \frac{A_v}{4}$$

Selon RPA 99 v 2003 on a :

$$A_{h \min} = 0,15 \% b \times L = 0,15\% (0,2 \times 2,3)$$

$$A_{h \min} = 6,9 \text{ cm}^2$$

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

$$A_{\min} \geq 0,15\% \times 20 \times 100 \rightarrow \text{Calcul pour 1ml.}$$

$$A_{\min} \geq 3 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Le choix pour une seule face de voile :

$$\text{On prend : } 4T16 \text{ de section : } 8,04 \text{ cm}^2$$

Calcul de l'espacement :

Selon RPA 99 v 2003 on a :

$$S_t \leq \min(1,5 e; 30 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(1,5 \times 20; 30 \text{ cm})$$

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

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

La zone nodale :

Pour la zone nodale de longueur $l = \frac{L}{10} = \frac{230}{10} = 23 \text{ cm}$ l'espacement est la moitié de celui de la zone courante :

$$S'_t \leq \frac{S_t}{2} = 12,5 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } S'_t = 10 \text{ cm}$$

Le choix pour une seule face de voile :

$$\text{On prend : } 4T16 \text{ avec un espacement de } 20 \text{ cm.}$$

Voile	Ferrailage vertical			Ferrailage horizontal		
	$A_{min}(cm^2)$	$A_{choisi}(cm^2)$	$S_t(cm)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{choisi}(cm^2)$	$S_t(cm)$
L =2,3	4,5	4T16	20	6,9	4T16	20

Tableau V. 24 : Ferrailage de voiles sens (y-y)

V.2.3.11 Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après RPA 99 v 2003 il faut que : $\tau_b \leq \bar{\tau}_b$

$$\bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 0,2 \times 25$$

$$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b \cdot d} \text{ avec } \bar{V} = 1.4 V$$

Voile(m)	V_{max} (KN)	τ_b (MPa)	$<\bar{\tau}_b$ (MPa)	Observation
L = 2,3	5,53	1,8	5	CV

Tableau V. 25 : Vérification des contraintes tangentielles sens (y-y)

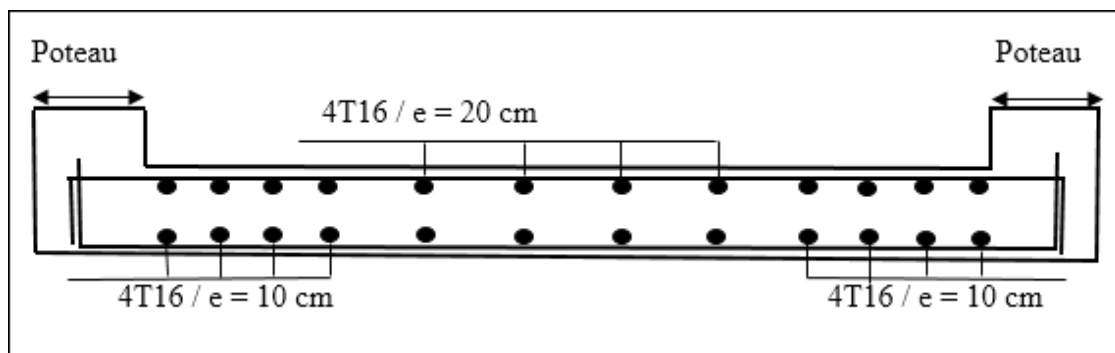


Figure V. 8 : Dispositions du ferrailage longitudinal du voile.

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1 Introduction :

Les infrastructures de fondation sont les éléments structurels qui servent de base pour supporter un bâtiment ou une structure. Il existe différents types de fondations, adaptées en fonction des caractéristiques du sol et des contraintes de la construction. Voici quelques exemples :

- Les fondations superficielles : ce sont les plus courantes et les plus simples à mettre en œuvre. Elles sont utilisées pour des constructions légères et peu chargées, comme des maisons individuelles ou des bâtiments de faible hauteur. On distingue notamment les fondations en semelle, en longrine ou en radier.
- Les fondations profondes : ce sont des fondations qui sont enfoncées dans le sol jusqu'à une certaine profondeur pour atteindre des couches plus résistantes. Elles sont utilisées pour des constructions plus lourdes et plus hautes, comme des immeubles ou des ponts. Les types de fondations profondes les plus courants sont les pieux, les micropieux, les puits, les barrettes, les rideaux et les parois moulées.
- Les fondations spéciales : ce sont des fondations qui sont utilisées dans des situations particulières, comme pour des sols très meubles, instables ou hétérogènes. Les fondations spéciales comprennent par exemple les fondations sur colonnes ballastées, les fondations sur sols renforcés, les fondations sur puits et les fondations sur caissons.

VI.2 Etude géotechnique du sol :

La contrainte du sol est prise comme suit :

- Une contrainte admissible du sol de 2 bars.
- Site meuble.

VI.3 Combinaisons de calcul :

D'après le RPA99/2003 et le BAEL91/99 les fondations superficielles sont dimensionnées respectivement selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \dots \dots \dots \text{ELU} \\ G + Q \dots \dots \dots \text{ELS} \end{cases}$$

VI.4 Semelle isolée :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal N_{ser} qui est obtenue à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \rightarrow \frac{60}{60} = 1 \rightarrow A = B \quad \text{Poteau carré}$$

$$D'o\grave{u} B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

Exemple de calcul :

$$N_{ser} = 1494,664 \text{ KN} \quad D'apr\grave{e}s \text{ le SAP2000}$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1494,664}{200}} = 2,73 \text{ m} \rightarrow A = B = 2,73 \text{ m}$$

L'importance des dimensions des semelles expose les fondations de ce b\^atiment au chevauchement, alors il faut opter pour le radier.

VI.5 Etude du radier :

VI.5.1 Calcul de l'\u00e9paisseur du radier :

Le radier est une dalle porteuse continue de b\u00e9ton arm\u00e9 coul\u00e9e \u00e0 m\u00eame le sol, qui sert d'assise stable \u00e0 l'ensemble de la construction et \u00e9galement de plancher bas renverser appuyer sur les poteaux, il est suppos\u00e9 infiniment rigide et soumis \u00e0 la r\u00e9action uniforme du sol.

L'\u00e9paisseur (h_r) du radier est d\u00e9finie comme suite :

➤ **Condition de forfaitaire :**

$$\frac{l_{max}}{8} \leq h_r \leq \frac{l_{max}}{5}$$

l_{max} : La plus grande port\u00e9e entre deux \u00e9l\u00e9ments porteurs successifs. ($l_{max} = 6,55\text{m}$)

Donc : $0,81 \text{ m} \leq h_r \leq 1,31 \text{ m}$

➤ **La condition de raideur (rigidit\u00e9) :**

Pour un radier rigide, il faut que :

$$\frac{\pi}{2} l_e \geq l_{max} \quad \text{avec: } l_e \geq \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$$

l_e : La longueur \u00e9lastique, qui permet de d\u00e9terminer la nature du radier (rigide ou flexible).

E : Module de Young ($E = 3,21 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$)

I : moment d'inertie de l'\u00e9l\u00e9ment consid\u00e9r\u00e9 sur 1 ml.

K : coefficient de raideur du sol.

Du tableau de module de r\u00e9action du sol $K = 3,4 \text{ Kg/cm}^3 = 3,4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

$$I = \frac{b \times h_c^3}{12} \rightarrow h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times l_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}}$$

$$h_r = 0,99$$

➤ **Condition de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = 0,05f_{c28}$$

On prend le plus grand panneau de la structure $\begin{cases} l_x = 3,15 \text{ m} \\ l_y = 6,55 \text{ m} \end{cases}$

$$V_{ux} = \frac{\sigma_{sol} \times l_x \times l_y}{2l_y + l_x} = 0,25 \text{ MN} \quad \text{Et} \quad V_{uy} = \frac{\sigma_{sol} \times l_x \times l_y}{3l_y} = 0,21 \text{ MN}$$

$$\frac{0,21}{0,9h \times 1} \leq 1,25 \quad \rightarrow h \geq 0,19 \text{ m}$$

➤ **Choix final :**

L'épaisseur qui répond aux trois conditions citées ci-dessus est : $h=1 \text{ m}$

VI.5.2 Calcul du débord du radier :

La surface du radier doit être au moins égale à celle du bâtiment augmenté de bord pour les conditions de coffrage.

$$l_d = \max\left(\frac{h_r}{2}; 30\text{cm}\right) = \max(5; 30) = 30 \text{ cm}$$

On prend $l_d = 30 \text{ cm}$

VI.5.3 Caractéristiques géométriques du radier :

La surface du radier sera donc comme suite :

$$S_r = S_b + S_d = 408,627 \text{ m}^2$$

Donc les dimensions du radier sont : $\begin{cases} l_x = 23,7\text{m} \\ l_y = 22,17\text{m} \end{cases}$

Centre de gravité du radier :

$$\begin{cases} x_{Gr} = 11,85\text{m} \\ y_{Gr} = 11,085 \text{ m} \end{cases}$$

Centre de masse de la structure :

$$\begin{cases} x_{Gs} = 11,93 \text{ m} \\ y_{Gs} = 11,25 \text{ m} \end{cases}$$

Excentricité :

$$\begin{cases} e_x = |x_{Gr} - x_{Gs}| = |11,85 - 11,93| = 0,08\text{m} \\ e_y = |y_{Gr} - y_{Gs}| = |11,085 - 11,25| = 0,165\text{m} \end{cases}$$

Calcul des inerties :

$$\begin{cases} I_x = 16528,56 \text{ m}^4 \\ I_y = 15208,2 \text{ m}^4 \end{cases}$$

VI.5.4 Vérification à l'effort hydrostatique :

Pour qu'il n'y aura pas de soulèvement sous l'effet de la pression hydrostatique, il faut que :

$$W \geq 1,5 \times \gamma_w \times D \times S_r$$

Avec :

W: Poids total du bâtiment.

γ_w : Poids volumique de l'eau.

D : profondeur de la fondation.

S_r : Surface du radier.

$$4507427 \text{ daN} \geq 1,5 \times 1000 \times 3,5 \times 408,627 = 2145291,75 \text{ daN} \quad \rightarrow \text{CV}$$

VI.5.5 Evaluation des charges agissantes sur le radier :

Le radier est sollicité par les efforts suivants :

➤ Effort normal du aux charges verticales :

La charge sera calculée comme suite :

$$\text{ELU} : N_{\text{ELU}} = N_u + 1.35(N_{\text{radier}} + N_{\text{voile}})$$

$$\text{ELS} : N_{\text{ELS}} = N_s + N_{\text{radier}} + N_{\text{voile}}$$

➤ Masse de la superstructure :

$$\text{ELU} : N_u = 70099,125 \text{ KN}$$

$$\text{ELS} : N_s = 51281,583 \text{ KN}$$

➤ Masse du voile périphérique :

Le voile est d'épaisseur de 20 cm le long de la structure d'une longueur de $l=50$ m sur une 3,06 m.

$$N_{\text{voile}} = e \times l \times h \times \gamma_b = 0,2 \times 50 \times 3,06 \times 25 = 765 \text{ KN}$$

➤ Masse du radier :

$$N_{\text{radier}} = S_r \times S_r \times \gamma_b = 408,627 \times 0,8 \times 25 = 8172,54 \text{ KN}$$

Enfin on aura :

$$N_{ELU} = 70099,125 + 1,35(8172,54 + 765) = 82164,804 \text{ KN}$$

$$N_{ELS} = 51281,583 + 765 + 8172,54 = 60219,123 \text{ KN}$$

➤ **Moment d'excentricité due aux charges verticales :**

On a la formule suivante :

$$M = \bar{N} \times e$$

$$\text{Avec : } \bar{N} = N_T - N_{\text{radier}}$$

Donc :

$$\text{ELU: } \begin{cases} M_{ux} = \bar{N}_{ELU} \times e_x = 82164,804 \times 0,08 = 6573,18 \text{ KN.m} \\ M_{uy} = \bar{N}_{ELU} \times e_y = 82164,804 \times 0,165 = 13557,19 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS: } \begin{cases} M_{sx} = \bar{N}_{ELS} \times e_x = 60219,123 \times 0,08 = 4817,53 \text{ KN.m} \\ M_{sy} = \bar{N}_{ELS} \times e_y = 60219,123 \times 0,165 = 9936,16 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Moment de renversement dus au séisme :**

$$M_E = M_0 + V_0 D$$

Avec :

M_0 : Moment sismique à la base de la structure.

V_0 : Effort tranchant à la base de la structure.

D : Profondeur de l'infrastructure.

Sens X-X :

$$M_0 = 631456,4743 \text{ KN.m}$$

$$V_0 = 2378,44 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc : } M_{Ex} = 631456,4743 + 2378,44 \times 3,5 = 639781,01 \text{ KN.m}$$

Sens-Y-Y :

$$M_0 = 649765,23$$

$$V_0 = 2313,56 \text{ KN}$$

$$M_{Ey} = 649765,23 + 2313,56 \times 3,5 = 257862,69 \text{ KN.m}$$

➤ **Stabilité au renversement :**

> La vérification est donnée par la formule suivante :

$$\frac{M_{\text{stat}}}{M_E} \geq 1.5$$

Avec :

M_{stat} : Moment stabilisant du radier.

M_E : Moment de renversements dû aux forces sismiques

Sens X-X :

$$M_{stat} = N_{ELS} \times (x_{Gr} - e_x) = 60219,123 \times (11,85 - 0,08) = 708779,07 \text{ KN.m}$$

$$\frac{708779,07}{639781,01} = 2,25 \geq 1,5$$

Sens-Y-Y :

$$M_{stat} = N_{ELS} \times (y_{Gr} - e_y) = 60219,123 \times (11,085 - 0,165) = 657592,232 \text{ KN.m}$$

$$\frac{657592,232}{257862,69} = 2,55 \geq 1,5$$

Donc il n'y a pas de risque de renversement.

VI.5.6 Evaluation et vérification des contraintes sous le radier :

$$\text{ELU} : \sigma_{moy} \leq 1,33\sigma_{sol} = 0,266 \text{ MPa}$$

$$\text{ELS} : \sigma_{moy} \leq \sigma_{sol} = 0,2 \text{ MPa}$$

$$\text{ELU:} \begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N_{ELU}}{S_r} + \frac{M_{ux}}{I_x} y_{Gr} + \frac{M_{uy}}{I_y} x_{Gr} = 0,216 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N_{ELU}}{S_r} - \frac{M_{ux}}{I_x} y_{Gr} - \frac{M_{uy}}{I_y} x_{Gr} = 0,186 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{(3\sigma_{max} + \sigma_{min})}{4} = 0,20 < 0,266 \text{ MPa}$$

$$\text{ELS:} \begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N_{ELS}}{S_r} + \frac{M_{sx}}{I_x} y_{Gr} + \frac{M_{sy}}{I_y} x_{Gr} = 0,158 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N_{ELS}}{S_r} + \frac{M_{sx}}{I_x} y_{Gr} - \frac{M_{sy}}{I_y} x_{Gr} = 0,136 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{(3\sigma_{max} + \sigma_{min})}{4} = 0,15 < 0,2 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{CV}$$

VI.5.7 Calcul du ferrailage du radier :

La plaque est assimilée au plancher renverser soumis à la réaction uniforme du sol, elle est constituée de plaques simplement appuyées sur 4 cotés.

Les calculs seront effectués en flexion simple, en tenant compte de la fissuration par contact avec l'eau.

On prend le panneau le plus défavorable $\begin{cases} l_x = 3,15 \text{ m} \\ l_y = 6,55 \text{ m} \end{cases}$

On doit vérifier que $\begin{cases} 0 < \alpha < 0,4 \rightarrow \text{dalle porte sur un seul sens} \\ 0,4 < \alpha < 1 \rightarrow \text{la dalle porte sur deux sens} \end{cases}$

Avec :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,15}{6,55} = 0,48$$

Donc la dalle du radier porte sur les deux sens

Le chargement des panneaux du radier seront équivalents aux contraintes moyennes calculées.

Les moments fléchissant développés au centre du panneau ont pour valeurs :

$$\text{Dans le sens de la petite portée : } M_x = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée : } M_y = \mu_y \times M_x$$

Les chargements des panneaux du radier seront équivalents aux contraintes moyennes.

$$\text{ELU: } q_{\text{ELU}} = \sigma_{\text{moy}} = 0,2 \text{ MPa}$$

$$\text{ELS : } q_{\text{ELS}} = \sigma_{\text{moy}} = 0,15 \text{ MPa}$$

➤ **Sens de la petite portée (X-X) :**

ELU :

$$M_x = 0,0994 \times 0,2 \times 3,15^2 = 19725,93 \text{ daN.m/ml}$$

• **En travée :**

$$M_{\text{tx}} = 0,75M_x = 14794,44 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{\text{tx}}}{b \times d^2 \times f_{\text{bc}}} = \frac{0,148}{1 \times 0,72^2 \times 14,17} = 0,02$$

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

$$d = 0,9h = 0,72 \text{ m}$$

$$\mu_u \leq \mu_R = 0,382 \Rightarrow \text{S. S. A. (pas d'acier comprimé : } A_{\text{sc}} = 0).$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,02}) = 0,025$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,72(1 - 0,4 \times 0,025) = 0,71 \text{ m}$$

$$A_{\text{st}} = \frac{M_{\text{tx}}}{z\sigma_{\text{st}}} = \frac{0,148}{0,71 \times 347,83} = 6 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times f_{\text{t28}} \times b \times d}{f_e} = \frac{0,23 \times 2,1 \times 1 \times 0,72}{400} = 8,69 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 8,69 \text{ cm}^2$$

Donc on opte pour 6T14 = 9,24 cm²/ml

- **En appuis :**

$$M_{ax} = 0,5M_x = 9862,965 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,098}{1 \times 0,72^2 \times 14,17} = 0,013$$

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

$$d = 0,9h = 0,72 \text{ m}$$

$$\mu_u \leq \mu_R = 0,382 \Rightarrow \text{S. S. A. (pas d'acier comprimé : } A_{sc} = 0).$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,013}) = 0,016$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,72(1 - 0,4 \times 0,016) = 0,71 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{tx}}{z\sigma_{st}} = \frac{0,098}{0,71 \times 347,83} = 3,96 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 3,96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = \frac{0,23 \times 2,1 \times 1 \times 0,72}{400} = 8,69 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 8,69 \text{ cm}^2$$

Donc on opte pour 6T14 = 9,24 cm²/ml

ELS :

$$M_x = 0,0994 \times 0,15 \times 3,15^2 = 14794,44 \text{ daN.m/ml}$$

- **En travée :**

$$M_{tx} = 0,75M_x = 11095,83 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,11}{1 \times 0,72^2 \times 14,17} = 0,014$$

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

$$d = 0,9h = 0,72 \text{ m}$$

$$\mu_u \leq \mu_R = 0,382 \Rightarrow \text{S. S. A. (pas d'acier comprimé : } A_{sc} = 0).$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,014}) = 0,017$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,72(1 - 0,4 \times 0,017) = 0,71 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{tx}}{z\sigma_{st}} = \frac{0,11}{0,71 \times 347,83} = 4,45 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 4,45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = \frac{0,23 \times 2,1 \times 1 \times 0,72}{400} = 8,69 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 8,69 \text{ cm}^2$$

Donc on opte pour 6T14 = 9,24 cm²/ml

- **En appuis :**

$$M_{ax} = 0,5M_x = 7397,22 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,073}{1 \times 0,72^2 \times 14,17} = 0,01$$

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

$$d = 0,9h = 0,72 \text{ m}$$

$$\mu_u \leq \mu_R = 0,382 \Rightarrow \text{S. S. A. (pas d'acier comprimé : } A_{sc} = 0).$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,01}) = 0,012$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,72(1 - 0,4 \times 0,012) = 0,71 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{tx}}{z\sigma_{st}} = \frac{0,073}{0,71 \times 347,83} = 2,95 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2,95 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = \frac{0,23 \times 2,1 \times 1 \times 0,72}{400} = 8,69 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 8,69 \text{ cm}^2$$

Donc on opte pour 6T14 = 9,24 cm²/ml

➤ **Sens de la grande portée (Y-Y) :**

ELU :

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0,25 \times 19725,93 = 4931,48 \text{ daN.m/ml}$$

- **En travée :**

$$M_{ty} = 0,75M_x = 3698,61 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,037}{1 \times 0,72^2 \times 14,17} = 0,005$$

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

$$d = 0,9h = 0,72 \text{ m}$$

$$\mu_u \leq \mu_R = 0,382 \Rightarrow \text{S. S. A. (pas d'acier comprimé : } A_{sc} = 0).$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,005}) = 0,006$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,72(1 - 0,4 \times 0,006) = 0,71 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ty}}{z\sigma_{st}} = \frac{0,037}{0,71 \times 347,83} = 1,5 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = \frac{0,23 \times 2,1 \times 1 \times 0,72}{400} = 8,69 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 8,69 \text{ cm}^2$$

Donc on opte pour 6T14 = 9,24 cm²/ml

- **En appuis :**

$$M_{ay} = 0,5M_y = 2490,74 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,025}{1 \times 0,72^2 \times 14,17} = 0,003$$

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

$$d = 0,9h = 0,72 \text{ m}$$

$$\mu_u \leq \mu_R = 0,382 \Rightarrow \text{S. S. A. (pas d'acier comprimé : } A_{sc} = 0).$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,003}) = 0,004$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,72(1 - 0,4 \times 0,004) = 0,71 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ty}}{z\sigma_{st}} = \frac{0,025}{0,71 \times 347,83} = 1,01 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = \frac{0,23 \times 2,1 \times 1 \times 0,72}{400} = 8,69 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 8,69 \text{ cm}^2$$

Donc on opte pour 6T14 = 9,24 cm²/ml

ELS :

$$M_y = 0,3491 \times 14794,44 = 5164,74 \text{ daN.m/ml}$$

- **En travée :**

$$M_{ty} = 0,75M_y = 3873,55 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,039}{1 \times 0,72^2 \times 14,17} = 0,005$$

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

$$d = 0,9h = 0,72 \text{ m}$$

$$\mu_u \leq \mu_R = 0,382 \Rightarrow \text{S. S. A. (pas d'acier comprimé : } A_{sc} = 0).$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,005}) = 0,006$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,72(1 - 0,4 \times 0,006) = 0,71 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ty}}{z\sigma_{st}} = \frac{0,039}{0,71 \times 347,83} = 1,58 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,58 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = \frac{0,23 \times 2,1 \times 1 \times 0,72}{400} = 8,69 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 8,69 \text{ cm}^2$$

Donc on opte pour 6T14 = 9,24 cm²/ml

- **En appuis :**

$$M_{ay} = 0,5M_y = 2582,37 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,025}{1 \times 0,72^2 \times 14,17} = 0,003$$

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

$$d = 0,9h = 0,72 \text{ m}$$

$$\mu_u \leq \mu_R = 0,382 \Rightarrow \text{S. S. A. (pas d'acier comprimé : } A_{sc} = 0).$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,003}) = 0,004$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,72(1 - 0,4 \times 0,004) = 0,71 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ay}}{z\sigma_{st}} = \frac{0,025}{0,71 \times 347,83} = 1,01 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = \frac{0,23 \times 2,1 \times 1 \times 0,72}{400} = 8,69 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 8,69 \text{ cm}^2$$

Donc on opte pour 6T14 = 9,24 cm²/ml

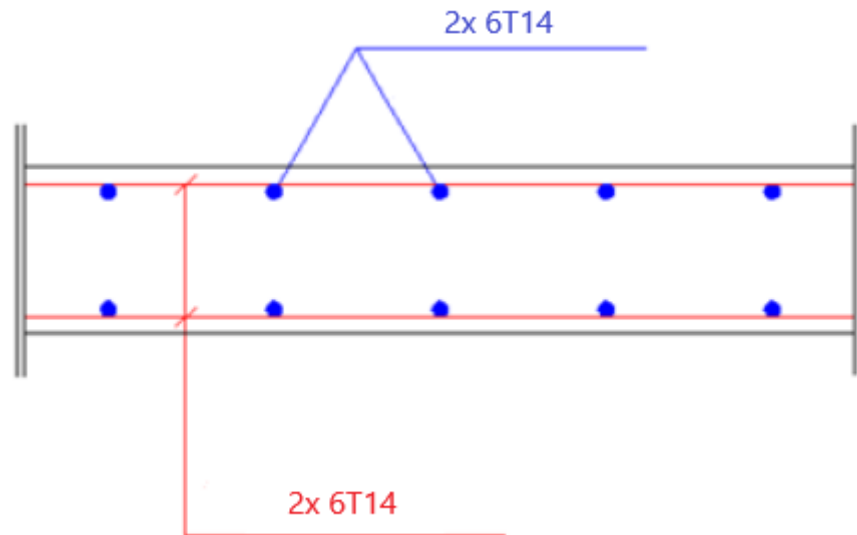


Figure VI. 1 : Schéma statique du ferrailage du radier

Conclusion :

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut donc être calculée que lorsqu'on connaît :

- La superstructure, ses caractéristiques géométriques et ses charges.
- Les caractéristiques mécaniques du sol.

Dans le cas de ce bâtiment, il a été opté pour un radier.

Conclusion générale

Le travail élaboré dans le cadre de ce projet de fin d'étude, consiste à l'étude d'un bâtiment en cour de réalisation à usage d'habitation composée de RDC +8 étages, cet ouvrage est réalisé en béton armé.

Par ailleurs cette étude a permis de dégager certains nombres de conclusions importantes qui sont les suivantes :

- ✓ La bonne qualité des matériaux utilisés et le bon choix des sections des éléments résistants garantis la sécurité de la structure.
- ✓ La compréhension des comportements des différents éléments structuraux est nécessaire pour calculer et dimensionner correctement la structure.
- ✓ La modélisation en 3D par le biais du logiciel SAP2000 est une partie essentielle pour reproduire le comportement réel de la structure et déterminer les sollicitations appliquées sur les éléments structuraux.
- ✓ La disposition et la dimension des voiles jouent un rôle très important dans le renforcement dynamique des structures.
- ✓ Pour l'infrastructure, on a démontré que le radier nervuré doit être bien dimensionné pour transmettre les charges de la superstructure vers le sol d'une manière uniforme.

Référence bibliographique

Le CBA93 (Code De Béton Armé).

Le RPA 99 révisée 2003 (Règlement Parasismique Algérien).

Le BAEL 91 révisée 99 (Béton Armé Aux Etats Limites).

DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges et Surcharges).

DTR-BC2.331 (Règles de Calculs des Fondations Superficielles).

Logiciels et programmes :

WORD.

Logiciel d'analyse des structures SAP2000 version14.

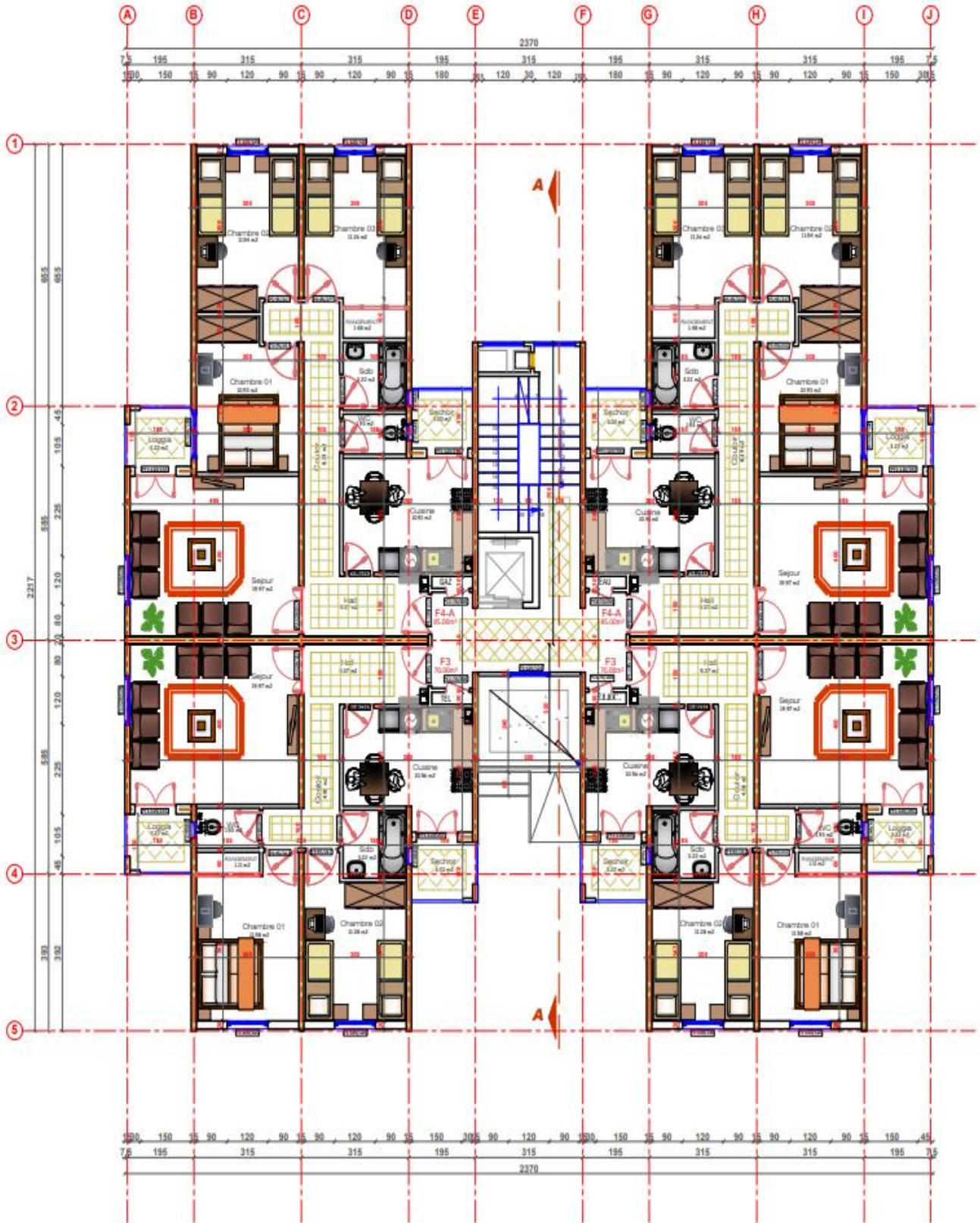
AutoCAD version 2019.

Annexes

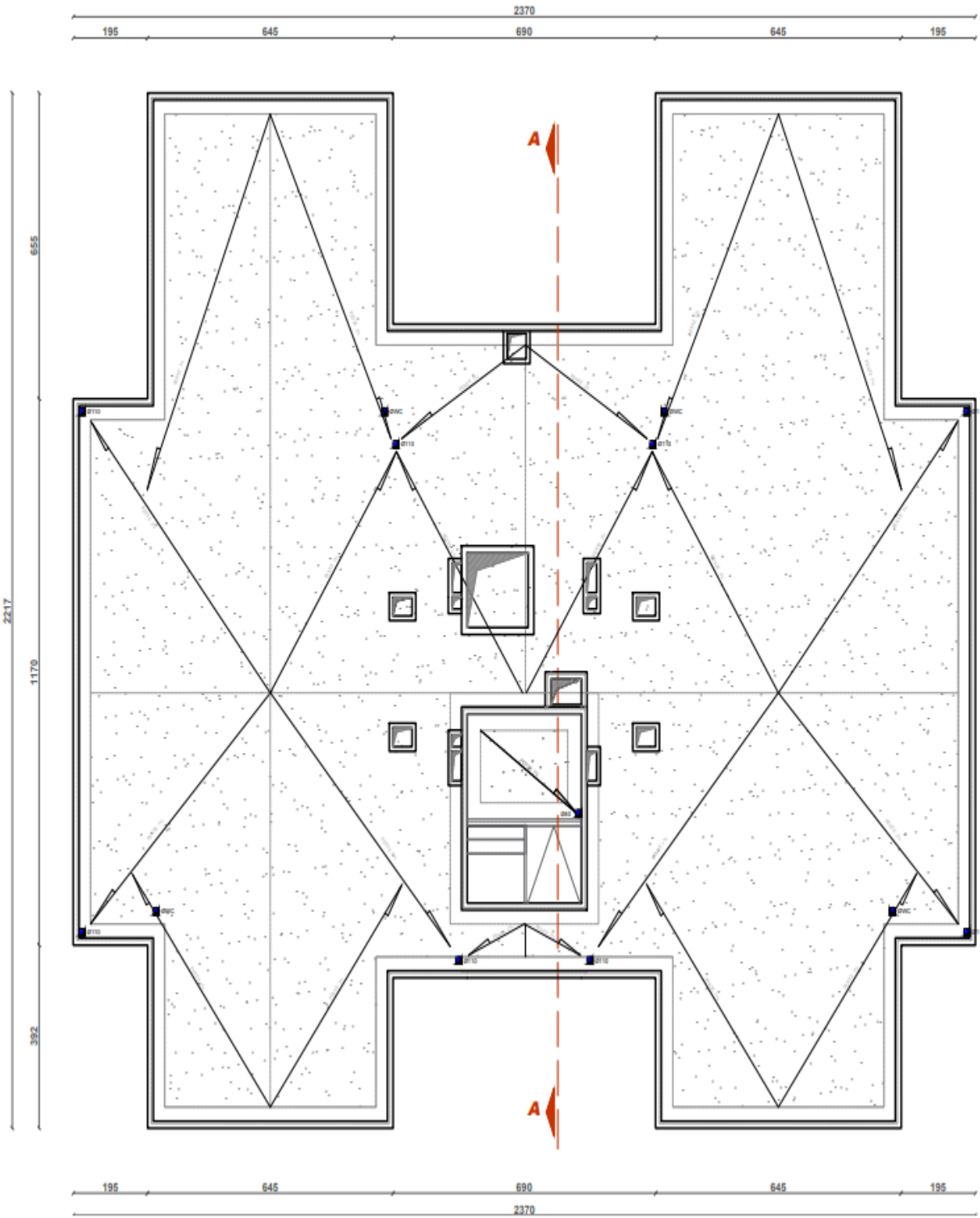
Annex « A »
Les plans architecturaux



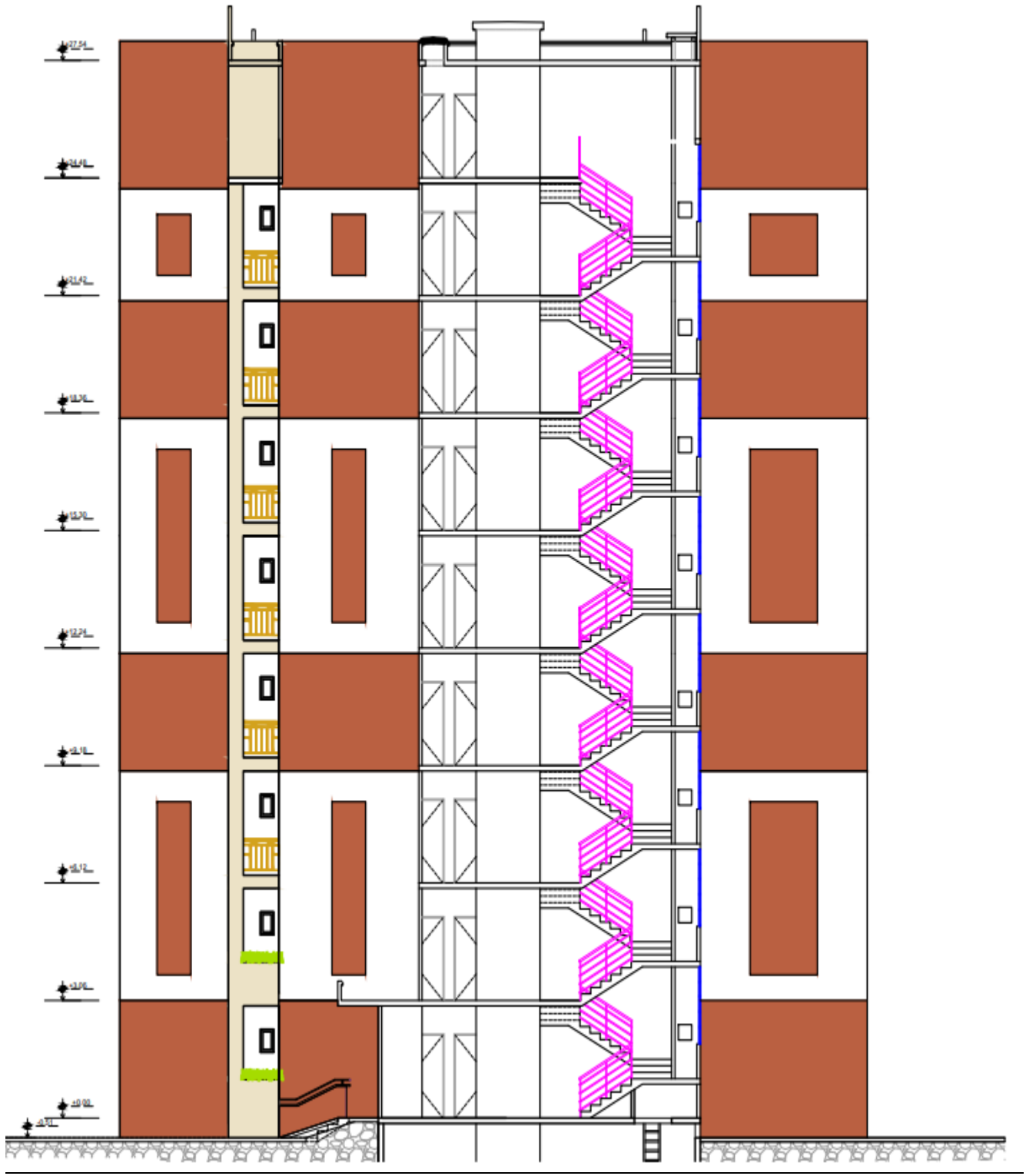
Plan du RDC



Plan du 1^{er} étage jusqu'à 8eme étage



Plan de la toiture

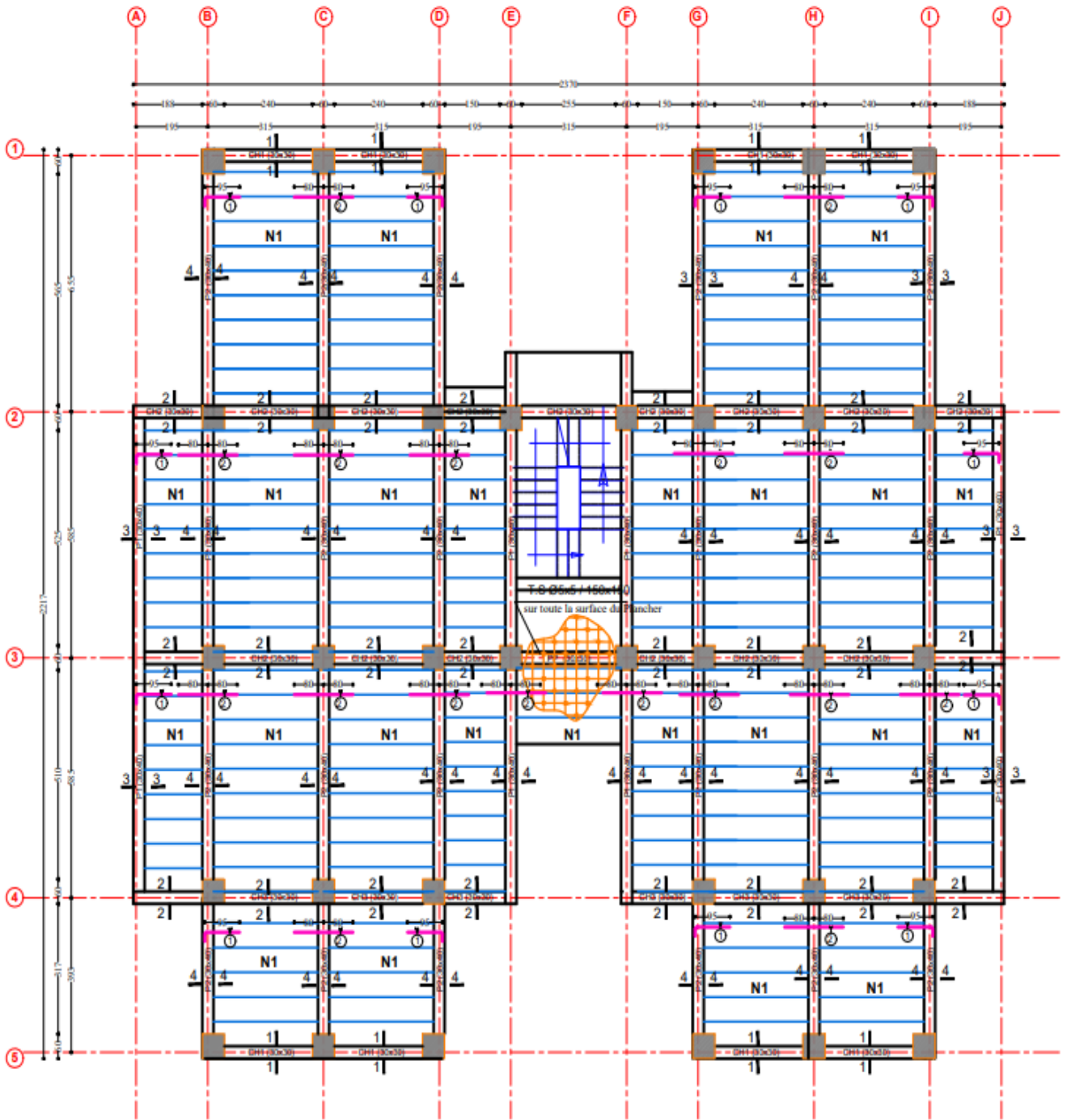


Plan de la coupe



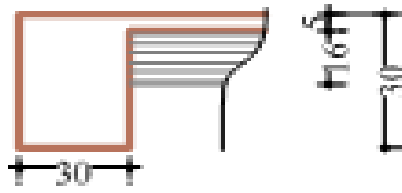
Plan façade principale

Annexe « B »
Les plans génie civil

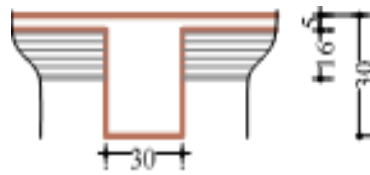


Plancher RDC

Plan du coffrage



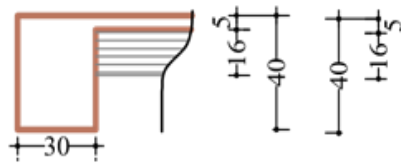
Coupe 1-1



Coupe 2-2

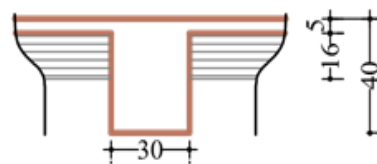
Coupe 3-3

Ech : 1/25

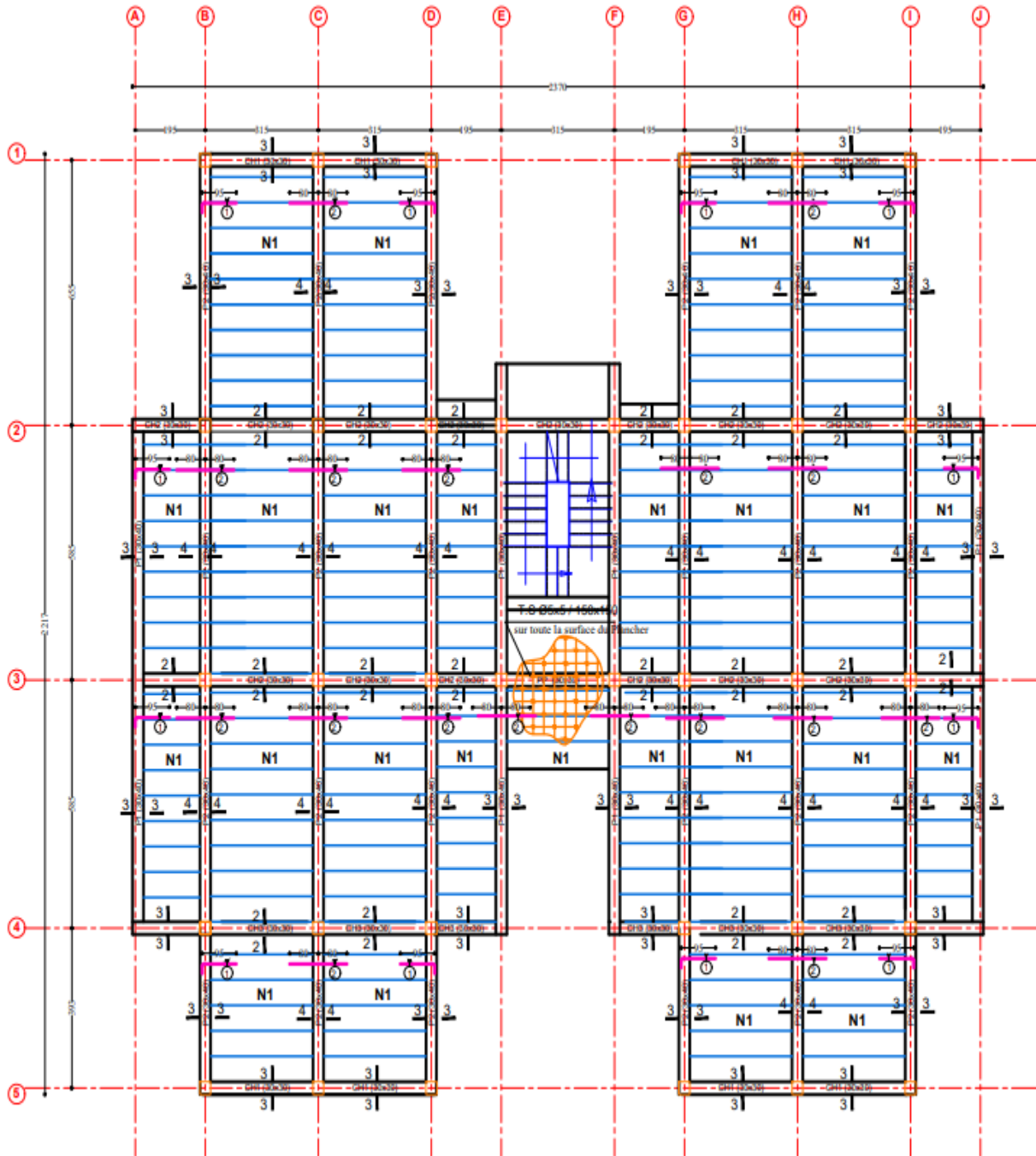


Coupe 4-4

Ech : 1/25

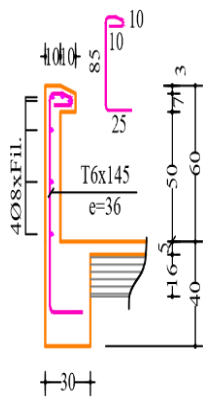


Coupes plancher RDC

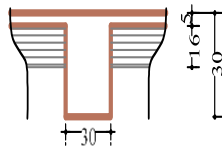


Plancher Terrasse

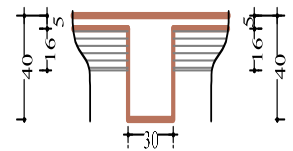
Plan du coffrage



Coupe 3-3



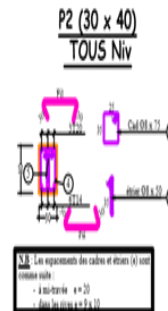
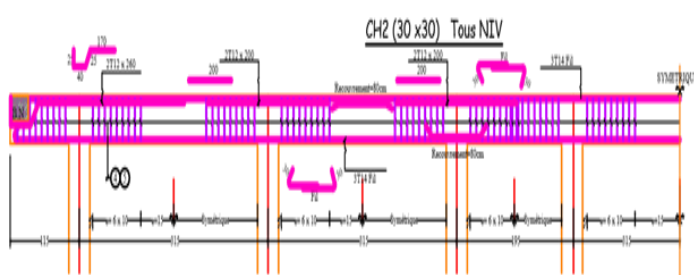
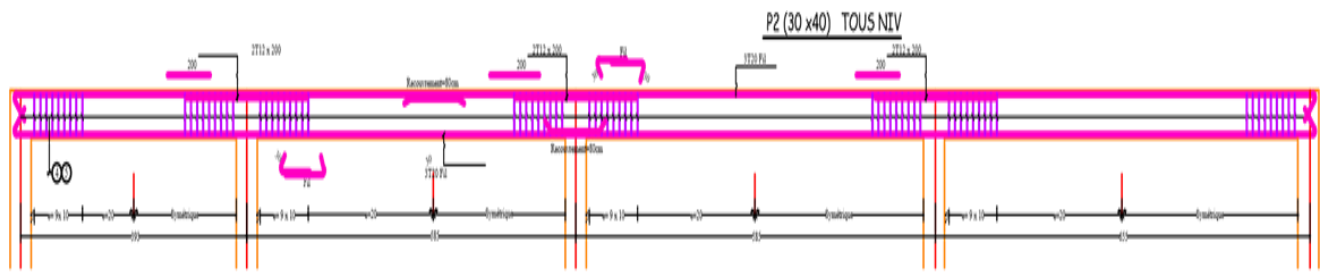
Coupe 2-2



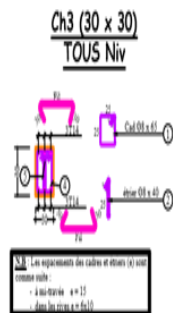
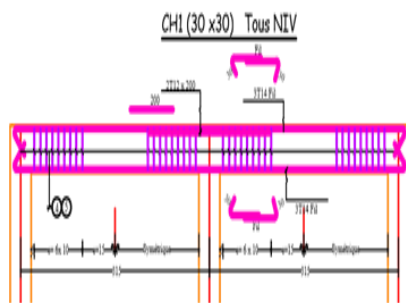
Coupe 4-4

Coupes plancher terrasse

Ferrailage des poutres principale « P2 »

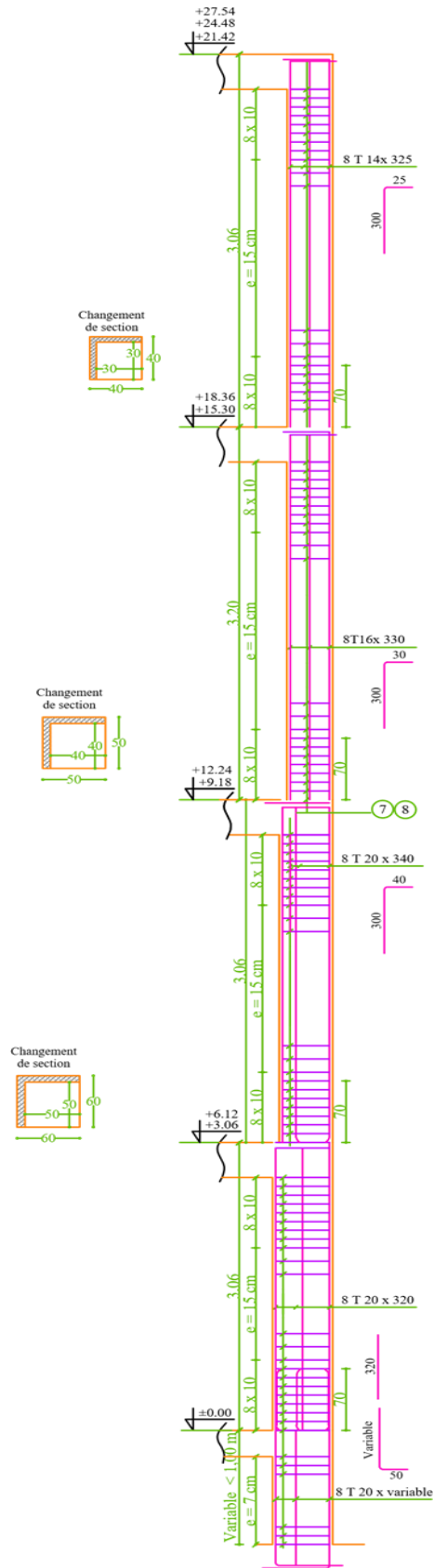


S.B. Les espacements des cadres et étriers (s) sont
 respectés selon :
 - à la travée $s = 20$
 - dans les appuis $s = 9 \times 10$

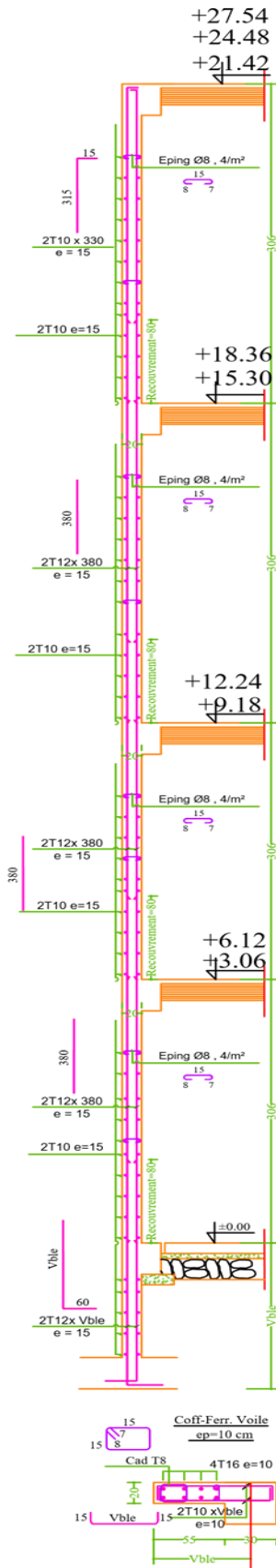


S.B. Les espacements des cadres et étriers (s) sont
 respectés selon :
 - à la travée $s = 15$
 - dans les appuis $s = 6 \times 10$

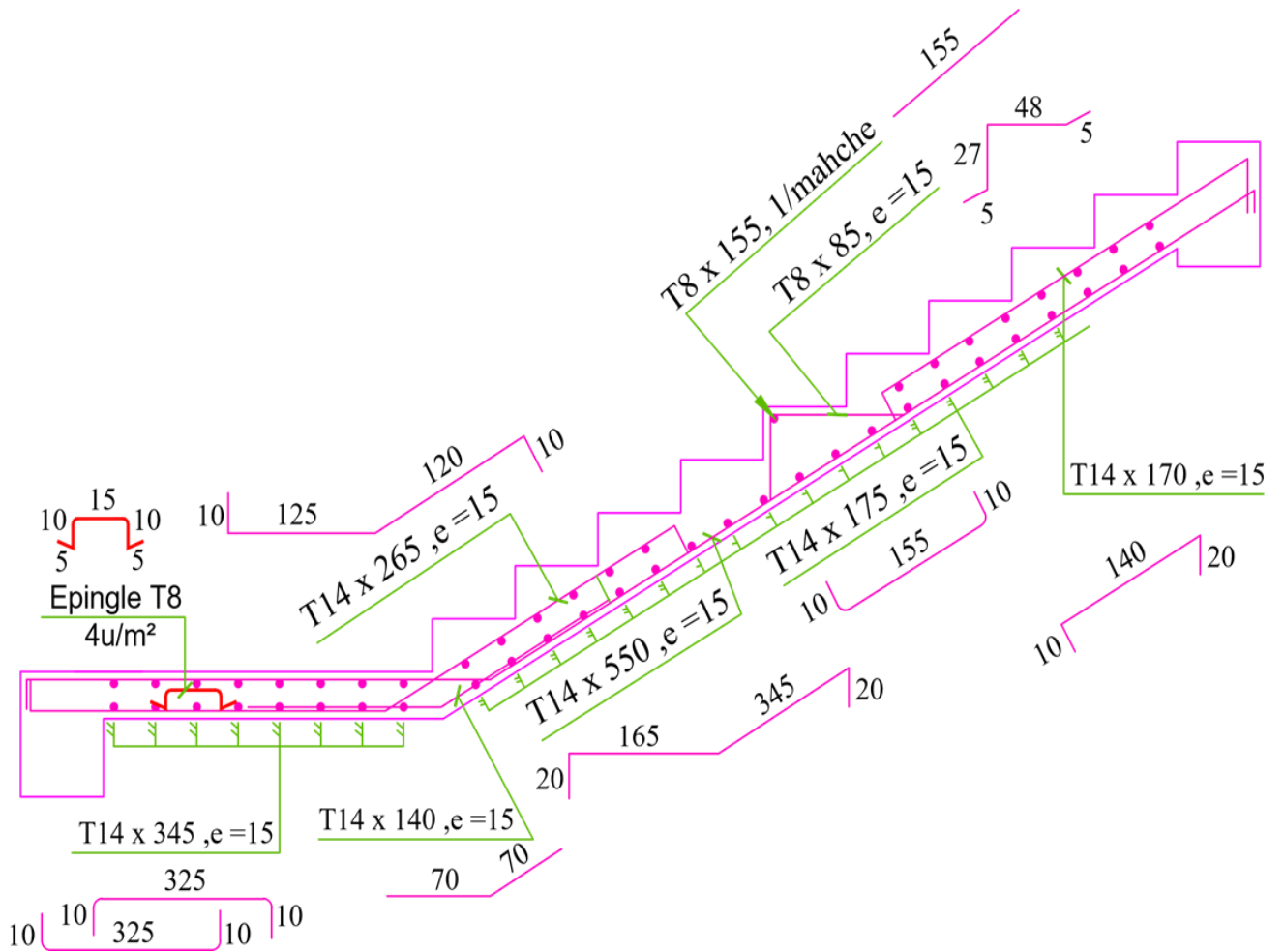
Ferrailage des poutres secondaires « CH2, CH3 »



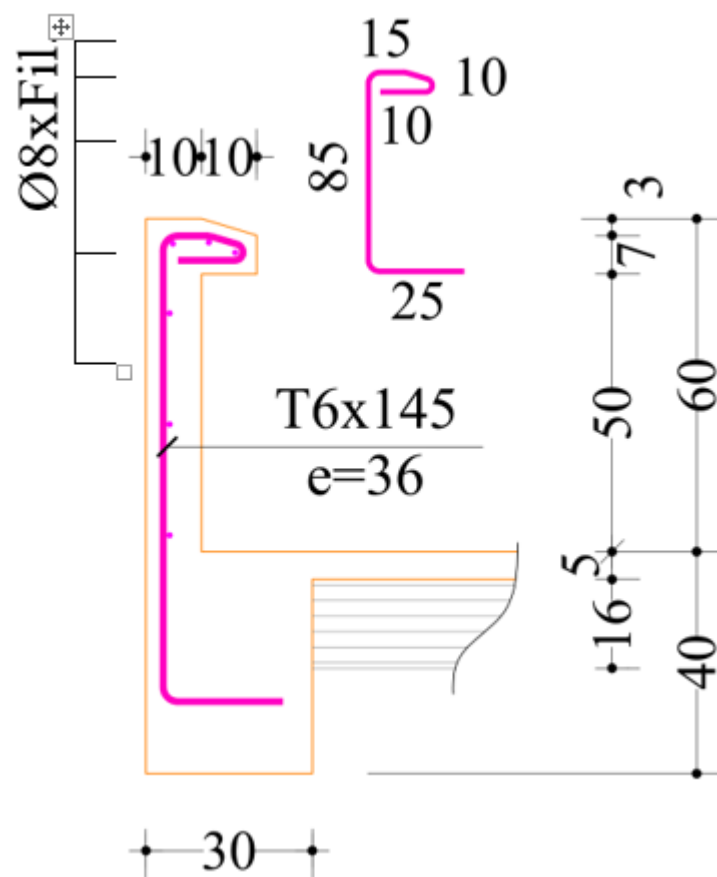
Ferrillage des poteaux



Ferrillage du voile



Ferrailage d'escalier



Ferrailage de l'acrotère

