



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche
Scientifique
جامعة عبد الحميد ابن باديس مستغانم
Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem
كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculté des Sciences et de la Technologie



N° d'ordre : M...../GC/2022

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES
MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Thème

**Etude technique d'un bâtiment en "R+8 étage +sous-sol " a
usage mixte avec un système constructif " murs porteurs "**

Présenté par :

Benhamou fatma.

Benraho Fouzia.

Soutenu le 03/07/2022 devant le jury composé de :

Président : **Mr. Zelmat Yacine.**

Examineur : **Mr. Rezigua Ahmed.**

Encadreur : **Mr. Bahar Sadek.**

Année Universitaire : 2021/2022

بِسْمِ اللّٰهِ الرَّحْمٰنِ الرَّحِیْمِ

Remerciements

Après avoir rendu grâce à Dieu le Tout Puissant et le Miséricordieux nous tenons à remercier vivement tous ceux qui, de près ou de loin ont participé à la rédaction de ce document.

Cette mémoire ne pourrait se concrétiser sans l'aide généreuse et le soutien constant de nos professeurs, collègues, collaborateurs, amis et membres de la famille. Nous tenons à leur exprimer notre plus profonde gratitude.

Tout d'abord, nous tenons fortement à remercier notre superviseur **Dr Bahar Sadek**, pour ses conseils, son soutien et sa patience il nous a transmis la passion du métier tout au long de notre étude. Ce fut une expérience vraiment merveilleuse de travailler avec lui.

Nous remercions également Monsieur **Benyoucef Abdelhak** pour son aide et ses conseils qui nous poussent à donner le meilleur. C'est un grand honneur de travailler avec tous ces esprits les plus brillants.

Nous ne laisserons pas cette occasion passer, sans remercier tous les enseignants et le personnel de l'Université d'Abdel Hamid Ibn Badis **Mr Rezigua. A, Mr Mhela. T, Mr Mebrouki, Mr Seddki. N**, et particulièrement ceux de la section Génie Civile pour leur aide et leurs précieux conseils et pour l'intérêt qu'ils portent à notre formation.

Nous tenons également à remercier les autres personnes, membres du jury, **Mr Rezigua Ahmed** et **Mr Zelmat Yacine** d'avoir accepté de juger notre mémoire

Enfin et surtout, nous sommes très redevables à toute notre famille, y compris nos parents, grands-parents, oncles, tantes et cousins, dont l'amour et le soutien inconditionnels au fil des ans ont tout signifié pour nous. Nos remerciements à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin au bon déroulement de ce travail.

Cette expérience s'est donc avérée être enrichissante, tant sur le plan humain que sur le plan de l'apprentissage du métier d'ingénieur.

Dédicace

Tout d'abord je remercie Allah qui m' a donné le courage pour arriver à réaliser ce projet

Je dédie ce Modeste travail à mes chères familles, mais je n'arriverais jamais à leur exprimer mon amour sincère.

-A L'homme de ma vie ma cause réussite ; mon cher père

-A la femme qui a souffert sans me laisser souffrir, qui m'a entouré d'amour, d'affection et qui fait tout pour ma réussite, que dieu la garde : mon adorable mère

-A ma grand-mère Aziza pour leur douaa que dieu lui donne une longue et joyeuse vie. Sans oublier mes chers grands parents, mes oncles et mes tantes

-A mes chères sœurs Aziza, Oumelkheir et aicha et mes frère Mokhtar et Sadek pour leur encouragements tout au long de mes études que dieu les protège et leurs offre la chance et le bonheur.

-Mon binôme Benraho Fouzia,

-A Mes chères amies : Zahra, Fouzia, Titouha, Sabrina, Ikram et Zouzou pour l'aide et le soutien moral et pour les bons moments

-Et sans oublier mes amies fidèles kamar, Amina et Halima pour leurs amours et leur encouragement

-A tous les amis que j'ai connu jusqu'à maintenant Mohamed ayad et Med, Assri, Tahar

- Un spéciale dédicace à mon ami Fethi.

Je remercie également Monsieur Benyoucef Abdelhak Pour m'avoir grandement aidé pendant la réalisation de notre travail.

Housnaa

Dédicace

Tout d'abord, je dédie ce mémoire :

- A celui que je suis le fruit De ces efforts, symbole De bonté, d'affection de sagesse et de fierté, mon exemple dans ma vie Mon père (الله يرحمه)
- Ma source de Tendresse, à la femme la plus patiente, ma très chère mère ainsi Qu'à l'être idéal et pour tout leur sacrifice, d'être à côté de moi tout le temps et pour leur prière
- A mes chère sœurs : Souad, Naima, Arbia et surtout Karima
- A tout qui m'ont encouragé lors de ma préparation
- Mon binôme Benhamou fatma,
- Une spéciale dédicace à : Amine et Ikram
- A mes amies Housnaa, Zahra, Ikram, Titouha, Zouzou et Sabria.
- A tous les amis que j'ai connu jusqu'à maintenant Assri, Tahar et Noureddine
- A Zaki et Ghaouti
- A tout qui ont contribué de près ou de loin à la Réalisation de Ce travail et spécialement à Abdelhak A tous ceux que j'aime

Fouzia

Résumé

L'objectif de ce travail est l'étude d'une structure en béton armé à usage multiple (habitation, commercial, bureau et parking) constitué d'un sous-sol et d'un rez-de-chaussée plus 8 étages, implanté à la wilaya d'Oran. Cette région est classée comme zone de sismicité moyenne (zone IIa) selon le RPA version 2003.

Le travail est basé sur une étude complète de la conception et implantation de la structure, qu'est divisé en plusieurs chapitres :

- *Présentation du projet ;*
- *Prédimensionnement ;*
- *Etude des éléments non structuraux ;*
- *L'étude sismique de la structure réalisée à l'aide du logiciel ROBOT STRUCTUIRAL ANALYSYS version 2019 ;*
- *L'étude des éléments structuraux ;*
- *La dernière partie l'étude de l'infrastructure, type du radier dalle*
- *Pour finir, on traduit les résultats de toute la structure sur des plans d'exécution à l'aide du logiciel AUTOCAD version 2021.*

Cette étude a été menée en tenant compte des recommandations du BAEL91 modifiée99 et les règles parasismiques algériens RPA99/V2003.

Mots-clés : béton armé, bâtiment, robots, Radier dalle

Abstract:

The objective of this work is the study of a reinforced concrete structure for multiple use (residential, commercial, office and parking) consisting of a basement and a ground floor plus eight floors, located in the wilaya of Oran. This region is classified as a zone of medium seismicity (zone IIa) according to the RPA version 2003.

The work is based on a complete study of the design and layout of the structure, which is divided into several chapters:

- Project display;*
- Pre-sizing;*
- Study of non-structural elements;*
- The dynamic study of the structure carried out using the ROBOT STRUCTUIRAL ANALYSYS software version 2019;*
- The study of structural elements;*
- The last part the study of the infrastructure.*

Finally, the results of the entire structure are translated into execution plans using AUTOCAD software version 2021.

This study was carried out taking into account the recommendations of the modified BAEL9199 and the Algerian seismic rules RPA99/V2003

Keywords: reinforced concrete, building, robots, Slab

ملخص

الهدف من هذا العمل هو دراسة هيكل خرساني مسلح متعدد الاستخدامات (سكني، تجاري، مكاتب، مواقف سيارات) يتكون طابق أرضي بالإضافة إلى 8 طوابق، ويقع في ولاية وهران. تم تصنيف هذه منطقة زلزالية متوسطة (المنطقة الثانية) وفقًا لإصدار RPA 2003 للمنطقة على أنها يعتمد العمل على دراسة كاملة لتصميم وتخطيط الهيكل، والذي ينقسم إلى عدة فصول:

- تقديم المشروع؛

- التحجيم المسبق

- دراسة العناصر غير الهيكلية

- الدراسة الديناميكية للهيكل التي تم إجراؤها باستخدام إصدار برنامج ROBOT

STRUCTUIRAL ANALYSYS 2019

- دراسة العناصر الهيكلية

-الجزء الأخير دراسة البنية التحتية، نوع الأساس بلاطة

أخيرًا ، تمت ترجمة نتائج الهيكل بأكمله إلى رسومات عمل باستخدام برنامج AUTOCAD

أجريت هذه الدراسة مع المعدلة والقواعد الجزائرية لمكافحة الزلازل / RPA99 BAEL9199
V2003. مراعاة توصيات

الكلمات المفتاحية: الخرسانة المسلحة ، Robot البناء، بلاط،

LISTE DES NOTATIONS :

f_{cj} : résistance caractéristique à la compression du bâton à j jours.

f_{tj} : résistance caractéristique à la traction du béton à j jours.

E_{ij} : déformations instantanées.

E_{vj} : déformations différées.

ν : coefficient de poisson.

α : Angle, coefficient dimension.

δ_k : déplacements relatifs.

Δk : déplacements admissibles inter étages.

β : Coefficient de pondération.

γ : Coefficient partiel de sécurité.

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier.

γ_b : coefficient de sécurité du béton.

θ : Coefficient d'application de charge

σ_{st} : contrainte d'acier.

σ_{bc} : contrainte du béton.

ϵ_{bc} : déformation du béton en compression.

f_e : limite élastique d'acier.

E_b : module de déformation du béton.

E_s : module de déformation du béton.

A : coefficient d'accélération de zone.

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

E : charge sismique.

ρ : Poids volumique.

μ : Moment réduit.

τ : Contrainte tangentielle.

ELU : état limite ultime.

ELS : état limite service.

A_s : aire d'une section d'acier.

A_t : section d'armatures transversales.

A_r : armatures de rive.

A_{min} : armatures minimales.

A_v : armatures verticales.

A_h : armatures horizontales.

\emptyset : Diamètre.

T_u : contrainte ultime de cisaillement.

T : période.

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site

e : enrobage.

h_d : épaisseur des dalles.

e_p : épaisseur.

L : longueur.

M_t : moment en travée.

M_o : moment en appuis d'une poutre reposant sur 2 appuis libres.

M_a : moment en appuis.

M_1 : coefficient par rapport à l'armature tendue : coefficient de PIGEAUD.

M_2 : coefficient de PIGEAUD.

M^u : moment à l'état limite ultime ;

M^{ser} : moment à l'état limite service.

S_t : espacement.

M_x^u, M_y^u : moments à l'état limite ultime dans les directions X et Y.

M_x^{ser}, M_y^{ser} : moments à l'état limite ultime dans les directions X et Y.

M_{adx}^u, M_{ady}^u : moment en appuis droite à l'état limite ultime dans les directions X et Y.

$M_{adx}^{ser}, M_{ady}^{ser}$: moment en appuis droite à l'état limite service dans les directions X et Y.

M_{agx}^u, M_{agy}^u : moment en appuis gauche à l'état limite ultime dans les directions X et Y.

$M_{agx}^{ser}, M_{agy}^{ser}$: moment en appuis gauche à l'état limite service dans les directions X et Y.

M_r : moment de renversement.

M_s : moment stabilisant.

M_f : moment fictive.

a : épaisseur du de voile.

d : hauteur utile

C : centre de pression.

h_e : hauteur libre d'étage.

V_u : effort tranchant.

W_p : poids propre de l'acrotère.

C_p : facteur de force horizontale.

F_p : l'action de la force sismique appliquée sur l'acrotère.

N_{ser} : effort normal pondéré l'état limite service.

N_u : effort normal pondéré à l'état limite ultime.

P : force concentrée.

L_v : longueur de la volée.

f : flèche.

\bar{f} : Flèche admissible.

Q_u : charge calculée à l'état limite ultime.

Q_{ser} : charge calculée à l'état limite service.

D : facteur d'amplification dynamique.

Q : facteur de qualité.

R : coefficient de comportement ;

W : poids total de la structure.

ξ : pourcentage d'amortissement critique.

d : dimension du bâtiment mesurée à sa base.

p_q : pénalité.

W_{Gi} : poids des charges permanentes.

W_{Qi} : poids des charges d'exploitation.

V : effort sismique

Fi : force concentrée au sommet de la structure.

R_x, R_y : coordonnées du centre de masse selon X et Y;

G_x, G_y : coordonnées du centre de rigidité selon X et Y.

I_{xi}, I_{yi} : moment d'inertie par rapport aux axes OX et OY.

ex_0, ey_0 : l'excentricité théorique dans les directions X et Y.

exI, eyI : l'excentricité accidentelle dans les directions X et Y.

L_r : longueur de recouvrement

Sommaire

Chapitre I : Présentation du projet.....	2
I.1. Introduction :	2
I.2. Présentation de l'ouvrage :	2
I.3. Caractéristiques géométriques du bâtiment :	3
I.4. Plan d'architecture :	5
I.4.a. Plan façade :	5
I.4.b. Plan étage :	5
I.4.c. Plan RDC :	6
I.4.d. Plan sous-sol :	6
I.4.e. Plan Toiture :	7
I.5. Eléments de l'ouvrage :	7
I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux :	9
I.6.1 Béton :	9
I.6.1.a. Résistance caractéristique à la compression :	9
I.6.1.b. Résistance caractéristique a la traction :	9
I.6.1.c. Module d'élasticité longitudinal :	10
I.6.1.d. Coefficient de poisson :	10
I.6.1.e. Les Contrainte Limites :	10
I.6.2. Acier :	11
I.6.2.1 Caractéristiques mécaniques :	12
I.6.2.2. Diagramme déformations contraintes :	12
<input type="checkbox"/> I.6.2.2.a. E.L.U :	12
<input type="checkbox"/> I.6.2.2.b. E.L.S :	12
I.6.2.3. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :	13
<input type="checkbox"/> I.6.2.2.a. Etat limite ultime :	13
<input type="checkbox"/> I.6.2.2.b. Etat limite de service :	13
<input type="checkbox"/> I.6.2.2.c. Etat limite accidentelle :	13
I.7. Conclusion :	13
Chapitre II : Prédimensionnement.....	15
II.1. Introduction :	15
II.2. Prédimensionnement des planchers :	15
II.2.1. Plancher à dalle pleine :	15
II.3. Prédimensionnement des voiles :	15
II.4. Prédimensionnement des poutres noyées :	16

II.4.1. Selon les Règles de BAEL93 :.....	16
II.4.2. Conditions imposées par le R.P.A 99 version 2003 :.....	17
II.5. Les charges permanentes et d'exploitations :	18
II.5.1. Plancher Terrasse accessible :	18
II.5.2. Plancher Etage Courant :.....	18
II.5.3. Plancher RDC :.....	18
II.5.4. Balcon :.....	19
II.5.5. Mur Extérieure :.....	19
II.5.6. Mur Intérieur :.....	19
II.5.7. Escalier	20
II.5.7.a. Volée (la paillasse) :.....	20
II.5.7.b. Palier :.....	20
II.6. Conclusion :	20
Chapitre III : Etude des éléments non structuraux.....	22
III.1. Introduction :	22
III.2. L'acrotère :.....	22
III.2.1. Calcul des sollicitations :	22
III.2.1.1. Charge permanente :.....	22
III.2.1.2. Charge d'exploitation :	22
III.2.2. Calcul des efforts Normal et moments fléchissant :.....	23
III.2.2.1. Etat limite ultime (ELU) :.....	23
III.2.2.2. Etat limite service (ELS) :	23
III.3. Balcon :.....	28
III.3.1. Détermination des charges et surcharges :.....	28
III.3.2. Les combinaisons des charges :.....	28
III.3.4. Calcul du ferrailage :.....	29
III.3.5. Vérification au cisaillement :	31
III.3.6. Vérification de la flèche :.....	31
III.3.7. Escaliers :.....	33
III.3.7.a. Prédimensionnement :.....	33
III.3.7.b. Descente de charges :	35
III.3.7.c. Combinaisons fondamentales :.....	36
III.3.7.d. Calcul du ferrailage :	36
III.3.7.e. Vérification des contraintes de cisaillement :	37
III.3.8. Vérification de la flèche :.....	48

III.3.9. Vérification de l'effort tranchant :.....	48
III.3.10. Schéma de ferrailage :.....	49
III.4. L'ascenseur	51
III.4.1. Introduction :	51
III.4.2. Caractéristiques de la machine :	51
III.4.3. Charge et surcharge de la machine :	52
III.4.4. Charge et surcharge de la dalle :	52
III.4.5. Dimensionnement de la dalle :	53
III.4.6. Combinaison des charges de la dalle :	53
III.4.7. Moments fléchissant agissants sur la dalle :.....	53
III.4.7.a. E.L.U :.....	53
III.4.7.b. E.L.S :.....	54
III.4.7.c. Evaluation des moments M_x et M_y dus au système de levage (méthode BAEL91):.....	55
□ E.L.U :.....	55
□ E.L.S :.....	56
III.4.7.d. Superposition des moments fléchissant :.....	56
□ E.L.U :.....	56
□ E.L.S :.....	56
III.4.8. Calcul du ferrailage :	57
III.4.8.a. E.L.U :	57
III.4.8.b. E.L.S :.....	59
III.4.8.c. Vérification de l'effort tranchant :	61
Chapitre IV : Etude sismique	64
IV.1. Introduction :.....	64
IV.2. Méthodes de calcul :.....	64
IV.2.1. Méthode statique équivalente :	64
IV.3. Classification de l'ouvrage selon les rpa99 /v2003 :	65
IV.4. Choix de la méthode :	65
IV.5. Calcul de la force sismique $V_{statique}$:	66
IV.5.1. Classification du site :.....	66
IV.5.2. Coefficient d'accélération de zone (A) :.....	66
IV.5.4Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :.....	66
IV.5.4. Facteur de correction d'amortissement (η) :.....	66
IV.5.6.Estimation de la période fondamentale (T) :.....	67
IV.5.7.Coefficient de comportement global de la structure (R) :	68

IV.5.8.Facteur de qualité (Q) :	68
IV.5.9.Le poids de la structure :	68
IV .6. Étapes à suivre pour la modélisation de la structure :	69
IV.7. Caractéristiques géométriques des voiles :	69
IV.8. Résultats obtenus après les calculs :	71
IV.8.1 Vérification des déplacements inter étage :	72
IV.8.2 Evaluation des excentricités :	73
IV.8.3. Justifications vis-à-vis de l'effet P- Δ :	75
IV.9. Conclusion :	77
Chapitre V : Etude des éléments structuraux.....	79
V.1. Étude des planchers :	79
V.1.1. Introduction :	79
V.1.2. Principe de calcul :	79
V.1.2.1. Hypothèses de calcul :	80
V.1.2.2. Dalle portante dans deux directions :	80
V.1.2.3.Étapes de calcul :	82
V.1.3. Calcul des moments fléchissant :	82
V.1.3.1.Panneau dalle portant sur deux directions (les panneaux 1, 2, 3, 4, 5,....., 9) :	82
V.1.3.2. Pour le plancher RDC :	83
La réduction des moments :	83
V.1.3.3. Calcule des ferrailages :	87
V.2.Étude des voiles :	94
V.2.1.Calcul du ferrailage des voiles	94
V.2.1.a. Le voile V1.....	94
V.2.1.b. Les voiles V2, V3,..... V8 :	97
V.3. Étude des poutres :	100
V.3.1.Poutre Noyée :	100
V.3.1.1. Introduction.....	100
V.3.1.2. Les moments fléchissant des poutres :	100
V.3.1.3.Combinaisons d'actions :	100
V.3.1.4.Ferrailage des poutres :	100
V.3.1.7.Résumé des calculs des ferrailages des poutres :	105
V.3.1.7Calcul des armatures transversales :	105
V.3.1.10.Vérification de l'effort tranchant :	106
V.3.1.11.Schémas de ferrailage des poutres (60 x 30) cm ² :	107

V.3.1.12.Schémas de ferrailage des poutres (22 x 90) cm ² :.....	107
Chapitre VI : Etude de l'infrastructure	110
VI.1.Introduction :	110
VI.1.a. Fondations superficielles :.....	110
VI.1.b. Fondations profondes :.....	110
VI.2. Choix du type de fondation :	110
VI.3.Etude de radier :.....	111
VI.3.a.Pré dimensionnement du radier :.....	111
VI.3.c.Condition forfaitaire :	112
VI.3.d.Condition de non cisaillement : D'après le BAEL 91 :.....	112
VI.3.e. Condition de non poinçonnement :.....	113
VI.4.Déterminations des sollicitations :.....	113
VI.5.Combinaison d'action :	114
VI.6.Ferrailage du radier :.....	115
VI.6.a.Calcul des moments fléchissant (Méthode B.A.E.L 91) :.....	116
VI.6.b.La réduction des moments :	116
VI.6.c.Sens xx :	116
VI.6.d.Sens yy :	119
VI .6.e.Calcul des moments :.....	123
VI.7.Calcul du ferrailage.....	123
VI.8.Conclusion :	123
.....	124
Bibliographie.....	126

Liste des figures

Chapitre I :

Figure I.1 : Plan De la masse	2
Figure I.2 : Plan de situation du projet	2
Figure I.3 : Plan façade	5
Figure I.4 : Plan étage.	5
Figure I.5 : Plan RDC.	6
Figure I.6 : Plan sous-sol.	6
Figure I.7 : Plan toiture.	7
Figure I.8 : Plancher dalle pleine.	7
Figure I.9 : Acrotère.....	8
Figure I.10 : Diagramme des contraintes de déformation à l'ELU	11
Figure I.11 : Diagramme des contraintes déformation à l'ELS.....	11
Figure I.12 : Diagramme déformations-contraintes. [C.B.A93 /A.2.2.2].....	12

Chapitre II :

Figure II.1 : plancher dalle pleine.	15
Figure II.2 : Coupe de voile en élévation (FIG7.7 page 56 DTR B.C 2.48).....	16
Figure II.3 : Coupe des voiles en plan (FIG7.8 page 56 DTR B.C 2.48).....	16
Figure II.4 : Dimensions de poutres.....	17

Chapitre III :

Figure III.1 : Dimensions de l'acrotère.....	22
Figure III.2 : ferrailage acrotère.....	27
Figure III.3 : ferrailage balcon.....	32
Figure III.4 : Schéma statique volée 1 et 3.....	35
Figure III.5 : Section d'escalier à ferrailler.....	36
Figure III.6 : Diagramme d'effort tranchant.....	37
Figure III.7 : Diagramme du moment fléchissant.....	37
Figure III.8 : volée 2 (dalle pleine encastree sur 2 appuis) «vue en plan ».....	39
Figure III.9 : Moment d'encastrement des dalles rectangulaires.....	39
Figure III.10: enrobage.....	40
Figure III.11: Diagramme du Moment fléchissant.....	43
Figure III.12 : Diagramme d'effort tranchant.....	43
Figure III.13 : ferrailages longitudinales et de répartition étage courant « volée 1 », coupe 1-1	49
Figure III.14 : ferrailages longitudinaux et de répartition étage courant « volée 3 », coupe 2-2.	49
Figure III.15 : ferrailages longitudinales et de répartition du RDC « volée 1 », coupe 1-1	49
Figure III.16 : ferrailages longitudinaux et de répartition du RDC « volée 3 », coupe 2-2.	50
Figure III.17 : Ferrailage de la dalle «volée 2» pour l'étage courant et RDC.....	50
Figure III.18 : Ascenseur	51
Figure III.19 : cage d'ascenseur	53
Figure III.20 : zone d'impact	54
Figure III.21 : dimensionnement de la charge concentrée	54

Chapitre IV :

Figure IV.1 : 1 ^{er} Disposition de voiles.....	69
Figure IV.2 : 2 ^{ème} disposition des voiles choisie.....	69
Figure IV.3 : vue la structure modélisée.....	70
Figure IV.4 : vue la structure modélisée.....	70
Figure IV.5 : la courbe de spectre de réponse.....	72
Figure IV.6. : Mode 1.....	76
Figure IV.7. : Mode 2.....	77
Figure IV.8. : Mode 3.....	77

Chapitre V :

Figure V.1 : Moment d'encastrement des dalles rectangulaires.....	80
Figure V.2 : Schéma d'un panneau continu au-delà de ses appuis.....	81
Figure V.3 : Schéma des panneaux de rive.....	81
Figure V.4 : Enrobage.....	82
Figure V.5 : Ferrailage étage	92
Figure V.6 : Ferrailage terrasse.....	93
Figure V.7 : Ferrailage RDC.....	93
Figure V.8 : Ferrailage Voile	99
Figure V.9 : ferrailage de la poutre (60x30) entravée.....	107
Figure V.10 : ferrailage de la poutre.....	107
Figure V.11 : ferrailage de la poutre (22x90) entravée.....	107
Figure V.12 : ferrailage de la poutre (22x90) en appui.....	108

Chapitre VI :

Figure VI.1 : Cartographies A L'ELU.....	114
Figure VI.2 : Cartographies A L'EL	115
Figure VI.3 : Ferrailage radier.....	124

Liste des tableaux :

Chapitre I :

Tableau I.1 : Fiche technique 557 logements	3
Tableau I.2 : différents types d'acier.	12

Chapitre II :

Tableau II.1 : charges permanentes et d'exploitations de plancher terrasse inaccessible	18
Tableau II.2 : Plancher Etage Courant	18
Tableau II.3 : Plancher RDC	18
Tableau II.4 : Balcon.....	19
Tableau II.5 : Mur Extérieur	19
Tableau II.6 : Mur Intérieur	19
Tableau II.7 : Escalier [Volée (la paillasse)]	20
Tableau II.8 : Escalier [Palier].....	20

Chapitre III :

Tableau III.1 : Tableau des sollicitations	23
Tableau III.2 : Récapitulatif des moments et des efforts tranchants	29
Tableau III.3 : Les efforts et armatures sur le balcon.....	30
Tableau III.4 : Charge permanente de la paillasse.....	35
Tableau III.5 : Charge permanente du palier.....	35
Tableau III.6 : Charge permanente de dalle pleine.....	36
Tableau III.7 : Les efforts agissants sur les volées 1 et 3 à l'ELU.....	37
Tableau III.8 : Les efforts agissants sur les volées 1 et 3 à l'ELS.....	44
Tableau III.9 : charge permanente de la machine	52
Tableau III.10 : récapitulation des résultats de ferrailage de la dalle	59
Tableau III.11 : les contraintes dans le béton	61

Chapitre IV :

Tableau IV.1 : Coefficient d'accélération de zone (A)	66
Tableau IV.2 : pourcentage d'amortissement critique $\xi(\%)$	66
Tableau IV.3 : Périodes caractéristiques (T_1 et T_2)	67
Tableau IV.4 : Coefficient de comportement	68
Tableau IV.5 : facteur de qualité	68
Tableau IV.6 : Modes propres, périodes propres et masse effectives	71
Tableau IV.7 : les forces sismiques des deux directions	72
Tableau IV.8 : Vérification du déplacement sinter étage selon X et Y.....	73
Tableau IV.9 : récapitulatif des excentricités, masses, centre de masse et torsion selon X et Y de chaque étage	74
Tableau IV.9 : vérification vis-à-vis l'effet de $P-\Delta$	76

Chapitre V :

Tableau V.1 : Les valeurs des moments de chaque niveau en sens x-x	87
--	----

Tableau V.2 : Sollicitations obtenues par ROBOT.	94
Tableau V.3 : Sollicitation de calcul et section de ferrailage vertical dans les zones tendues	97
Tableau V.4 : Ferrailage verticales et Ferrailage horizontales de chaque voile.....	98
Tableau V.5 : Vérification des contraintes de cisaillement.....	98
Tableau V.6 : Résultats des moments et des efforts tranchants donnés par Autodesk Robot	100
Tableau V.7 : Ferrailage des poutres.....	105
Tableau V.8 : Vérification de l'effort tranchant.....	106

Chapitre VI :

Tableau VI.1 : Détermination des moments fléchissant du radier.....	123
Tableau VI.2 : CHOIX DU FERRAILLAGE.....	123

Introduction générale

L'Algérie est parmi les pays qui sont soumises à de grande activités et risques sismiques. Les Récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie (partie nord) au cours de ces trois Dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants. Pour mieux se protéger contre d'éventuels mouvements sismiques, il est nécessaire de bien Comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine de mouvements forts Du sol. Les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne Rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des Aspects structureaux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la durabilité de l'ouvrage. Toute fois le choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à Savoir la hauteur du bâtiment, la capacité portante du sol et les contraintes architecturales. Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment usage habitations en R+8, il Est contreventé par des voiles porteurs. L'étude de ce bâtiment, se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (RPA99/2003, BAEL91/99 et CBA93) et les documents techniques y afférant (D.T.R. BC2.2). Pour procéder à une bonne étude du projet, la reconnaissance du sol est indispensable, et cela Par le biais des essais de laboratoire, ainsi que des essais in situ. On se base sur le plan de Travail suivant :

- Le premier chapitre, pour présentation du projet
- Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structureaux de la Structure.
- Le troisième chapitre, pour Etude des éléments non structureaux
- Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique de la structure
- Le cinquième chapitre, Etude des éléments structureaux
- Le dernier chapitre, pour l'étude de l'infrastructure.
- Et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

Chapitre I :

Présentation du projet

Chapitre I : Présentation du projet

I.1. Introduction :

L'objectif de ce chapitre est de présenter le bâtiment étudié, concernant le type de structure, les éléments structurant, la géométrie et les propriétés des matériaux.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

Notre projet consiste à l'étude d'une structure en (Sous-SOL+RDC+8 étages) à usage d'habitation et commercial. Il sera implanté dans la wilaya de Oran, rue Med kH Misti classée selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99/ Version2003) (zone IIa). Le BLOC étudié il fait partie de 557 logements de ENPI ; (entreprise nationale de promotion immobilière).

Le bâtiment est composé de :

- Sous-sol a utilisé comme parking
- RDC vocation commerciale
- huit étages à usage d'habitation.
- Une cage d'escalier.
- Une cage d'ascenseur.

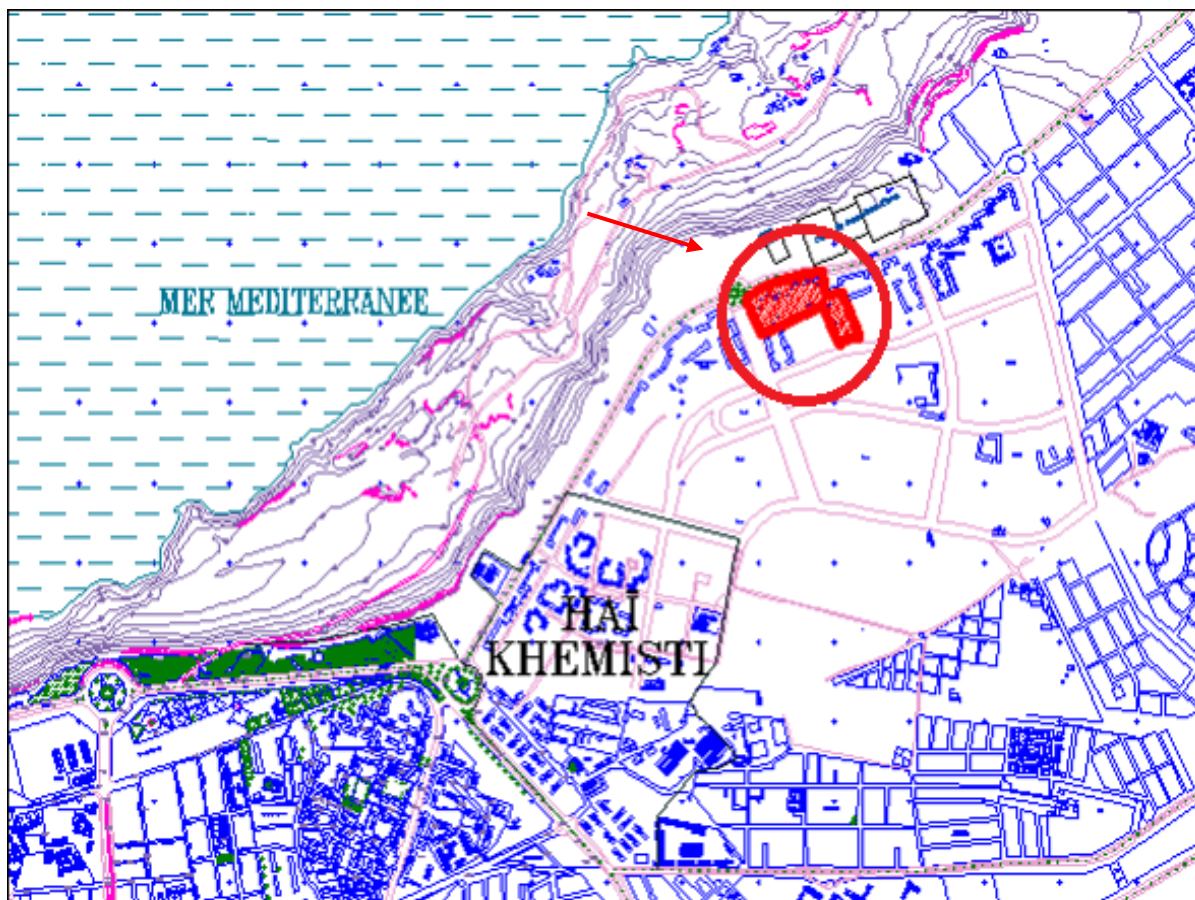


Figure I.1 : Plan De la masse

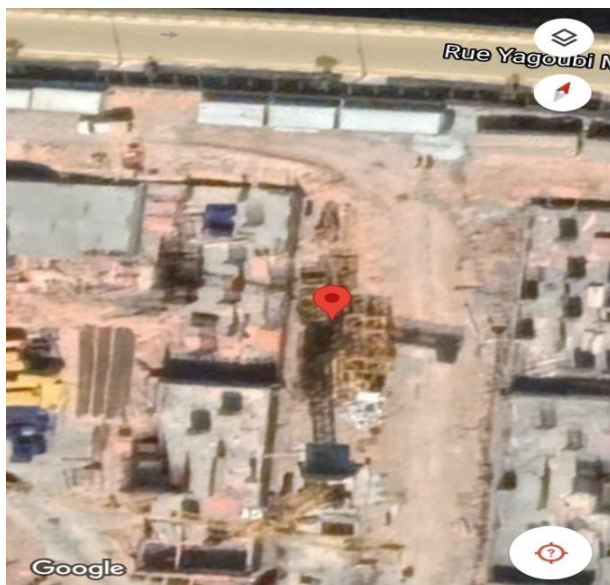


Figure I.2 : Plan de situation du projet .

I.3. Caractéristiques géométriques du bâtiment :

- Dimensions en élévation :

Hauteur du RDC -----4.08m
 Hauteur étage courant ----- 3.06m
 Hauteur totale ----- 34.68m
 Hauteur de sous-sol-----3.06m

- Dimensions en plan :

Longueur en plan ----- 11.55m
 Largeur en plan ----- 26.25m

Type de bloc	Type de logement	Nombre	Surface utile	total surface utile / type de logement	total surface utile / type de bloc	total surface utile projet
BLOC B	F3 A	45	102,36	4606,20	13203,90	69535,74
	F3 B	45	88,46	3980,70		
	F3 C	45	102,60	4617,00		
BLOC A	F4 A	75	119,89	8991,75	18129,75	
	F4 B	75	121,84	9138,00		
BLOC C	F4 C	125	116,60	14575,00	35120,00	
	F5 A	125	164,36	20545,00		
BLOC D	F4 D	11	114,85	1263,35	3082,09	
	F5 B	11	165,34	1818,74		

Tableau I.1 : Fiche technique 557 logements.

Chapitre I : Présentation du projet

Notre projet consiste à la réalisation d'une tour multifonctionnelle comportant 557 logts promotionnels dans le territoire de l'arrondissement urbain de wilaya d'Oran.

C'est un projet compose de plusieurs bâtiments, et nous avons choisi pour notre étude un bloc barre en R+8 sous-sol en béton arme.

I.4. Plan d'architecture :

I.4.a. Plan façade :



Figure I.3 : Plan façade.

I.4.b. Plan étage :

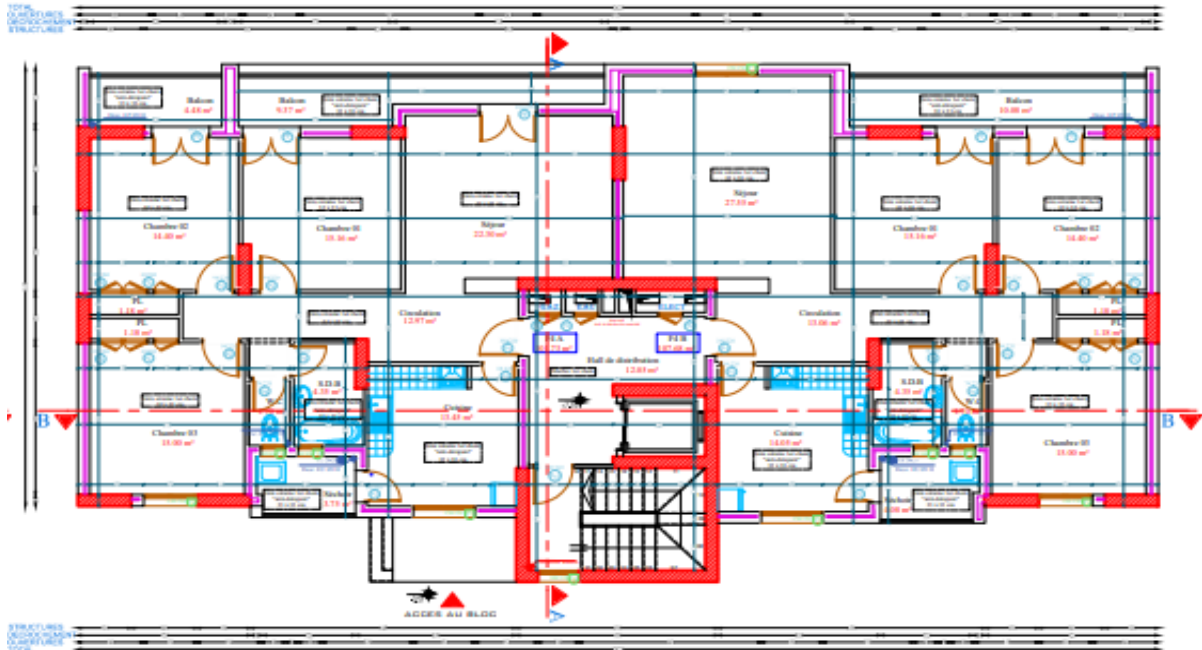


Figure I.4 : Plan étage.

I.4.c. Plan RDC :

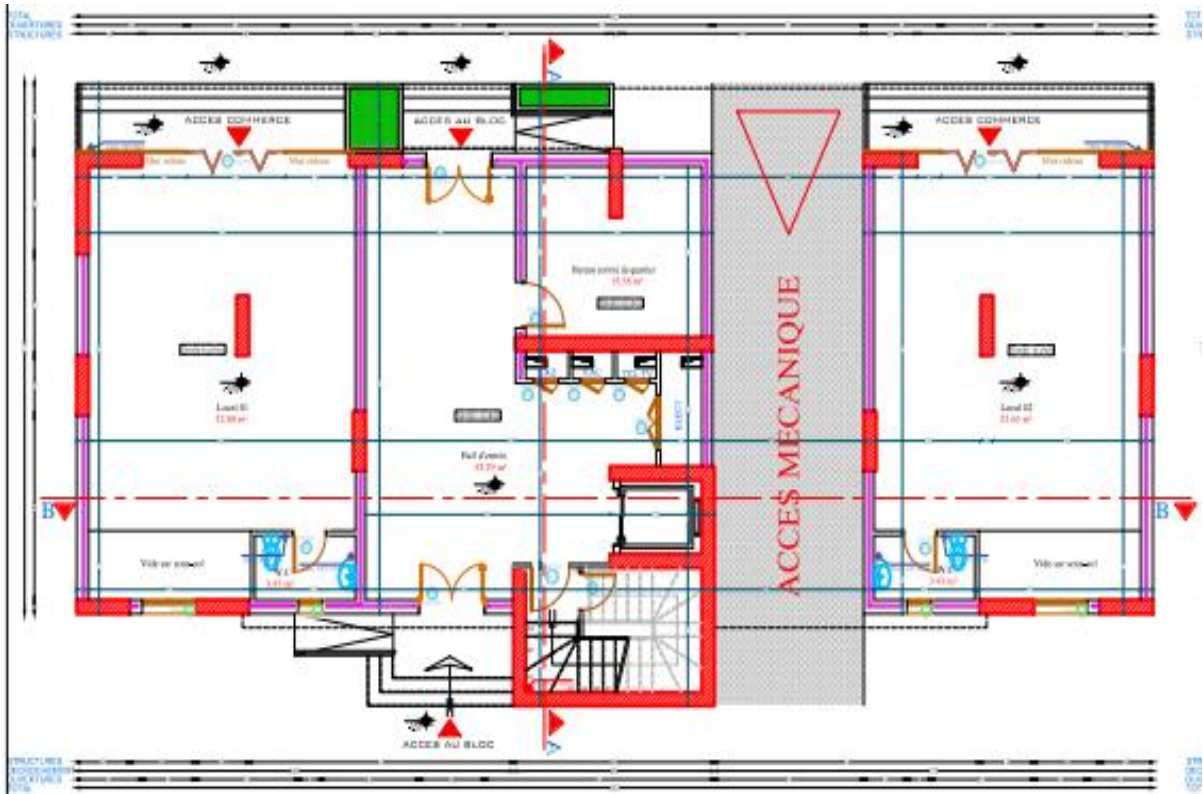


Figure I.5 : Plan RDC.

I.4.d. Plan sous-sol :

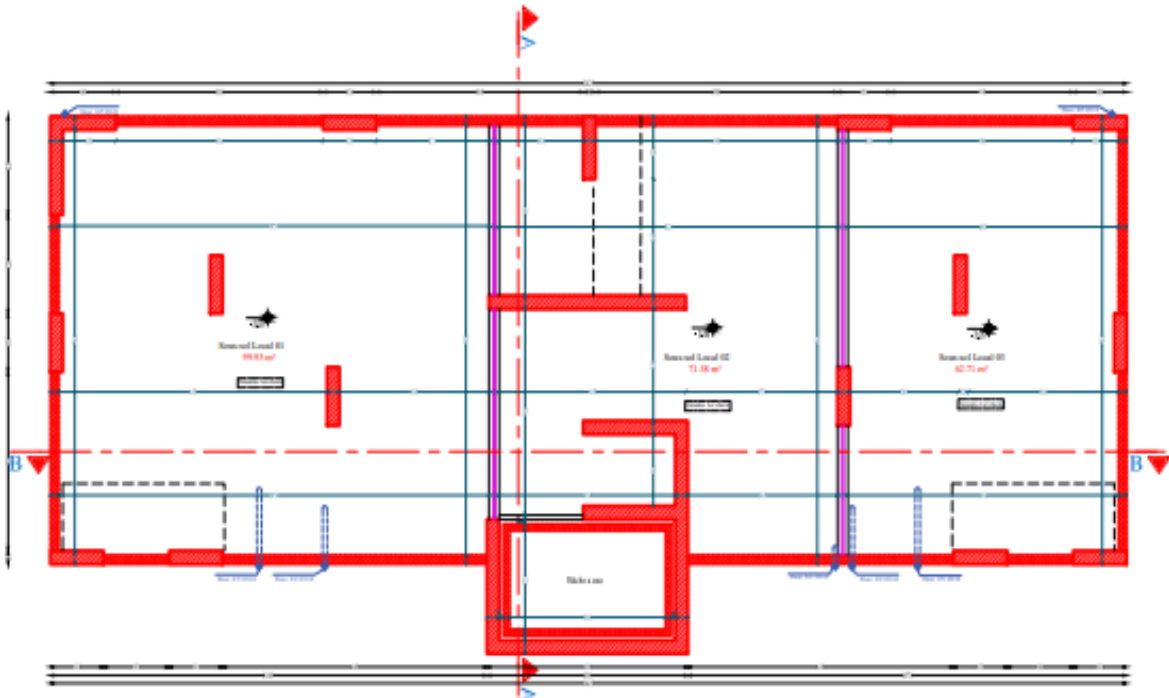


Figure I.6 : Plan sous-sol.

I.4.e. Plan Toiture :

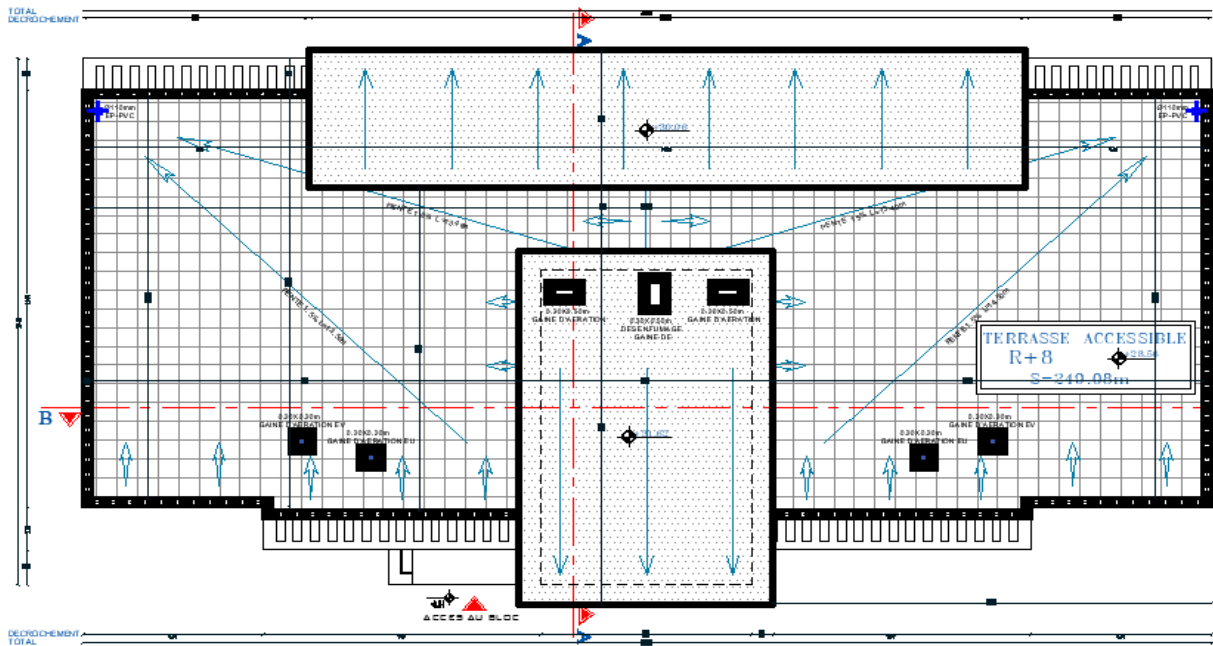


Figure I.7 : Plan toiture.

I.5. Eléments de l'ouvrage :

- La superstructure :

Partie d'une construction située au-dessus du sol elle est composée de :

- L'ossature :

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles (leur rôle est la stabilité et la rigidité de la structure) Ils sont destinés à reprendre les charges et surcharges et les transmettre aux fondations

- Les planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements et les surcharges.

Les planchers adoptés pour notre structure sont :

Dalle pleine avec des poutres noyées pour tous les étages.

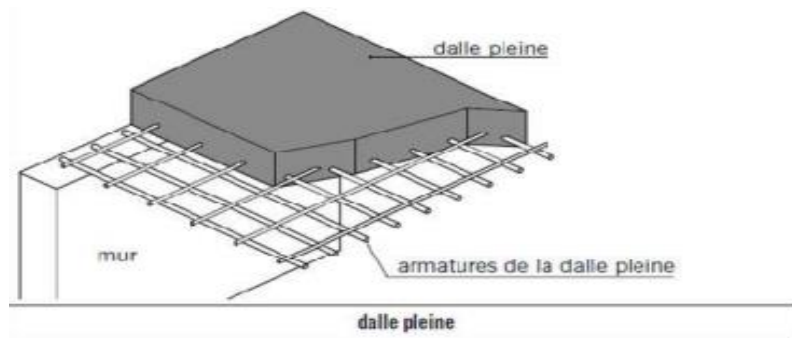


Figure I.8 : Plancher dalle pleine.

- Escaliers :

Ce sont les éléments qui assurent l'accès d'un niveau à un autre ; le bâtiment est muni d'une cage d'escaliers pour assurer l'accès à tous les niveaux. Ils sont Réalisés en béton armé coulé sur place.

- Cage d'ascenseur :

Seul élément mobile à l'intérieur de l'immeuble. Notre ouvrage sera constitué d'une cage d'ascenseur réalisé en BA

- La maçonnerie :

Les façades seront réalisées en double cloison de briques creuses de 15cm d'épaisseur (partie extérieure) et 10cm d'épaisseur (partie intérieure) séparées d'une lame d'air de 5cm d'épaisseur, les murs de séparation seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 10cm d'épaisseur.

- Les revêtements :

Carrelages pour les planchers et les escaliers ;

Céramique pour les cuisines et les salles d'eaux ;

Mortier de ciment de 2 cm d'épaisseur pour les murs de façade extérieure.

Enduit en plâtre de 2 cm d'épaisseur pour les cloisons intérieurs et plafonds.

- Acrotère :

La terrasse sera entourée d'un acrotère de 100cm de hauteur, réalisé en béton Armé coulé sur place ; il joue un rôle de sécurité

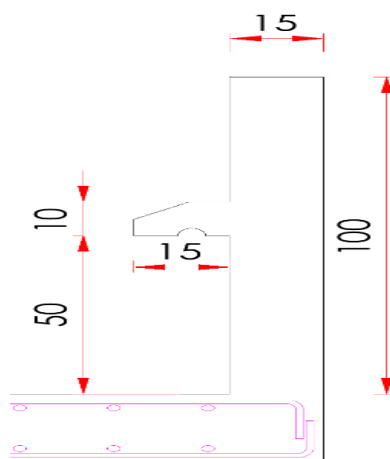


Figure I.9 : Acrotère.

- Fondations :

La fondation est la base de l'ouvrage qui se trouve en contact direct avec le sol. Elle transmet les charges et les surcharges de la structure au sol et elle assure sa stabilité sans tassement ni glissement. Le choix du type des fondations dépend de la nature du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Le béton et l'acier sont les deux matériaux les plus importants dans la réalisation de cet ouvrage; ils sont caractérisés par la résistance à la compression pour le béton et la résistance à la traction pour les aciers. Ils doivent répondre aux règles du RPA99 version 2003.

I.6.1 Béton :

Le béton est un matériau de construction, obtenu par un mélange de Ciment (liant hydraulique), de granulat (sable et graviers), de l'eau de gâchage et d'adjuvant, il caractérise du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui est assez élevée par rapport à sa résistance à la traction.

Le béton armé utilisé dans la construction de l'ouvrage sera conforme aux règles techniques de conception et de calcul des structures comme les règles B.A.E.L.91 et R.P.A 99.

La composition d'un mètre cube (m³) de béton courant est la suivante :

350 Kg de ciment

400 L de sable

800 L de gravillons

175 L d'eau de gâchage.

I.6.1.a. Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge noté f_{c28} . La résistance à la compression varie avec l'âge du béton pour $j \leq 28$ jours, elle est calculée comme suit :

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

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

Pour : $f_{c28} > 40\text{MPa}$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} \times f_{c28} \text{ si } j < 28 \text{ jours}$$

(BAEL91/A.2.1,11)

Dans les calculs de notre ouvrage, nous adopterons une valeur de $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

I.6.1.b. Résistance caractéristique a la traction :

La résistance caractéristique du béton à la traction à j jours ; noté ; est donnée conventionnellement en fonction de la résistance caractéristique à la compression par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \text{ si } f_{tj} < 60 \text{ MPa}$$
$$\rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

(BAEL91/A.2.1,12)

I.6.1.c. Module d'élasticité longitudinal :

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux Types de modules :

Module d'élasticité instantané :

La durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24 h, à l'âge de j jours.

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

Module de déformation différée :

Il permet de calculer la déformation finale du béton.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,9 \text{ MPa}$$

I.6.1.d. Coefficient de poisson :

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations

Longitudinales noté " ν " :

À L'ELU : $\nu = 0 \rightarrow$ calcul des sollicitations (béton fissuré)

À L'ELS : $\nu = 0,2 \rightarrow$ calcul des déformations (béton non fissuré)

(Art A. 2.1. 3, BAEL 91)

I.6.1.e. Les Contrainte Limites :

- Etats limites ultimes (E.L.U) :

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par :

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

γ_b : Coefficient de sécurité $\gamma_b = 1.5 \rightarrow$ situation courante

$\gamma_b = 1.15 \rightarrow$ situation accidentelle

θ : Coefficient de durée d'application des actions considérées

$\theta = 1$: si la durée d'application EST >24 h,

$\theta = 0.9$: si la durée d'application EST entre 1h ET 24h,

$\theta = 0.85$: si la durée d'application EST inférieure à une heure (1h)

- Pour $\gamma_b = 1.5$ et $\theta = 1$, nous aurons $f_{bu} = 14.2$ [MPa]
- Pour $\gamma_b = 1.15$ et $\theta = 1$, nous aurons $f_{bu} = 18.48$ [MPa]

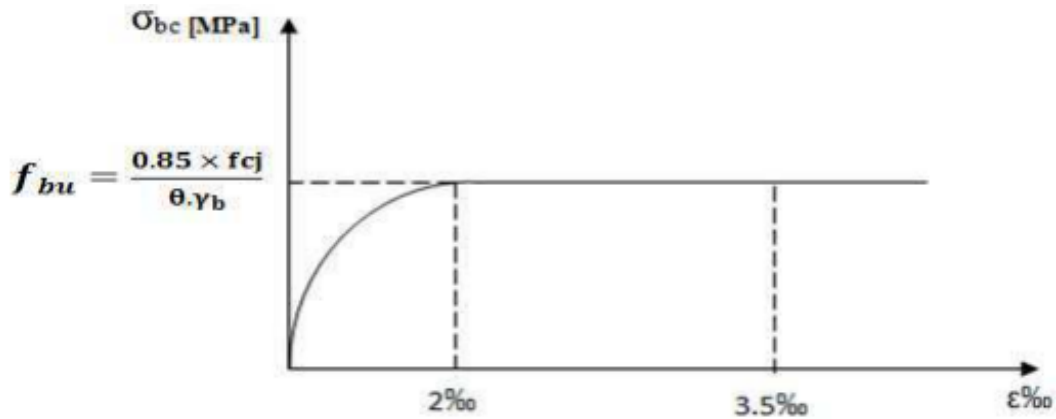


Figure I.10 : Diagramme des contraintes de déformation à l'ELU.

- Etats limites de services (E.L.S) :

La contrainte admissible du béton à la compression est donnée par :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \text{ si } f_{tj} < 60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} \text{ [MPa]} \text{ Art (A.4.5, 2/ BAEL 91)}$$

Pour $f_{c28}=25\text{MPa} \rightarrow \sigma_{bc}= 15\text{MPa}$ a l'ELS.

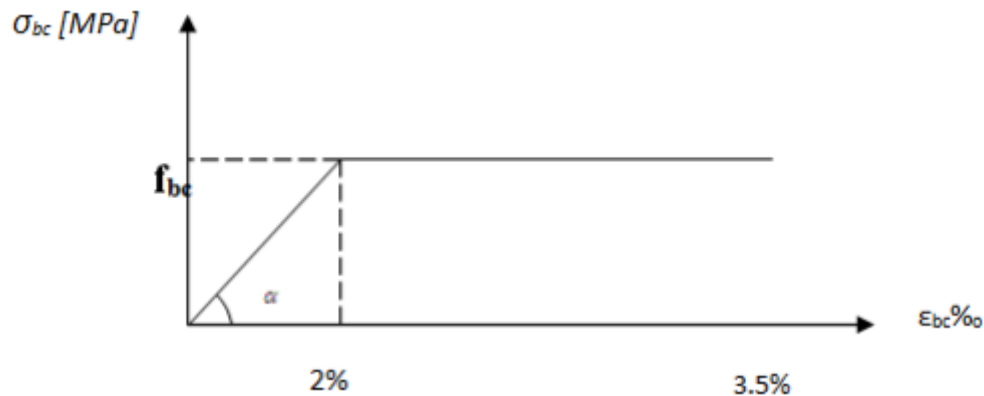


Figure I.11 : Diagramme des contraintes déformation à l'ELS.

I.6.2. Acier :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

Nous utiliserons les types d'aciers suivants :

Les ronds lisses (R.L) : FeE235, pour les armatures transversales.

Haute adhérences (HA) : FeE400, pour les armatures longitudinales.

I.6.2.1 Caractéristiques mécaniques :

Type	Désignation	Limite d'élasticité f_e (MPa)
Ronds lisses	FeE235	235
Barre HA	FeE400	400
Treillis soudés Lisses	TSL	500

Tableau I.2 : différents types d'acier.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 210\ 000$ MPa.

I.6.2.2. Diagramme déformations contraintes :

Lors d'une justification à l'état limite ultime, le diagramme déformation contrainte à considérer est comme défini ci-dessous :

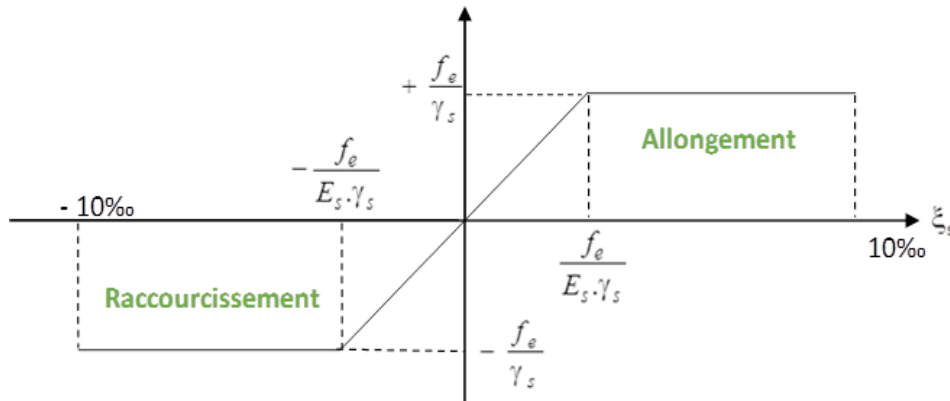


Figure I.12 : Diagramme déformations-contraintes. [C.B.A93 /A.2.2.2].

- I.6.2.2.a. E.L.U :

Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = f_e/\gamma_s$. [BAEL91 /A.4.3.2]

f_e : Résistance élastique d'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité $\rightarrow \begin{cases} \gamma_s = 1,15 \text{ situation durable} \\ \gamma_s = 1 \text{ situation accidentel.} \end{cases}$

- I.6.2.2.b. E.L.S :

Fissuration peu préjudiciable \Rightarrow limitation à **Fe** [BAEL91/A.4.5,32]

Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min (. f_e; 110 \sqrt{\eta} \times f_{tj})$. [BAEL91/A.4.5,33]

Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min (. f_e; 90 \sqrt{\eta} \times f_{tj})$. [BAEL91/A.4.5,34]

Avec :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

η : Coefficient de fissuration

$\eta = 1$ Pour les ronds lisses RL.

$\eta = 1,6$ Pour les armatures à haute adhérence HA.

I.6.2.3. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :

- [I.6.2.2.a. Etat limite ultime :](#)

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

1,35 G + 1,5 Q.

- [I.6.2.2.b. Etat limite de service :](#)

Combinaison d'action suivante : **G + Q.**

- [I.6.2.2.c. Etat limite accidentelle :](#)

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques Algériennes RPA99 /2003 prévu des combinaisons d'action suivantes :

G+Q ± E

0,8G ± E

Dans le cas de portiques auto stables, la première combinaison est remplacée par **G+Q± 1,2E.**

Avec :

G : charge permanente

Q : charge d'exploitation

E : effort de séisme.

I.7. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons présenté la préinscription du projet avec toutes ses Caractéristiques, Nous avons donné les caractéristiques des matériaux utilisés ainsi que Les codes et règlement en vigueur.

Le Chapitre suivant fera l'objet du Pré dimensionnement de tous les éléments structuraux De notre ouvrage.

Chapitre II :

Prédimensionnement

Chapitre II : Prédimensionnement

II.1. Introduction :

Avant d'entamer tout calcul des éléments de la structure, il faut passer par leurs Prédimensionnements et cela en se basant sur des lois issues des règlements BAEL91 et RPA99 version 2003, ces lois résultent généralement des limitations de déformations et des contraintes dans les matériaux. Le Prédimensionnement des éléments a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des sections et des éléments de l'ouvrage.

II.2. Prédimensionnement des planchers :

II.2.1. Plancher à dalle pleine :

C'est une plaque en béton armé qui peut reposer avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, des poutrelles ou des murs.

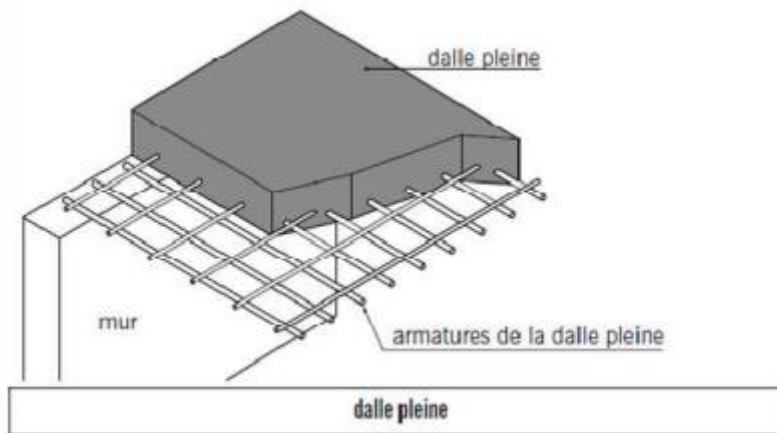


Figure II.1 : plancher dalle pleine.

Pour le présent projet nous avons : $\begin{cases} L_x = 540 \text{ cm} \\ L_y = 6,75 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \rho = \frac{540}{6,75} = 0,8$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$ Dalle porteur dans les deux sens.

$$\frac{L_x}{50} \leq e_p \leq \frac{L_x}{40} \rightarrow \frac{540}{50} \leq e_p \leq \frac{540}{40} \rightarrow 10,8 \text{ cm} \leq e_p \leq 13,5 \text{ cm}$$

Donc, on prend une épaisseur de $e_p=22 \text{ cm}$.

Avec :

e_p : Epaisseur de la dalle

L_x : la petite dimension du panneau de dalle

L_y : la grande dimension du panneau de dalle.

II.3. Prédimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales et reprendre une partie des charges verticales. Leur prédimensionnement se fera conformément à l'article (7.7.1.RPA99modifié 2003), sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants la condition :

$L \geq 4a$ et $a \geq h_e / 20$. Dans le cas contraire ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

: Hauteur d'étage.

On prend $h_e = 476 - 22 = 454 \text{ cm}$: $\rightarrow a \geq h_e / 20 \rightarrow a \geq 454 / 20 = 22.8 \text{ cm}$ à vérifier

On prend $a = 30 \text{ cm}$: $\rightarrow L \geq 4a \rightarrow L \geq 4 * 30 = 120 \text{ cm}$

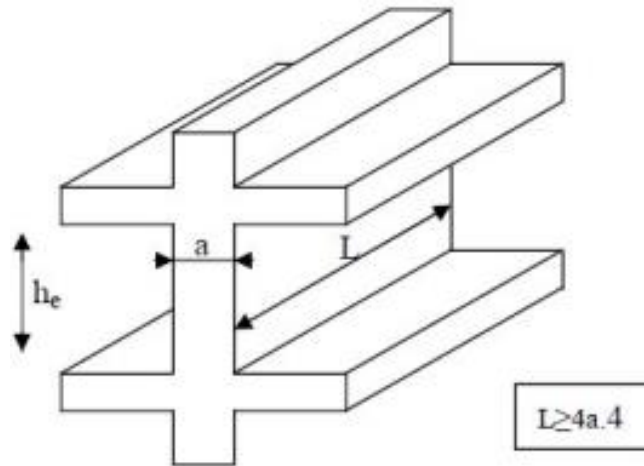


Figure II.2 : Coupe de voile en élévation (FIG7.7 page 56 DTR B.C 2.48).

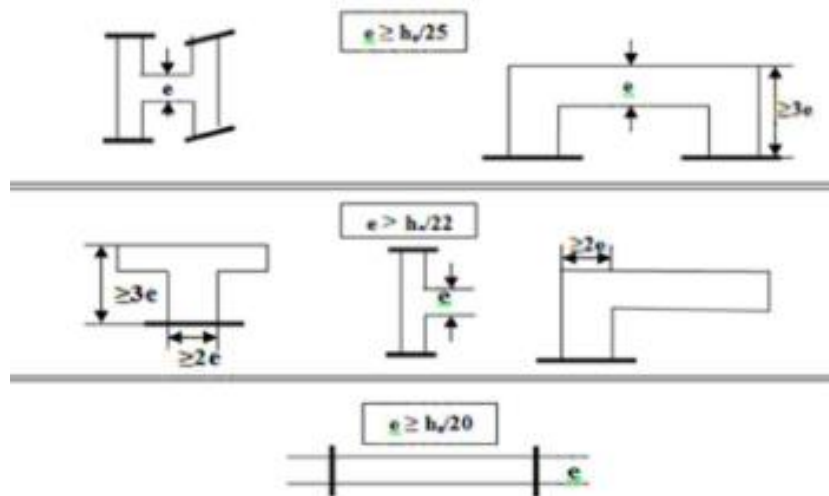


Figure II.3 : Coupe des voiles en plan (FIG7.8 page 56 DTR B.C 2.48).

II.4. Prédimensionnement des poutres noyées :

II.4.1. Selon les Règles de BAEL93 :

La section de la poutre est déterminée par les formules (1) et (2). On a $L=675 \text{ cm}$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{675}{15} \leq h \leq \frac{675}{10} \rightarrow 45 \leq h \leq 67,5$$

Alors : $h=65 \text{ cm}$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \dots\dots\dots (2)$$

$$19,5 \leq b \leq 45,5$$

Donc : **b=25cm**

Avec :

L: la portée de la poutre

h: la hauteur de la poutre

b : la largeur de la poutre

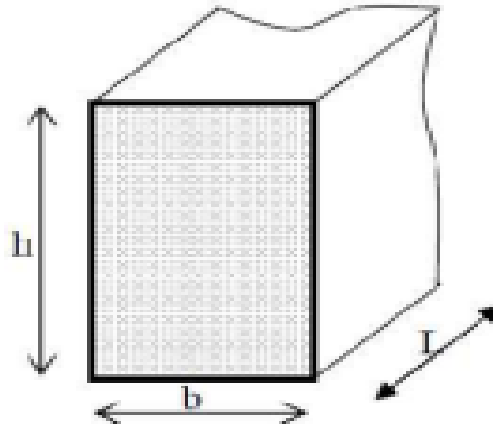


Figure II.4 : Dimensions de poutres.

II.4.2. Conditions imposées par le R.P.A 99 version 2003 :

$$b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 25 \text{ cm}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 65 \text{ cm} \rightarrow \text{les conditions sont vérifiées}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \rightarrow \frac{h}{b} = 2,6$$

On a $L_y = L = 570 \text{ cm}$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \dots \dots \dots (1)$$

$$\frac{570}{15} \leq h \leq \frac{570}{10} \rightarrow 38 \leq h \leq 57$$

Alors : **h=45 cm**

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \dots \dots \dots (2)$$

$$13,5 \leq b \leq 31,5$$

Donc : **b=25cm**

II.5. Les charges permanentes et d'exploitations :

II.5.1. Plancher Terrasse accessible :

Matériaux	EP (m)	P (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Protection gravillon	0,05	20	1
Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
Forme de pente	0,05	22	1,1
Isolation thermique	0,04	4	0,16
Dalle pleine	0,22	25	5,5
Enduit au plâtre	0,02	10	0,2
A. Charges permanentes :			8,08
B. Surcharge d'exploitation :			1

Tableau II.1 : charges permanentes et d'exploitations de plancher terrasse inaccessible.

II.5.2. Plancher Etage Courant :

Matériaux	EP (m)	P (KN/m ²)	G (KN/m ²)
Dalle de sol	0,01	12	0,12
Enduit en plâtre ²	0,02	10	0,2
Dalle en BA	0,22	25	5,5
A. Charges permanentes :			5,82
B. Surcharge d'exploitation :			1,5

Tableau II.2 : Plancher Etage Courant.

II.5.3. Plancher RDC :

Matériaux	EP (cm)	P (KN/m ²)	G (KN/m ²)
Dalle de sol	0,01	12	0,12
Dalle pleine	0,22	25	5,5
Enduit au plâtre	0,02	10	0,2
A. Charges permanentes :			5,82
B. Surcharge d'exploitation :			5

Tableau II.3 : Plancher RDC.

II.5.4. Balcon :

Matériaux	EP (m)	P (KN/m ³)	G(KN/m ²)
Dalle de sol	0,01	12	0,12
Dalle en BA	0,22	22	4.84
Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
A. Charges permanentes :			5.16
B. Surcharge d'exploitation :			3,5

Tableau II.4 : Balcon.

II.5.5. Mur Extérieure :

Matériaux	P (KN/m ²)	Ep	G(KN/m ²)
Enduit en ciment	10	0.2	2
Parois en brique creuse	9	0.15	1,35
Lame d'air	0	0.5	0
Parois en brique creuse	9	0.1	0,9
Enduit en plâtre	0.02	0.1	0,2
A. Charges permanentes :			4.25

Tableau II.5 : Mur Extérieur.

II.5.6. Mur Intérieur :

Matériaux	P (KN/m ²)	Ep	G(KN/m ²)
Enduit en ciment	20	0.2	4
Parois en brique creuse	9	0.1	0,9
Enduit en plâtre	0,02	0.1	0,002
A. Charges permanentes :			4.90

Tableau II.6 : Mur Intérieur.

II.5.7. Escalier

II.5.7.a. Volée (la paillasse) :

Matériaux	EP (m)	P (KN/m ³)	G(KN/m ²)
Revêtement en marbre horizontal	0,01	20	0,2
Mortier de pose horizontal	0,02	20	0,4
Revêtement en marbre vertical	/	21	0,25
Poids propre de la paillasse	/	25	4,31
Poids propre des marches	/	22	1,87
Garde-corps	/	/	0,1
Enduit en pâtre	0,02	10	0,2
A. Charges permanentes :			7,12
B. Surcharge d'exploitation :			2,5

Tableau II.7 : Escalier [Volée (la paillasse)].

II.5.7.b. Palier :

Désignation	EP (m)	P (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Poids propre du palier	0,15	25	3,75
Revêtement en marbre	0,02	12	0,24
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Enduit en ciment	0,02	20	0,4
A. Charges permanentes :			4,79
B. Surcharge d'exploitation :			

Tableau II.8 : Escalier [Palier].

II.6. Conclusion :

Après avoir fait les calculs nécessaires, nous sommes arrivés aux résultats suivants :

- Hauteur du plancher soit une dalle pleine de $h_d = 22$ cm.
- Section des poutres principales (60x30) cm².
- Section des poutres (noyées) chainages (22x90) cm².
- Epaisseur des dalles pleines (Balcons) : $e_p = 18$ cm.
- Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs aux prochains Chapitres.

Nous ferons l'étude, calcul et ferrailage des éléments non structuraux (acrotère, ascenseur, balcon et escalier).

Chapitre III :

Etude des éléments non structuraux

Chapitre III : Etude des éléments non structuraux

III.1. Introduction :

Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul des éléments de la structure qui peuvent être étudiés isolément sous l'effet des seules charges qu'ils leurs reviennent. Le calcul sera fait conformément au règlement

III.2. L'acrotère :

C'est un élément de sécurité en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse dont le rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse ainsi comme assurer la sécurité des usagers dans le cas d'une toiture terrasse accessible en jouant un rôle de garde-corps.

L'acrotère est soumis à son poids propre (W_p) qui donne un effort normal N et une charge d'exploitation horizontale (F_p) provoquant un moment de flexion (M_f).

III.2.1. Calcul des sollicitations :

III.2.1.1. Charge permanente :

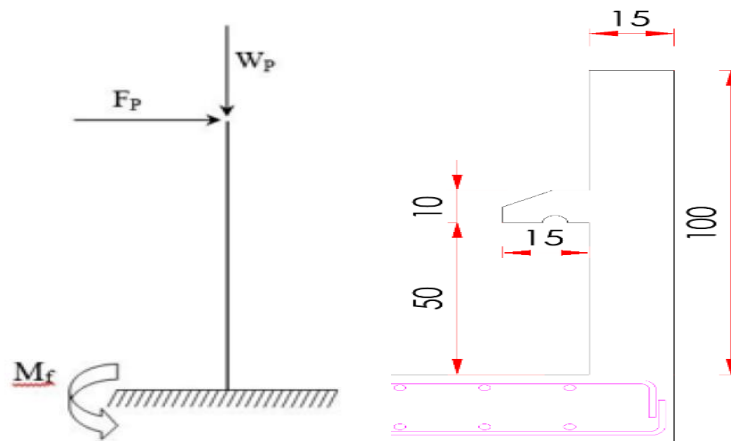


Figure III.1 : Dimensions de l'acrotère.

$$W_p = \gamma_s \times S$$

Avec : γ_s : poids volumique du béton

S:Surface de l'acrotère

$$S = (0,15 \times 1) + (0,1 \times 0,1) + \left(\frac{0,05 \times 0,05}{2}\right) + (0,05 \times 0,05)$$

$$\rightarrow S = 0,163m$$

$$W_p = 25 \times 0,163 \rightarrow W_p = 4,09 \text{ KN/ml}$$

III.2.1.2. Charge d'exploitation:

L'acrotère est assimilé à une console verticale encastrée à sa base, au plancher terrasse. D'après l'article (6.2.3 du RPA99/2003), les éléments non structuraux sont soumis à des forces horizontales de calcul, noté « F_p », calculé par la formule suivante :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) du RPA suivant la zone sismique (zone IIa) et le groupe d'usage du bâtiment (groupe2) ; **A =0.15**

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (voir tableau 6.1) ; **C_p=0.80**

W_p : Poids propre de l'acrotère.

$$F_p=4 \times 0,15 \times 0,80 \times 4,09$$

$$F_p=1,96 \text{ KN/ml}$$

$$P = \max (1.96\text{KN}; 1 \text{ KN})$$

$$P =1.96 \text{ KN}$$

III.2.2. Calcul des efforts Normal et moments fléchissant :

III.2.2.1. Etat limite ultime (ELU) :

$$M_u = 1,35 MG + 1,5 MQ$$

$$N_u=1,35 \times W_p \rightarrow N_u=1,35 \times 4,09 \rightarrow N_u=5,53 \text{ KN}$$

$$M_u=1,5 \times F_p \times h \rightarrow M_u=1,35 \times 1,96 \times 1 \rightarrow M_u=2,94 \text{ KN.m}$$

$$T_u = 1,5 \times F_p \rightarrow T_u = 1,5 \times 1,96 \rightarrow T_u =2,94 \text{ KN}$$

III.2.2.2. Etat limite service (ELS) :

$$M_u = MG + MQ$$

$$N_s= W_p \rightarrow N_s= 4,09 \rightarrow N_s=4,09 \text{ KN}$$

$$M_s= F_p \times h \rightarrow M_s= 1,96 \times 1 \rightarrow M_s=1,96 \text{ KN.m}$$

$$T_s = F_p \rightarrow T_s = 1,96 \rightarrow T_s =1,96 \text{ KN}$$

	Combinaisons	M (KN.m)	N (KN)	T (KN)
E.L. U	$1.35G + 1.5Q$	2,94	5,53	2,94
E.L. S	$G + Q$	1,96	4,09	1,96

Tableau III.1 : Tableau des sollicitations.

• **Calcul de l'excentricité :**

C'est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section.

$$M_f = M_U + N_U \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 2.94 + 5.53 \times \left(0.09 - \frac{0.1}{2} \right) = 3.161 \text{ kn.m}$$

$$M_1 = M_u + N_u \times \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0.9 + 2.28 \times \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = \mathbf{0.946 \text{ KN.m}}$$

$$e_o = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2,94}{5,53} = 0,532 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

D'après le BAEL

$$\mathcal{E}_{bc} = 3,5\text{‰} \rightarrow \text{pour la flexion composée.}$$

$\epsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$ → pour la flexion simple.

$$1000\epsilon_L = \frac{f_e}{200 \times \gamma_s} \rightarrow 1000\epsilon_L = \frac{400}{1,15 \times 200} = 1,73 \text{ ‰}$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000\epsilon_L} \rightarrow \alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1,73} = 0,669$$

$$\mu_1 = 0,8 \times \alpha_1 \times (1 - 0,4 \times \alpha_1)$$

$$\mu_1 = 0,8 \times 0,669 \times (1 - 0,4 \times 0,669)$$

$$\mu_1 = 0,214$$

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{3018}{100 \times 9^2 \times 14,2}$$

$$\mu = 0,027 < \mu_1 = 0,214, A' \text{ n'existe pas}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,034$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,034 = 0,986$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{3108}{348 \times 9 \times 0,986} = 1,001 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = A_1 - \frac{N'}{\sigma_s} = 1,001 - \frac{5530}{348 \times 100} = 0,842 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition non fragilité :

$$A_{smin} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,087 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28}$$

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

Donc on prend : $A_s = \max(A_{cal} ; A_{min}) = 1,087 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Choix des armatures : $A_s = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,502 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc : $A_r = 3 T8 = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- Vérification des contraintes :

Fissuration préjudiciable donc on doit vérifier que

$$\sigma_s \leq \sigma_{s \text{ adm}}$$

$$\sigma_b \leq \sigma_{b \text{ adm}}$$

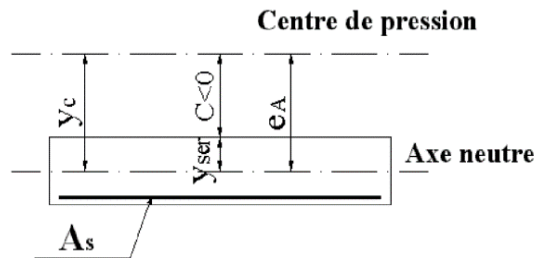
$$\rightarrow \sigma_b = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right)$$

$$\rightarrow \sigma_s = \min \left(\frac{2 \times 400}{3} ; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) = \min(266,67 ; 201,63)$$

$$\rightarrow \sigma_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$e_o = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1,96}{4,09} = 0,479$$



$$\begin{cases} b = 100 \text{ cm} \\ h = 10 \text{ cm} \end{cases} \begin{cases} d = h - c = 9 \\ c = \frac{h}{10} = 1 \end{cases}$$

a) Détermination des contraintes :

C : Centre de pression (point d'application) ;

c : La distance du point C à l'arrête la plus comprimée et

y₂ : La distance du point C à l'axe neutre.

$$c = e + \frac{h}{2} = 0,479 + \frac{0,1}{2} = 0,53 \text{ m}$$

Et puisque N est un effort de compression donc **C = -0,53 m**.

D'après BAEL 91, on doit résoudre l'équation :

$$y_2^3 + pxy_2 + q$$

$$p = -3(c)^2 + \frac{6x\eta x Ast}{b}(d - c) \rightarrow p = -3 \times (53)^2 - \frac{6 \times 1,6 \times 2,01}{100}(9 + 53) \rightarrow p = -8438,96 \text{ cm}^2$$

$$q = -2(c)^3 - \frac{6x\eta x Ast}{b}(d - c)^2 \rightarrow q = -2 \times (-53)^3 - \frac{6 \times 1,6 \times 2,01}{100}(9 + 53)^2 \rightarrow q = 297012,26 \text{ cm}^3$$

y_2 est solution de l'équation : $y_2^3 - 8438,96y_2 + 297012,26$

Dont la solution de l'équation est donnée par le BAEL 91(modifiés 99) :

$$\Delta = q^2 + 4p^3/27 = -819177483,2 < 0.$$

D'ou :

$$\cos \varphi = \left[\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} \right] = -0,995 \Rightarrow \varphi = 174,27^\circ$$

Après itération on trouve :

- $Y_{2,1} = a \cos (\varphi / 3) = 56,07 \text{ cm}$
- $Y_{2,2} = a \cos (\varphi / 3 + 240^\circ) = -106,01 \text{ cm}$
- $Y_{2,3} = a \cos (\varphi / 3 + 120) = 49,94 \text{ cm}$

Avec : $a = 2\sqrt{-p/3} = 106,07$

La solution qui convient : $y_2 = \max (y_{2,1} ; y_{2,2} ; y_{2,3}) \rightarrow y_2 = 56,07 \text{ cm}$

Car: $0 < y_1 = y_2 + c < h \rightarrow 0 < 56,07 - 53 = 3,07 \text{ cm} < h = 10$

Alors : la position de l'axe neutre est $y_1 = 3,07 \text{ cm}$.

- **Calcul du moment statique de la section :**

$$S^* = \frac{by_1^2}{2} - 15A_s(d - y_1)^2 = \frac{100 \times 3,07^2}{2} - 15 \times 2,01 \times (9 - 3,07)^2$$

$$S^* = 292,45 \text{ cm}^3$$

- **Contrainte du béton :**

$$\sigma_b = K \cdot y_1 \leq \bar{\sigma}_b \text{ avec } \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{N_s}{S^*} \Rightarrow K = \frac{19600}{100 \times 292,45} = 0.67$$

$$K = 0,067$$

$$\sigma_b = 0,067 \times 3,07 = 2,06 \text{ Mpa}$$

$\sigma_b = 2,06 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots$ La contrainte de compression du béton est vérifiée.

- **Contrainte de l'acier :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

On a une fissuration préjudiciable :

$$\eta = 1,6 \text{ (Acier HA)}$$

$\sigma_s = 15K(d - y_1) = 59,59 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$. La contrainte de traction des aciers est vérifiée.

$$\begin{cases} \sigma_s < \sigma_{s \text{ adm}} \\ \sigma_b < \sigma_{b \text{ adm}} \end{cases} \rightarrow \text{Les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.}$$

$$T_u = 2,94 \text{ KN}$$

La fissuration est préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,15 \frac{f_{cj}}{y_b} = 2,50 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right. \rightarrow \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2940}{1000 \cdot 90} = 0,032 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

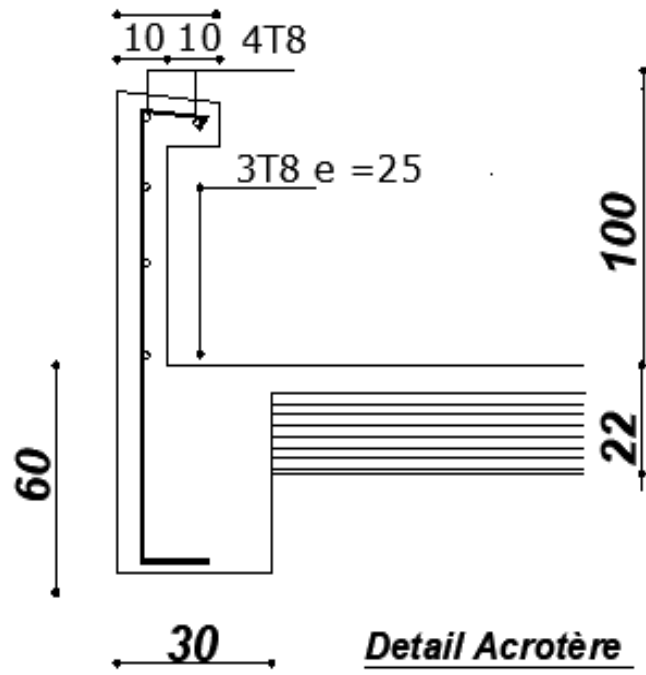


Figure III.2 : ferrailage acrotère.

III.3. Balcon :

Le balcon est considéré comme une console en béton armé encadrée à son extrémité, donc ces éléments de structure vont subir des charges particulières.

Le balcon est soumis à une charge permanente G (poids propre), charge concentrée à l'extrémité libre P (poids du garde du corps), et une charge d'exploitation Q.

$h=18$ cm

III.3.1. Détermination des charges et surcharges :

Poids propre $G=5.16\text{kN/m}^2 \times 1$ ml $\rightarrow G=5.16\text{kN/ml}$

Charge d'exploitation $Q= 3,5$ kN/m² $\times 1$ ml $\rightarrow Q=3,5$ kN/ml

Force concentre due au poids du mur P :

Maçonnerie (brique creuse) d'épaisseur 10cm..... 0,9 kN/m²

Enduit en ciment d'épaisseur 2cm..... $0,18 \times 2 = 0,36$ kN/m²

$G_{\text{mur}}= 1,26\text{kN/m}^2 \times 1$ ml $\rightarrow G_{\text{mur}}=1,26\text{kN/ml}$

$P= G_{\text{mur}} \times h_{\text{mur}} \rightarrow P=1,26 \times 1,2 \rightarrow P=1,51\text{kN/ml}$

Avec : h_{mur} : la hauteur du mur.

Epaisseur de balcon :

Isolation acoustique : $e \geq 12$ cm

$$e \geq \frac{l}{10} = \frac{143}{10} = 14.3 \text{ cm}$$

On prend : $e = 22$ cm

III.3.2. Les combinaisons des charges :

E.L.U :

$q_u = 1,35G+1,5Q \rightarrow q_u = 1,35 \times 5,16 + 1,5 \times 3,5 \rightarrow q_u=12,21$ kN/ml

$P_u=1,35P \rightarrow P_u=1,35 \times 1,51 \rightarrow P_u= 2,04\text{kN/ml}$

E.L.S :

$q_s= G+Q \rightarrow q_s=5,16+3,5 \rightarrow q_s=8,66$ kN/m

$P_s=P \rightarrow P_s=1,51\text{kN/m}$

Détermination des efforts et moments d'encastrement :

Section : $0 \leq x \leq 1,43\text{m}$

$$\text{E.L.U} : \begin{cases} M_u = \frac{q_u \times l_x^2}{2} + p_u \times l_x \\ T_u = p_u + q_u \times l_x \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_u = \frac{12,21 \times (1,43)^2}{2} + 2,04 \times 1,43 \\ T_u = 2,04 + 12,21 \times 1,43 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_u = 15,40 \text{ kN.m} \\ T_u = 19,50 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{E.L.S} : \begin{cases} M_s = \frac{q_s \times l_x^2}{2} + p_s \times l_x \\ T_s = p_s + q_s \times l_x \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_s = \frac{8,66 \times (1,43)^2}{2} + 1,51 \times 1,43 \\ T_s = 1,51 + 8,66 \times 1,43 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_s = 11,21 \text{ kN.m} \\ T_s = 13,89 \text{ kN} \end{cases}$$

	M(kN.m)	T(kN)
E.L. U	15,40	19,50
E.L. S	11,21	13,89

Tableau III.2 : Récapitulatif des moments et des efforts tranchants.

III.3.4. Calcul du ferrailage :

a) E.L.U :

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable.

$$h = 18\text{cm}$$

$$b = 100\text{cm}$$

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 18 = 16.2\text{cm}$$

$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{15400}{100 \cdot 16,2^2 \cdot 14,2} = 0,041 < 0,214$ (Acier FeE400) \rightarrow pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,041}) = 0,0523$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,0523 = 0,98$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{15400}{0,98 \times 16,2 \times 348} = 2,78 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,16 \text{ MPa}$$

- Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL91 modifiés 99)

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la condition de non fragilité :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28} \\ f_e = 400 \text{ MPa} \\ A_{smin} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \end{array} \right.$$

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

$$A_{smin} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,95 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le R.P.A 99 V 2003 exige que:

$$A_{min} = 0,5\% (b \times h) \text{ Dans toute la section}$$

$$A_{RPA} = (0,005 \times 100 \times 18) = 9 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{cal} ; A_{min} ; A_{RPA}) \rightarrow A = 9 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix : $A_{st} = 11T12 = 12,44 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Avec l'espacement : $e = 10 \text{ cm}$.

$$St \leq \text{Min} \{ (3h ; 33 \text{ cm}) \}$$

$$St = 15 \leq \text{Min} (3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

• **Armatures de répartitions :**

$$a_r = \frac{A}{4} = \frac{9}{4} = 2,25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le choix : $A_{\text{répartition}} = 8T6 = 2,26 \text{ cm}^2$ Avec : $e = 15 \text{ cm}$

b) E.L.S :

Vérification des contraintes :

M_u (kN.m)	M_s (kN.m)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)
15,40	11,21	12,44	0

Tableau III.3 : Les efforts et armatures sur le balcon.

On doit vérifier : $\sigma_s \leq \sigma_{s \text{ adm}}$

$$\sigma_b \leq \sigma_{b \text{ adm}}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times F_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable $\rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right)$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2 \times 400}{3} ; 110 \times \sqrt{1,6 \cdot 2,1} \right) = \min(266,67 ; 201,63)$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

• **Calcul de la position de l'axe neutre :** $S = \frac{b}{2} y^2 + 15 A_s' (y - c') - 15 A_s (d - y) = 0$

$$\rightarrow \frac{100}{2} y^2 + 15 \times 9,05 (y - 2) = 0$$

$$\rightarrow y = 1,33 \text{ cm}$$

Avec :

A : section d'armatures tendue

A_s' : section d'armatures comprimées

n : 15 coefficient d'équivalence

• **Calcul du moment d'inertie :** $I = \frac{b}{3} y^3 + n A_s' (y - c')^2 + n A_s (d - y)^2$

$$\rightarrow I = \frac{100}{3} \times 1,33^3 + 15 \times 9,05 \times (16,2 - 1,33)^2 \rightarrow I = 30095,04 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes :

$$D = \frac{15 \times 9,05}{b} = \frac{15 \times 9,05}{100} = 1,3575$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 16,2 \times 1,35 = 43,74$$

$$y = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,35 + \sqrt{1,35^2 + 43,74} = 5,4 \text{ cm}$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{11,21 \times 10^3}{30095,04} = 0,372 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_b = K \times y = 0,372 \times 54 = 1,32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1,32 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte de compression du béton est vérifiée.

• **Contrainte maximale de traction des aciers :**

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15K(d - y) = 15 \times 0,017(19,8 - 6,66) = 34,49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 34,49 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte de traction des aciers est vérifiée,

Donc les armatures calculées à **E.L.U** conviennent à **E.L.S**.

III.3.5. Vérification au cisaillement :

$$T_u = 19,50 \text{ KN}$$

Fissuration préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,15 \frac{f_{t28}}{\gamma_b} = 2,50 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right. \rightarrow \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{19,50 \times 10^3}{1000 \times 162} = 0,120 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

III.3.6. Vérification de la flèche :

Avant de passer à la vérification de la flèche, on doit examiner les conditions de non

Vérification de la flèche par l'article B.7.5 des règles BAEL comme suit :

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} = \frac{18}{143} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,125 \geq 0,0625 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

$$b) \frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{9,05}{100.16,2} \leq \frac{4,2}{400} \rightarrow 0,0005 \leq 0,0105 \dots \dots \text{CV.}$$

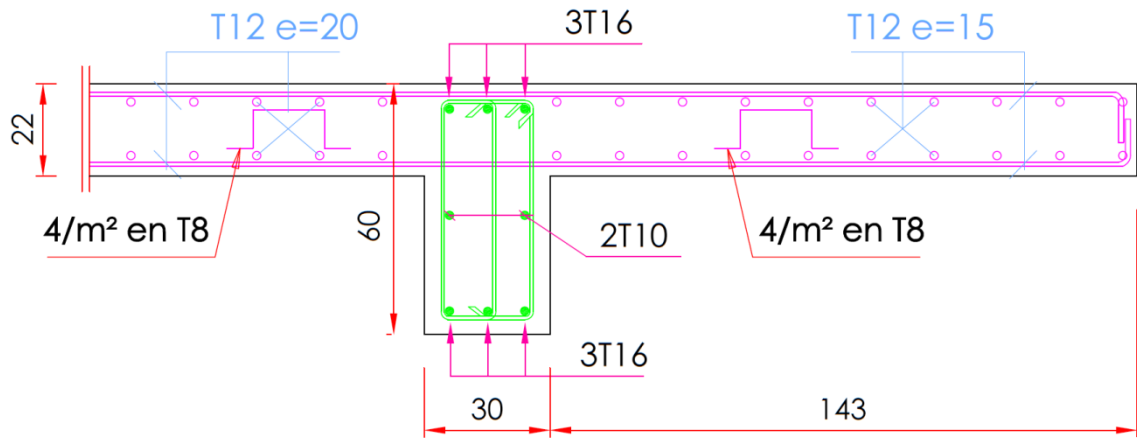
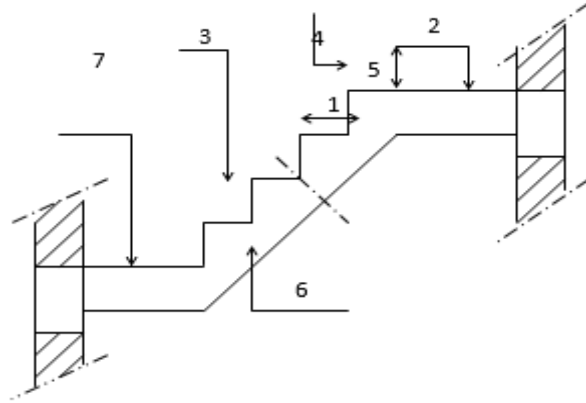


Figure III.3 : ferrailage balcon.

III.3.7. Escaliers :

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

- Giron
- Palier de repos
- Marche
- Contre marche
- Hauteur
- Volée
- Palier de départ



III.3.7.a. Prédimensionnement :

Dans notre projet, nous avons des escaliers à paillasse en béton armé, pour les dimensions des marches (g) et des contre-marches (h), on utilise la formule de « BLONDEL ».

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

On prend :

$$h = 17\text{cm en moyen} \quad ; \quad g = 30\text{cm en moyen.}$$

Selon la formule de « BLONDEL » ; il faut que :

$$59\text{cm} \leq 2h + g \leq 66\text{cm} \Rightarrow 59\text{cm} \leq 2 \times 17 + 30 = 64\text{cm} \leq 66\text{cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

g : giron ;

h : hauteur d'une marche ;

H : de mi-hauteur d'un étage ;

n : nombre des marches ;

N : nombre des contremarches ;

Généralement ; pour avoir des marches confortables ; on utilise : $g + 2h = 0.64\text{m} = 64\text{cm}$.

Avec :

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

$$h = 17\text{cm.}$$

$$59\text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 = 62 \leq 66\text{ cm} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

Calcul du nombre des marches et contremarches :

1. Calcul du nombre des marches et contremarches :

$$N_c = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18 \quad , \text{ On aura 18 contres marches pour l'étage courant.}$$

2. L'angle d'inclinaison

$$tg\alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} \cong 0,57 \rightarrow \alpha = 29,68^\circ < 40 \dots\dots\dots \text{(Condition vérifié)}$$

3. La longueur de la volée :

$$L_v = n \cdot g = 6 \cdot 30 = 180 \text{ cm}$$

4. L'épaisseur de la paillasse :

Pour des raisons de sécurité et pour faciliter l'exécution, on prend la même épaisseur pour la paillasse et la dalle de palier.

On considère l'ensemble (3volée) comme une poutre simplement appuyée sur 2 appuis, et soumise à la flexion simple. $L/30 \leq e_p \leq L/20$

5. La longueur de la paillasse :

$$L/30 \leq e_p \leq L/20$$

$$L = (L_v^2 + H^2)^{1/2} = (180^2 + 136^2)^{1/2} = 225,6 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \frac{225,6}{30} \leq e_p \leq \frac{225,6}{20} \rightarrow 7,52 \leq e_p \leq 11,28 \text{ cm}$$

On adopte : $e_p = 15 \text{ cm}$

RDC :

Calcul du nombre de contre- marches « n » :

$$h_e = 408 \text{ cm.}$$

$$h = 17 \text{ cm} \Rightarrow N = \frac{408}{17} = 24 \text{ contre marches}$$

$$\Rightarrow N - 1 = 24 - 1 = 23 \text{ marches par vole.}$$

Donc on a :

$$\text{D'autre part } L_{vol} = n \cdot g \Rightarrow L = 6 \cdot 30 = 180 \text{ cm.}$$

Angle d'inclinaison :

$$Tg\alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.57 \Rightarrow \alpha = 29.68^\circ$$

Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

$$L_{pai}/30 \leq e_p \leq L_{pai}/20$$

La longueur de la paillasse :

$$L = (L_{vol}^2 + H^2)^{1/2} = (180^2 + 136^2)^{1/2} = 180 \text{ cm}$$

$L_{pai}=L= 1.8 \text{ m}$

D'où : condition de résistance :

$$\frac{240.17}{30} < ep < \frac{240.17}{20} \Rightarrow 8 < ep < 12$$

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

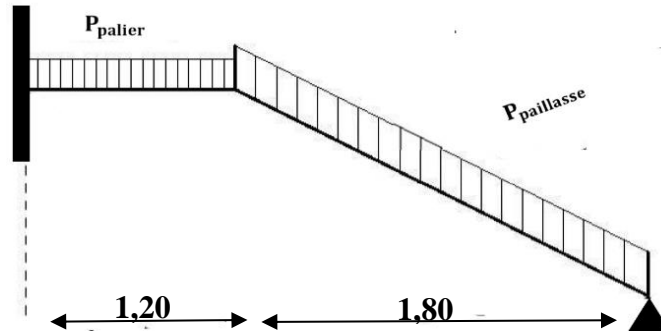


Figure III.4 : Schéma statique volée 1 et 3.

III.3.7.b. Descente de charges :

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

Charge permanente de la paillasse :

Désignation	Formule	Poids surfacique (daN/m ²)
Revêtement vertical	/	104
Revêtement Horizontal (carrelage et matériau de pose)	$104 \times \frac{h}{g}$	58,93
Poids des marches (béton non armé)	$2200 \times \frac{h}{2}$	187
Poids propre de la paillasse (e=15cm)	$2500 \times \frac{ep}{\cos\alpha}$	431,63
Enduit au ciment (e=1,5)	$18 \times \frac{ep}{\cos\alpha}$	31,08
		G=8,12 KN/m²

Tableau III.4 : Charge permanente de la paillasse.

Charge permanente du palier :

Désignation	Formule	Poids surfacique (daN/m ²)
Revêtement Horizontal (carrelage+ sable + mortier de pose)	/	104
Poids propre du palier (e=15 cm)	$2500 \times \frac{ep}{\cos\alpha}$	431,63
Enduit au ciment	$18 \times \frac{ep}{\cos\alpha}$	31,08
Cloisons légères	/	0,5
		G=5,67 KN/m²

Tableau III.5 : Charge permanente du palier.

Dalle pleine :

$$Q=3,5 \text{ kN/m}^2$$

Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0,44
Mortier de pose	0.02	20	0,4
Lit de sable	0.03	18	0,54
Dalle en BA	0.15	25	3,75
Enduit en plâtre	0.02	10	0,2
Enduit en ciment	0.02	9	0,18
			G=5,51KN/m²

Tableau III.6 : Charge permanente de dalle pleine.

III.3.7.c. Combinaisons fondamentales :

Détermination des sollicitations :

Pour notre emmarchement on aura :

- Palier : $G = 5,67 \text{ KN/m}^2$

- Paillasse : $G = 8,12 \text{ KN/m}^2$

- Sur charge : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

Etat limite ultime (E.L.U) :

$$Q_{\text{palier}} = 1,35 \times 5,67 + 1,5 \times 2,5 = 11,41 \text{ KN/m}$$

$$Q_{\text{paillasse}} = 1,35 \times 8,12 + 1,5 \times 2,5 = 14,71 \text{ kN/m}$$

Etat limite de service (E.L.S) :

$$Q_{\text{palier}} = 5,67 + 2,5 = 8,17 \text{ KN/m}$$

$$Q_{\text{paillasse}} = 8,12 + 2,5 = 10,62 \text{ KN/m}$$

III.3.7.d. Calcul du ferrailage :

Pour déterminer les efforts (moments fléchissant et les efforts tranchants max) dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM, en utilisant le logiciel RDM6.

Le ferrailage se fait à la flexion simple avec M_{max} en travée pour une section ($b \times h$), la même chose pour le ferrailage aux appuis avec M_{max} en appui.

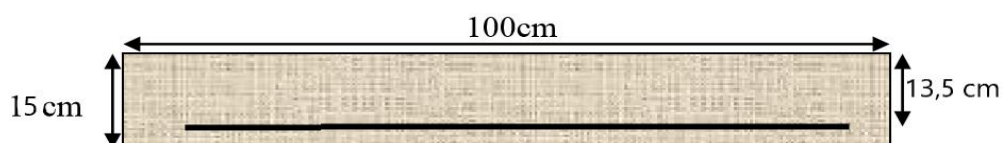


Figure III.5 : Section d'escalier à ferrailer.

III.3.7.e. Vérification des contraintes de cisaillement :

- E.L.U :
- a) **Volée 1 et 3 :**

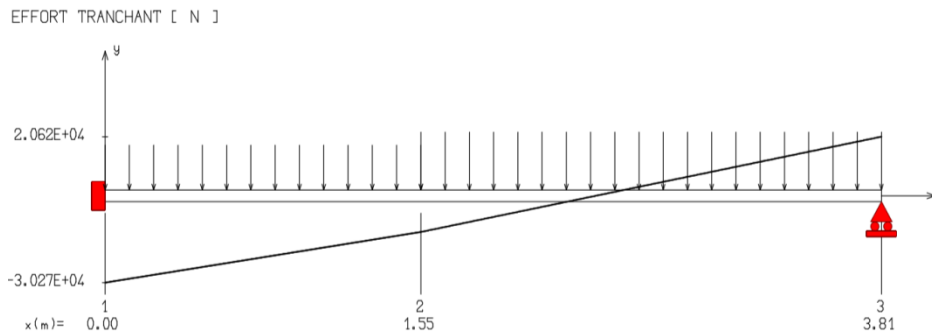


Figure III.6 : Diagramme d'effort tranchant.

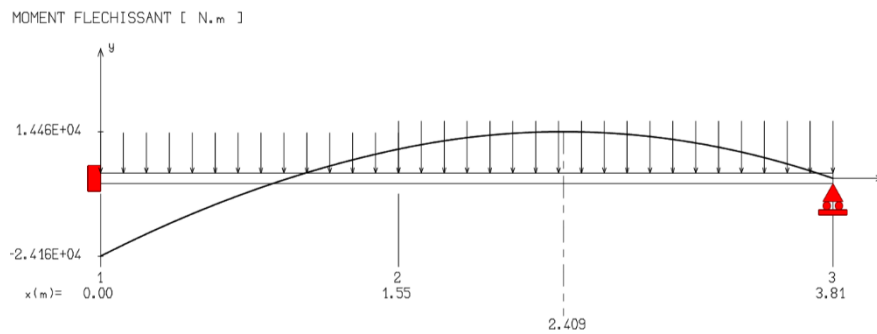


Figure III.7 : Diagramme du moment fléchissant.

Effort tranchant [KN]	M _{appui} [KN.M]	M _{travée} [KN.M]
20.62	- 24.16	14.46

Tableau III.7 : Les efforts agissants sur les volées 1 et 3 à l'ELU.

Puisque les appuis sont partiellement encastrés, donc on doit corriger les moments obtenus :

$$\begin{cases} M_t = 0,85 \times M_{t0} \\ M_a = 0,3 \times M_{a0} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_t = 0,85 \times 14,46 \\ M_a = 0,3 \times 24,16 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_t = 12,291 \text{ kN.m} \\ M_a = 7,248 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{12291}{100 \cdot 13,5^2 \cdot 14,2} = 0,047 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

Pivot A, donc : les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,047}) = 0,060$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,060 = 0,976$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{cal} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{12291}{0,976 \cdot 13,5 \cdot 348} = 2,68 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max (A_{cal}; A_{min}) = \max (2,68; 1,63) \text{ cm}^2$$

$$A = 2,68 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix : 6T12 ; Ast = 6,79 cm²/ml

$$e = 15 \text{ cm} \leq \min [3h ; 33 \text{ cm}] = \min [45 ; 33] \text{ cm} = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,70 \text{ cm}^2$$

Choix : 4T8 = 2,01 cm²

$$e = 20 \text{ cm} \leq \min [3h ; 45] = \min [45 ; 45] \text{ cm} = 45 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• **En appui :**

$$\mu = \frac{Ma}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{7248}{100 \cdot 13,5^2 \cdot 14,2} = 0,028 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,028}) = 0,420$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,420 = 0,832$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{cal} = \frac{Ma}{\beta d \sigma_s} = \frac{7248}{0,832 \cdot 13,5 \cdot 348} = 1,85 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 13,5 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{cal} , A_{min}) = \max (1,85 ; 1,63) \text{ cm}^2$$

$$A = 1,85 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix : 6T12 = 6,79 cm²/ml

$$e = 15 \text{ cm} \leq \min [3h ; 33 \text{ cm}] = \min [45 ; 33] \text{ cm} = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,70 \text{ cm}^2$$

Choix : 4T8 = 2,01 cm²

$$e = 20 \text{ cm} \leq \min [3h ; 45] = \min [36 ; 45] \text{ cm} = 36 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Volée 2 :

La deuxième volée sera étudiée comme étant une dalle pleine qu'est une plaque horizontale porteuse en béton armé, d'épaisseur 15 cm, appuyée par 2 appuis constitués des murs porteurs ou des voiles.

Pour le calcul, on utilisera la méthode BAEL, cette méthode s'applique aux dalles rectangulaires, totalement ou partiellement encastrées, soumises à un chargement quelconque.

Cette règle permet de simplifier considérablement les calculs en évitant, pour les dalles appartenant à un maillage de rectangle, un calcul bidimensionnel fastidieux de rectangles chargés et déchargés. En effet, la sécurité à la rupture de la dalle pourra être assurée par une redistribution des moments entre moments sur appuis et moments en travée.

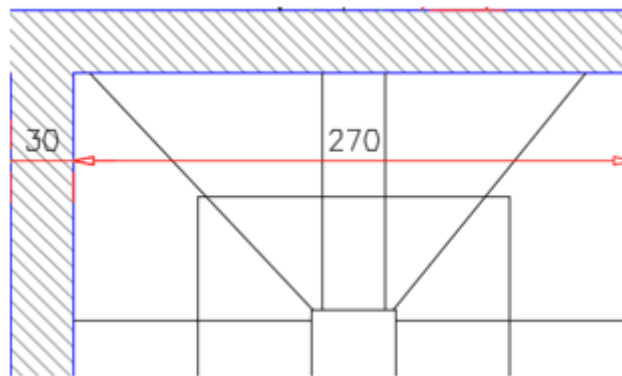


Figure III.8 : volée 2 (dalle pleine encastrée sur 2 appuis) «vue en plan ».

Remarque : D'après l'article (A.8.2, 32) du BAEL 91modif 99, Les dalles rectangulaires encastrées (totalement ou partiellement) peuvent être calculées à la flexion à partir des efforts qui s'y développeraient si elles étaient articulées sur leur contour. Les moments de flexion maximaux calculés dans l'hypothèse de l'articulation peuvent être réduits de 15% et 25% selon la condition d'encastrement ce qui conduit à un moment en travée M_t de, respectivement, $0,85M_o$ et $0,75M_o$.

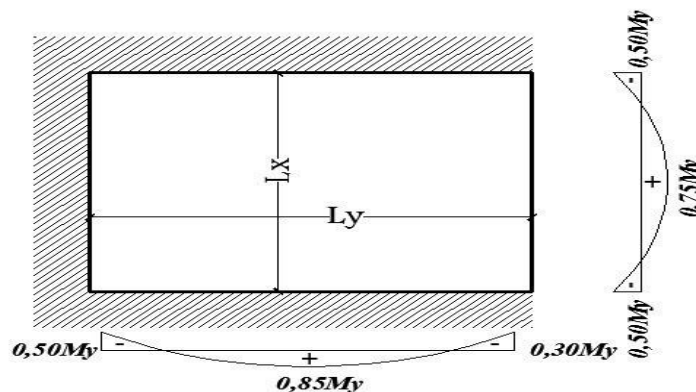


Figure III.9 : Moment d'encastrement des dalles rectangulaires.

Dans le cas d'une dalle portant sur deux directions et reposant librement sur son pourtour, les moments fléchissant en travée (M_x et M_y) doivent être affectés d'un coefficient réducteur (noté μ_x et μ_y).

$$\begin{cases} Mx = \mu_x \cdot q \cdot lx^2 \\ My = \mu_y \cdot Mx \end{cases}$$

• **Calcul de l'enrobage :**

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle (B.A.E.L 91).

$$\Phi_{\max} \leq \frac{hd}{10} = 15 \text{ cm} \quad \Phi_{\max} \leq 1,5 \text{ cm}, \text{ On prendra dans notre calcul : } \Phi_{\max} = 8 \text{ cm}.$$

La distance entre la circonférence de l'armature et la paroi extérieure de la dalle est :

Pour un plancher exposé aux intempéries : $a = 2 \text{ cm}$

Pour un plancher non exposé aux intempéries : $a = 1 \text{ cm}$

Notre dalle étant non exposé aux intempéries, donc l'ensemble des armatures de la nappe inférieure seront placées à 1cm de la paroi ($a = 1 \text{ cm}$).

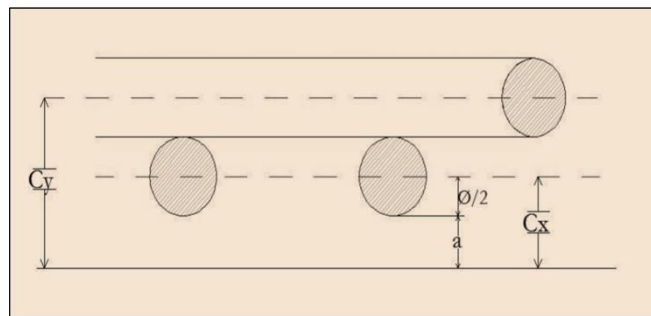


Figure III.10 : Enrobage.

$$\begin{cases} Cx = a + \frac{\Phi}{2} \\ Cy = a + \frac{\Phi}{2} + \Phi \end{cases} \rightarrow \begin{cases} Cx = 1,4 \text{ cm} \\ Cy = 2,2 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} dx = hd - Cx \\ dy = hd - Cy \end{cases} \rightarrow \begin{cases} dx = 13,6 \text{ cm} \\ dy = 12,8 \text{ cm} \end{cases}$$

• **Détermination des sollicitations :**

Combinaisons fondamentales : D'après la descente des charges effectuée, on a :

$$Q_{\text{dalle}} = 1,35 \cdot 5,51 + 1,5 \cdot 3,5 = 12,69 \text{ KN/ml}$$

• **Calcul des moments fléchissant :**

Avec :

$$\begin{cases} Lx = 120 \text{ cm} \\ Ly = 270 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \alpha = \frac{Lx}{Ly} \rightarrow \alpha_1 = \frac{120}{270} \rightarrow \alpha = 0,45 > 0,4, \text{ dalle portante sur deux directions.}$$

$$E.L.U: \quad \mu_x = 0,1036 \quad \mu_y = 0,2500$$

$$\begin{cases} Mxu = \mu_x \times Qu \times (Lx)^2 \\ Myu = \mu_y \times Mxu \end{cases} \rightarrow \begin{cases} Mxu = 0,1036 \cdot 12,69 \cdot (1,20)^2 \\ Myu = 0,2500 \cdot 1,89 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} Mxu = 1,89 \text{ kN.m} \\ Myu = 0,47 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Moment en travée :

$$M_{tx}^u = 0,75 \cdot M_x^u = 0,75 \cdot 1,89 \rightarrow M_{tx}^u = 1,42 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty}^u = 0,85 \cdot M_y^u = 0,85 \cdot 0,47 \rightarrow M_{ty}^u = 0,399 \text{ kN.m}$$

Moment en appuis :

$$M_{arx}^u = -0,5 \cdot M_x^u = -0,5 \cdot 1,89 \rightarrow M_{arx}^u = -0,945 \text{ kN.m}$$

$$M_{ary}^u = -0,3 \cdot M_y^u = -0,3 \cdot 0,47 \rightarrow M_{ary}^u = -0,141 \text{ kN.m}$$

- **Détermination des armatures :**

- **En travée (sens x-x) :**

$\mu = \frac{M_{tx}}{b \cdot d \cdot x^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{14200}{100 \cdot 13,6^2 \cdot 14,2} = 0,054 < 0,392$ (Acier FeE400) \rightarrow pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,054}) = 0,069$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,069 = 0,972$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{tx}^u = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot x \cdot \sigma_s} = \frac{14200}{0,972 \cdot 13,6 \cdot 348} = 3,08 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité, CBA91/A4 .2.1) :

$$F_{t28} = 0,6 + 0,006 \cdot f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

FeE400 \rightarrow coef. = 0,0008

$$A_{tmin}^u = \text{coef.} \cdot b \cdot d \cdot x \cdot \frac{f_{t28}}{f_{eE}} = 0,0008 \cdot 100 \cdot 13,6 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,005 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Conclusion :**

$$A = \max(A_{tx}^u ; A_{tmin}^u) = \max(3,08 ; 0,005) \text{ cm}^2 = 3,08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : 4T10=3,14 cm²/ml

Espacement : $e \leq \min(3hd ; 35) = 35 \text{ cm} \rightarrow e = 20 \text{ cm}$

- **En travée (sens y-y) :**

$\mu = \frac{M_{ty}}{b \cdot d \cdot y^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{3990}{100 \cdot 12,8^2 \cdot 14,2} = 0,017 < 0,392$ (Acier FeE400) \rightarrow pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,017}) = 0,021$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - (0,4 \times 0,021) = 0,991$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{ty}^u = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot y \cdot \sigma_s} = \frac{3990}{0,991 \cdot 12,8 \cdot 348} = 0,90 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité, CBA91/A4 .2.1) :**

$$F_{t28}=0,6+0,006.f_{c28}= 2.1 \text{ Mpa}$$

$$\text{FeE400} \rightarrow \text{coef.} = 0,0008$$

$$A_{tmin}^u = \text{coef.} \cdot b \cdot d_y \cdot \frac{f_{t28}}{f_{eE}} = 0,0008 \cdot 100 \cdot 12,8 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,005 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Conclusion :

$$A = \max (A_{ty}^u ; A_{tmin}^u) = \max (0,90 ; 0,005) \text{ cm}^2 = 0,90 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : 2T8=1,01 cm²/ml

Espacement :

$$e \leq \min (3 \text{ hd} ; 45) = 45 \text{ cm} \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

- **En appuis (sens x-x) :**

$\mu = \frac{M_x}{b \cdot d_x^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{9450}{100 \cdot 13,6^2 \cdot 14,2} = 0,035 < 0,392$ (Acier FeE400) \rightarrow pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,035}) = 0,045$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,045 = 0,820$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{tx}^u = \frac{M_u}{\beta \cdot d_x \cdot \sigma_s} = \frac{9450}{0,82 \cdot 13,6 \cdot 348} = 2,43 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité, CBA91/A4 .2.1) :**

$$F_{t28}=0,6+0,006.f_{c28}= 2.1 \text{ Mpa}$$

$$\text{FeE400} \rightarrow \text{coef.} = 0,0008$$

$$A_{tmin}^u = \text{coef.} \cdot b \cdot d_x \cdot \frac{f_{t28}}{f_{eE}} = 0,0008 \cdot 100 \cdot 13,6 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,005 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Conclusion :**

$$A = \max (A_{tx}^u ; A_{tmin}^u) = \max (2,43 ; 0,005) \text{ cm}^2 = 2,43 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : 5T8=2,51 cm²/ml

Espacement :

$$e \leq \min (3 \text{ hd} ; 35) = 35 \text{ cm} \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

- **En appuis (sens y-y) :**

$\mu = \frac{M_{ay}}{b \cdot d_y^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{1410}{100 \cdot 13,6^2 \cdot 14,2} = 0,005 < 0,392$ (Acier FeE400) \rightarrow pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,005}) = 0,006$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,006 = 0,998$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{ty}^u = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot y \cdot \sigma_s} = \frac{1410}{0,998 \times 12,8 \times 348} = 0,317 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité, CBA91/A4 .2.1) :

$$F_{t28} = 0,6 + 0,006 \cdot f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

FeE400 → coef. = 0,0008

$$A_{tmin}^u = \text{coef.} \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,0008 \times 100 \times 12,8 \times \frac{2,1}{400} = 0,005 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Conclusion :

$$A = \max (A_{ty}^u ; A_{tmin}^u) = \max (0,32 ; 0,005) \text{ cm}^2 = 0,32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : 2T8=1,01 cm²/ml

Espacement : $e \leq \min (3hd ; 45) = 45 \text{ cm} \rightarrow e = 20 \text{ cm}$

Remarque : On utilisera dans notre ferrailage en travée, des Panneaux TS8 de mailles (200 × 300) mm constitués de treillis soudés à haute adhérence (nervuré) de nuance FeE'400.

- E.L.S :

b) Volée 1 et 3 :

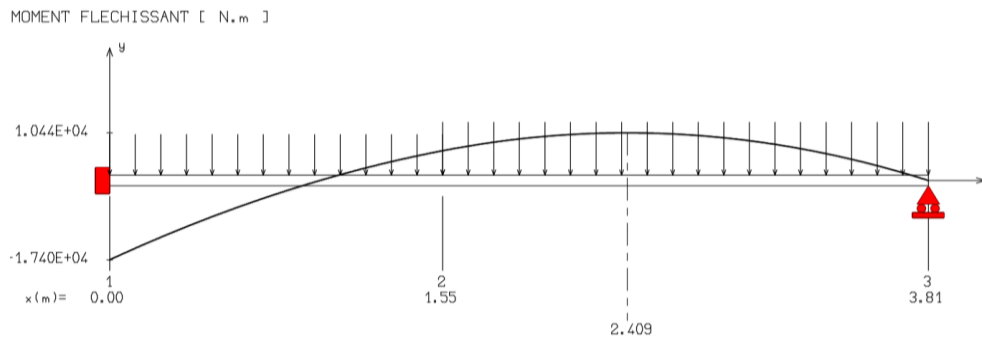


Figure III.11 : Diagramme du moment fléchissant.

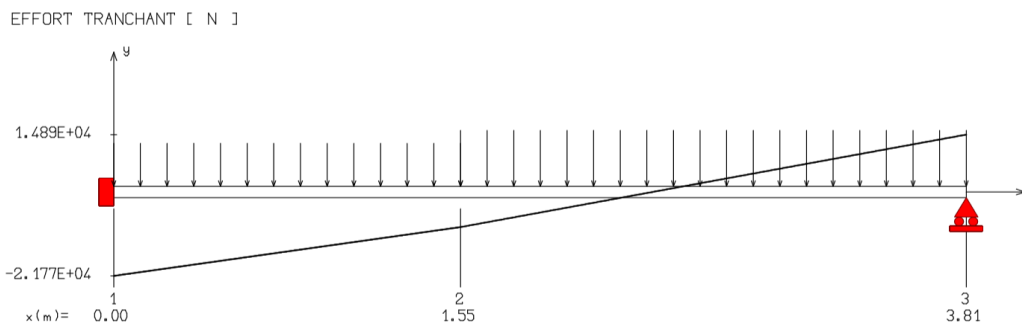


Figure III.12 : Diagramme d'effort tranchant.

Effort tranchant	M _{appui} [KN.m]	M _{travée} [KN.m]
14.89	- 17.40	10.44

Tableau III.8 : Les efforts agissants sur les volets 1 et 3 à l'ELS.

Puisque les appuis sont partiellement encastrés, donc on doit corriger les moments obtenus :

$$\begin{cases} M_t = 0,85 \times M_t \\ M_a = 0,3 \times M_a \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_t = 0,85 \times 10,44 \\ M_a = 0,3 \times 17,40 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_t = \mathbf{8,874 \text{ kN.m}} \\ M_a = \mathbf{5,220 \text{ kN.m}} \end{cases}$$

• **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{8874}{100 \cdot 13,5^2 \cdot 14,2} = 0,034 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

Pivot A, donc : les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,034}) = 0,043$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,043 = 0,983$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{cal} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{8874}{0,983 \cdot 13,5 \cdot 348} = 1,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 13,5 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{cal} ; A_{min}) = \max(1,92 ; 1,63) \text{ cm}^2$$

$$A = 1,92 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix : 2T12 ; A_{st} = 2,26 cm²/ml

e = 15cm ≤ min [3h ; 33cm] = min [45 ; 33] cm = 33 cm → condition vérifiée.

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,26}{4} = 0,56 \text{ cm}^2$$

Choix : 2T8 = 1,01 cm²

e = 20cm ≤ min [3h ; 45] = min [45 ; 45] cm = 45 cm → condition vérifiée.

• **En appui :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{5220}{100 \cdot 13,5^2 \cdot 14,2} = 0,020 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,020}) = 0,025$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,025 = 0,990$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{cal}} = \frac{M_a}{\beta_d \sigma_s} = \frac{5220}{0,990 \cdot 13,5 \cdot 348} = 1,12 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 13,5 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{\text{cal}} , A_{\text{min}}) = \max (1,12 ; 1,63) \text{ cm}^2$$

$$A = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Choix : } 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$e = 15 \text{ cm} \leq \min [3h ; 33 \text{ cm}] = \min [45 ; 33] \text{ cm} = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,26}{4} = 0,56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 2T8 = 1,01 \text{ cm}^2$$

$$e = 20 \text{ cm} \leq \min [3h ; 45] = \min [36 ; 45] \text{ cm} = 36 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Fissurations peut préjudiciables} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{FeE400} \end{array} \right. \rightarrow \text{Si } \alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \rightarrow$$

Il n'y a aucune vérification à effectuer pour l'ELS.

• **En travée :**

$$M_u = 14,46 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 10,44 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{14,46}{10,44} = 1,385, \alpha = 0,064 < 0,443 \rightarrow \text{condition vérifiée, donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.}$$

• **En appui :**

$$M_u = 24,16 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 17,40 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{24,16}{17,40} = 1,388, \alpha = 0,064 < 0,444 \rightarrow \text{condition vérifiée, donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.}$$

c) Volée 2 :

Avant de passer au calcul à l'ELS ou pas, il faut avant tout effectuer certaines vérifications qui sont relatives à la contrainte maximale du béton comprimé σ_b , à la contrainte des aciers σ_s et aux déformations.

Ces vérifications ont pour but d'évaluer la nécessité ou non du calcul à l'ELS :

- La contrainte des armatures tendues σ_s :
- Puisque la fissuration est peu nuisible (notre élément est situé dans les locaux couverts et clos), aucune vérification n'est effectuée pour σ_s .
- La contrainte maximale du béton comprimé σ_b :
- Lorsque la section comporte une partie comprimée ; on doit vérifier sous la sollicitation de service que : $\sigma_b \leq 0,6.f_{c28}$
- **Détermination des sollicitations :**

Combinaisons fondamentales : D'après la descente des charges effectuée, on a :

$$Q_{dalle} = 5,51 + 3,5 = 9,01 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul des moments fléchissant :**

$$E.L.S: \quad \mu_x = 0,1063 \quad \mu_y = 0,3234$$

$$\begin{cases} M_{xs} = \mu_x \times Q_u \times (Lx)^2 \\ M_{ys} = \mu_y \times M_{xs} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{xs} = 0,1063 \cdot 9,01 \cdot (1,20)^2 \\ M_{ys} = 0,3234 \cdot 1,38 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{xs} = 1,38 \text{ kN.m} \\ M_{ys} = 0,44 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- **Moment en travée :**

$$M_{tx}^u = 0,85 \cdot M_x^u = 0,85 \cdot 1,38 \rightarrow M_{tx}^u = 1,173 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty}^u = 0,75 \cdot M_y^u = 0,75 \cdot 0,44 \rightarrow M_{ty}^u = 0,33 \text{ kN.m}$$

- **Moment en appuis :**

$$M_{arx}^u = -0,3 \cdot M_x^u = -0,3 \cdot 1,38 \rightarrow M_{arx}^u = -0,414 \text{ kN.m}$$

$$M_{ary}^u = -0,5 \cdot M_y^u = -0,5 \cdot 0,44 \rightarrow M_{ary}^u = -0,22 \text{ kN.m}$$

- **Calcul des contraintes :**

- **En travée (sens x-x) :**

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \cdot 3,93}{100} = 0,59$$

$$E = 2 \cdot d \cdot D = 2 \cdot 13,6 \cdot 0,59 = 16,05$$

$$y = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,59 + \sqrt{0,59^2 + 16,05} = 4,63 \text{ cm}$$

$$\text{Calcul du moment d'inertie : } I = \frac{b}{3}y^3 + n A' s (y-c')^2 + n A_s (d-y)^2$$

$$\rightarrow I = \frac{100}{3} \cdot 4,63^3 + 15 \cdot 3,93 \cdot (13,6 - 4,63)^2 \rightarrow I = 8051,59 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{1173}{8051,59} \cdot 4,63 = 6,74 \text{ Mpa}$$

$\sigma_b = 5,61 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots$ La contrainte de compression du béton est vérifiée, Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues.

- **En travée (sens y-y) :**

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \cdot 1,01}{100} = 0,15$$

$$E = 2 \cdot d \cdot D = 2 \cdot 12,8 \cdot 0,15 = 3,84$$

$$y = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,15 + \sqrt{0,15^2 + 3,84} = 1,81 \text{ cm}$$

- Calcul du moment d'inertie : $I = \frac{b}{3}y^3 + n A's (y-c')^2 + n A_s (d-y)^2$

$$\rightarrow I = \frac{100}{3} \cdot 1,81^3 + 15 \cdot 1,01 \cdot (12,8 - 1,81)^2 \rightarrow I = 2027,48 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{330}{2027,48} \cdot 1,81 = 2,94 \text{ Mpa}$$

$\sigma_b = 3,49 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots$ La contrainte de compression du béton est vérifiée, Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues.

- **En appuis (sens x-x) :**

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \cdot 2,01}{100} = 0,30$$

$$E = 2 \cdot d \cdot D = 2 \cdot 13,6 \cdot 0,30 = 8,16$$

$$y = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,30 + \sqrt{0,30^2 + 8,16} = 2,57 \text{ cm}$$

- Calcul du moment d'inertie : $I = \frac{b}{3}y^3 + n A's (y-c')^2 + n A_s (d-y)^2$

$$\rightarrow I = \frac{100}{3} \cdot 2,57^3 + 15 \cdot 2,01 \cdot (13,6 - 2,57)^2 \rightarrow I = 4233,89 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{4260}{4233,89} \cdot 2,57 = 2,59 \text{ Mpa}$$

$\sigma_b = 2,59 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots$ La contrainte de compression du béton est vérifiée, Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues.

- **En appuis (sens y-y) :**

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \cdot 1,01}{100} = 0,15$$

$$E = 2 \cdot d \cdot D = 2 \cdot 12,8 \cdot 0,15 = 3,84$$

$$y = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,15 + \sqrt{0,15^2 + 3,84} = 1,81 \text{ cm}$$

- Calcul du moment d'inertie : $I = \frac{b}{3}y^3 + n A's (y-c')^2 + n A_s (d-y)^2$

$$\rightarrow I = \frac{100}{3} \cdot 1,81^3 + 15 \cdot 1,01 \cdot (12,8 - 1,81)^2 \rightarrow I = 2027,48 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{1380}{2027,48} \cdot 1,81 = 12,32 \text{ Mpa}$$

$\sigma_b = 12,32 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots$ La contrainte de compression du béton est vérifiée, Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues.

III.3.8. Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$h/L \geq \frac{1}{18} \cdot \frac{M_{ser}}{M_u}$$

$$h/L \geq \frac{1}{16}$$

→ La vérification de la flèche est nécessaire.

- **Travée :**

Pour une poutre simplement appuyée, la flèche est :

$$F = \frac{M.l^2}{10.E_v.IF_v} \quad (\text{Art : Annexe D CBA 93}) \quad \text{et} \quad f \leq \bar{f} = \frac{l}{500} \quad (L < 2m. \text{Art B.6.5.3 CBA 93})$$

$$IF_v = \frac{bh^3}{12} = \frac{1.0.15^3}{12} = 0,000281 \text{ m}^4$$

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \times \sqrt[3]{25} = 10818.9 \text{ MPa}$$

$$M_{u \max} = 10.05 \text{ KN.m}$$

$$f = \frac{M.l^2}{10.E_v.IF_v} = \frac{1005 \times 3,35^2}{10 \times 10818,9 \times 10^6 \times 0,000281} = 0,03 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{335}{500} = 0,67 \text{ cm.}$$

$f = 0,03 \text{ cm} < \bar{f} = 1.16 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.

III.3.9. Vérification de l'effort tranchant :

Pour des fissurations peut préjudiciables on doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u \quad (\text{A.5.1.2.1.1 CBA 93})$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,20 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3.33 ; 5) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$T_u = 23,67 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{2367}{1000 \times 108} = 0.22 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III.3.10. Schéma de ferrailage :

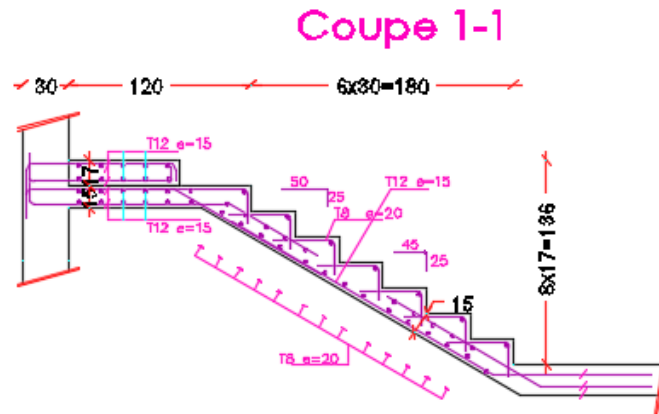


Figure III.13 : ferrailages longitudinaux et de répartition étage curant « volée 1 », coupe 1-1.

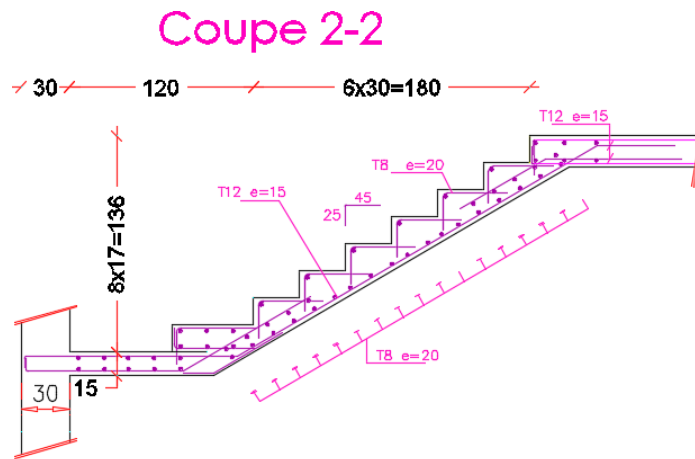


Figure III.14 : ferrailages longitudinaux et de répartition étage curant « volée 3 », coupe 2-2.

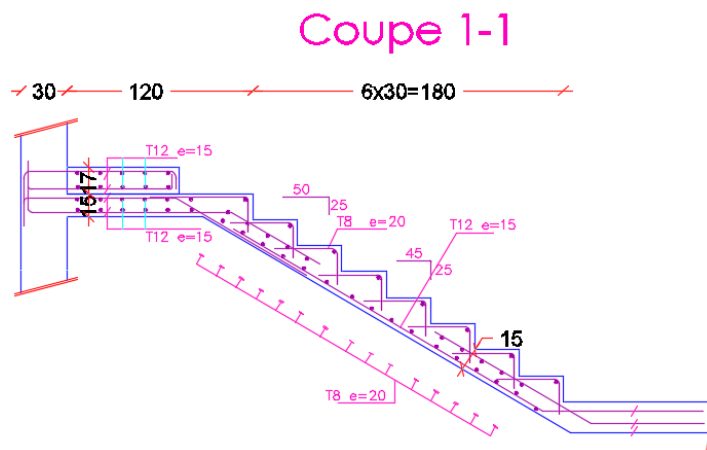


Figure III.15 : ferrailages longitudinaux et de répartition du RDC « volée 1 », coupe 1-1.

Coupe 2-2

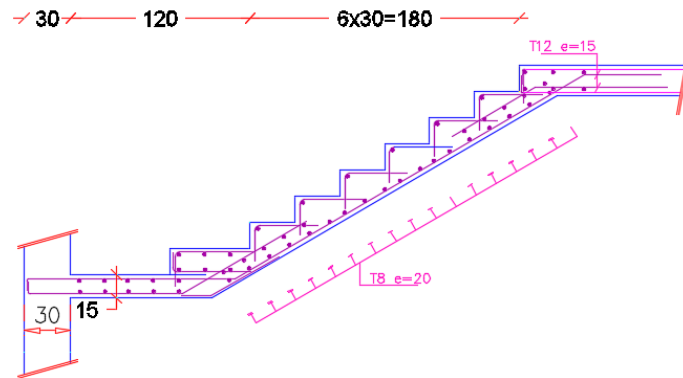


Figure III.16 : ferrailles longitudinaux et de répartition du RDC « volée 3 », coupe 2-2.

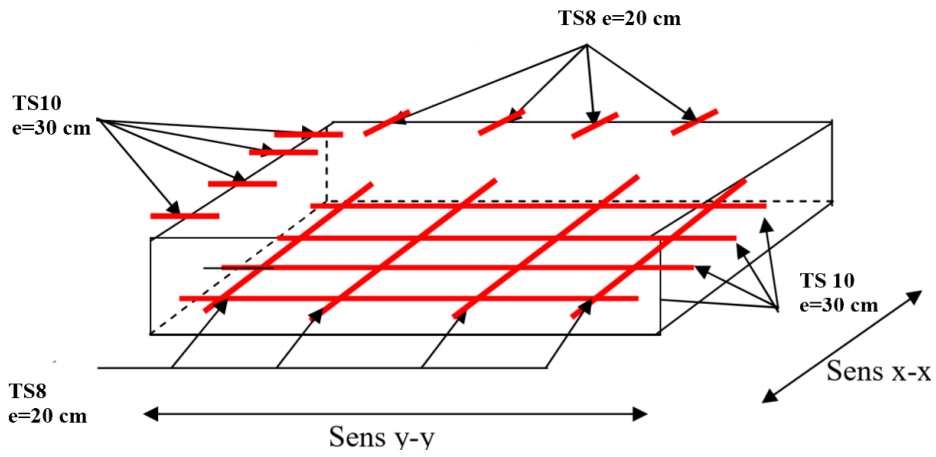


Figure III.17 : Ferraillage de la dalle «volée 2» pour l'étage courant et RDC.

III.4. L'ascenseur

III.4.1. Introduction :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Se déplaçant le long de guides inclinés dont l'angle avec la verticale n'excède pas 15° . La classe de l'ascenseur est définie selon DTU. 75.1 types 1, étant la Classe 1 : destinés au transport des personnes.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique ; le contre poids ; les câbles).

III.4.2. Caractéristiques de la machine :

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

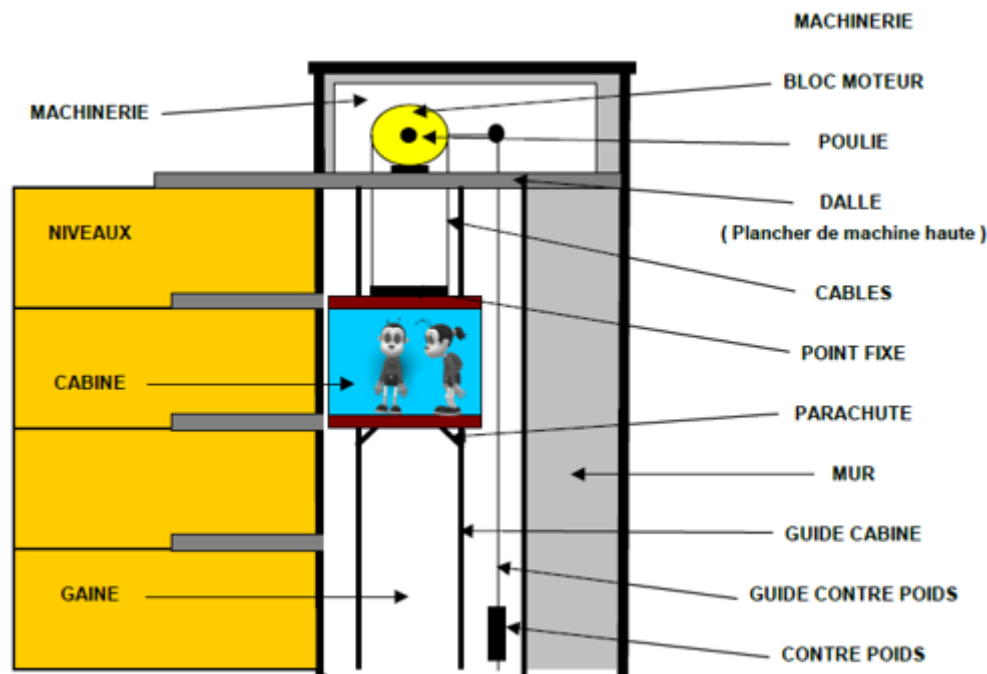


Figure III.18 : Ascenseur.

- **Cabine** : partie destinée au transport des usagers, avec une capacité de huit personnes ;
- **Câbles** : la cabine et le contre-poids sont suspendus par des câbles mus par le treuil ;
- **Contrepoids** : étant la masse que contrebalance le poids de la cabine et une partie de charge. Le contre-poids facilite la manœuvre des charges lourdes dans la poulie ;
- **Treuil** : organe que constitue le système d'entraînement et qui comprend sur un même bâti un moteur électrique, un système de freinage et un régulateur de vitesse ;
- **Etrier** : cadre métallique dans laquelle est fixé la cabine ;
- **Parachute** : organe fixé à l'étrier qui permet, en cas de rupture de la suspension ou de vitesse excessive, de bloquer la cabine ;

Chapitre III : Etude des éléments non structuraux

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

III.4.3. Charge et surcharge de la machine :

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

Composants	$G_{(\text{machine})}$ (kN)
Moteur	3
Châssis	1
Treuil	5
Parachute	0,5
Cabine vide	7
Contre poids	10,17
Accessoire	0,5
Câble	0,5
Etrier	1
	$\Sigma = 28,72$

Tableau III.9 : Charges permanentes de la machine.

- **Charge d'exploitation** :

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

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

$$\text{E.L.U} : P_u = 1,35 \cdot 28,72 + 1,5 \cdot 6,30 = 48,22 \text{ kN/ml}$$

$$\text{E.L.S} : P_s = 28,72 + 6,30 = 35,02 \text{ kN/m}$$

III.4.4. Charge et surcharge de la dalle :

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

III.4.5. Dimensionnement de la dalle :

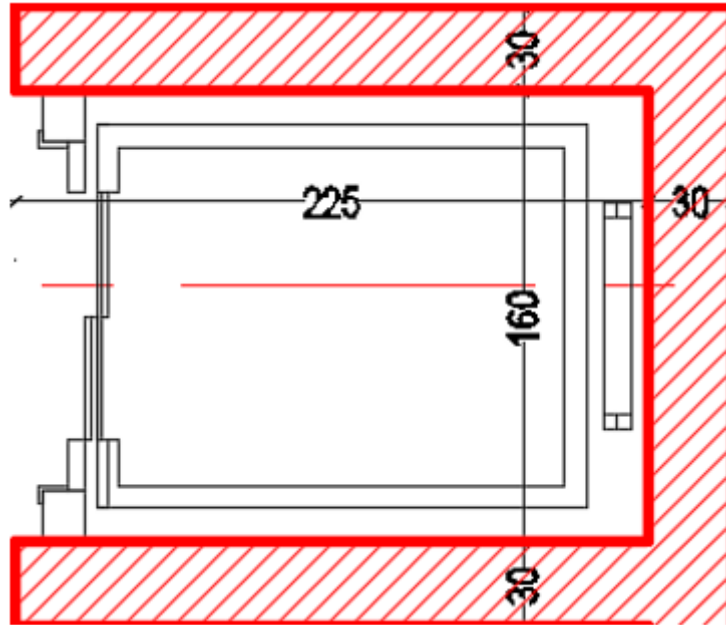


Figure III.19 : Cage d'ascenseur.

La dalle est appuyée sur leur pourtour avec : ($L_x = 1,90 \text{ m}$) ; ($L_y = 2,40 \text{ m}$)

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,90}{2,40} = 0,79 \rightarrow \text{La dalle portant dans les deux directions.}$$

La dalle reprend des charges très importantes, donc on adopte une épaisseur de $h_d = 22 \text{ cm}$.

- Charge permanente $\rightarrow G = 7.14 \text{ kN/m}^2$
- Charge d'exploitation (Réparation et travaux d'entretien) $\rightarrow Q = 1 \text{ kN/m}^2$

III.4.6. Combinaison des charges de la dalle :

- E.L.U : $P'_u = 1,35 \cdot 7,14 + 1,5 \cdot 1 = 11,14 \text{ kN/m}^2$
- E.L.S : $P'_s = 7,14 + 1 = 8,14 \text{ kN/m}^2$

III.4.7. Moments fléchissant agissants sur la dalle :

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

Avec : ($L_x = 1,90 \text{ m}$) ; ($L_y = 2,40 \text{ m}$) ; ($P'_u = 11,14 \text{ kN/m}^2$) ; ($P'_s = 8,14 \text{ kN/m}^2$)

III.4.7.a. E.L.U :

$$\alpha = 0,79 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0573 \\ \mu_y = 0,5786 \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} M_{xu} = \mu_x \times P'_u \times (L_x)^2 \\ M_{yu} = \mu_y \times P'_u \times (L_y)^2 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{xu} = 0,0573 \cdot 11,14 \cdot (1,90)^2 \\ M_{yu} = 0,5786 \cdot 11,14 \cdot (2,40)^2 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{xu}' = 2,30 \text{ kN.m} \\ M_{yu}' = 1,33 \text{ kN.m} \end{cases}$$

III.4.7.b. E.L.S :

$$\alpha = 0,79 \quad \rightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0639 \\ \mu_y = 0,6978 \end{cases} \quad \rightarrow \quad \begin{cases} M_{xs} = \mu_x \times P's \times (Lx)^2 \\ M_{ys} = \mu_y \times M_{xs} \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} M_{xs} = 0,0639 \cdot 8,14 \cdot (1,90)^2 \\ M_{ys} = 0,6978 \cdot 1,87 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{xs}' = 1,88 \text{ kN.m} \\ M_{ys}' = 1,31 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- Sous la charge concentrée :

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

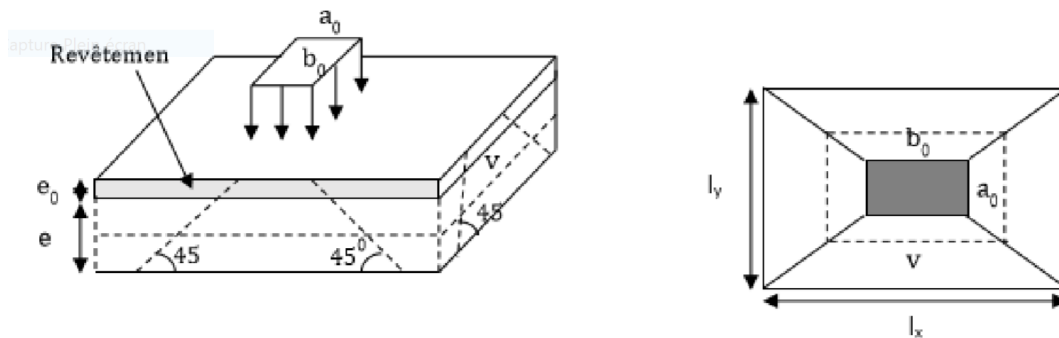


Figure III.20 : Zone d'impact.

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimée à 9 tonnes, répartie sur une surface de $(0,8 \times 0,8) \text{ m}^2$ transmise par le système de levage de l'ascenseur.

La machine est placée sur un châssis de quatre pieds, le châssis est posé au centre de la dalle pleine. D'après la fiche technique, les dimensions du châssis sont présentées dans la figure suivante :

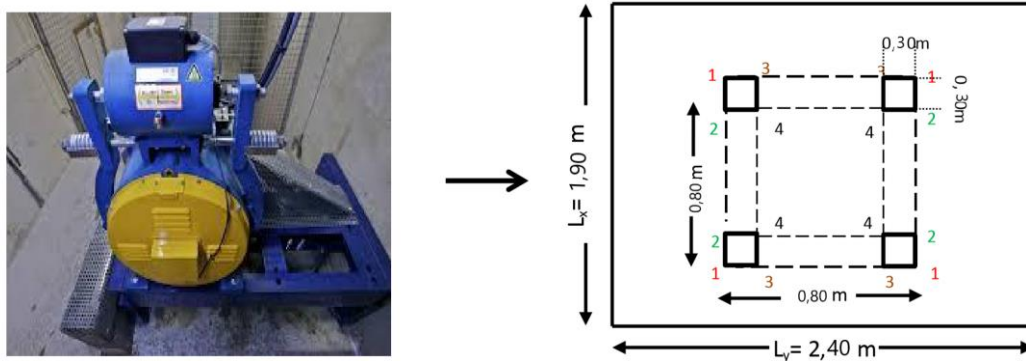
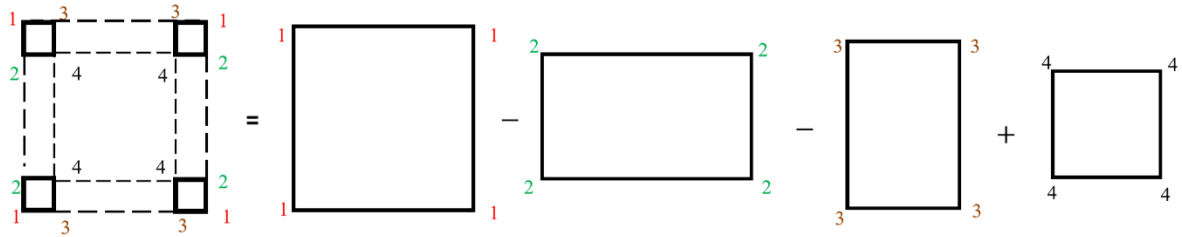


Figure III.21 : Dimensions de la charge concentrée.

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



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

On prend le calcul du panneau (1-1), car est le plus défavorable :

ξ - Coefficient qui dépend du type de revêtement, dans notre cas la dalle est composée de béton armé, et d'une chape en béton ($\xi=1$)

$a_0, U \rightarrow$ dimension parallèle à L_x

$b_0, V \rightarrow$ dimension parallèle à L_y

h - hauteur du revêtement

hd - hauteur de la dalle

$$\begin{cases} U = a + hd + 2\xi xh \\ V = b + hd + 2\xi xh \end{cases} \rightarrow \begin{cases} U = 80 + 22 + 2x5 = 112 \text{ cm} \\ V = 80 + 22 + 2x5 = 112 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} U = 112 \text{ cm} \\ V = 112 \text{ cm} \end{cases}$$

U et V côtés du rectangle sur lesquels la charge P s'applique, compte tenu de la diffusion à 45° dans la dalle. Ils sont déterminés au niveau du feuillet moyen de la dalle.

III.4.7.c. Evaluation des moments M_x et M_y dus au système de levage (méthode BAEL91):

$$M_x = (M_1 + \nu \cdot M_2) \cdot P_u$$

$$M_y = (M_2 + \nu \cdot M_1) \cdot P_u$$

Avec :

M_1, M_2 coefficients donnés par l'abaque de PIGEAUD en fonction des rapports $\frac{U}{L_x}$ et $\frac{V}{L_y}$.

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1,12}{1,90} = 0,59 \rightarrow M_1 = 10,2 \times 10^{-2} = 0,102$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{1,12}{2,40} = 0,47 \rightarrow M_2 = 2,4 \times 10^{-2} = 0,240$$

• E.L.U.:

$$\nu = 0$$

$$S_{(4 \text{ pieds})} = 4 \times 0,3 \times 0,3 = 0,36 \text{ m}^2$$

$$P_u (\text{machine}) = \frac{48,22 \text{ kN}}{S_{(4 \text{ pieds})}} \rightarrow \text{charge répartie}$$

$$P_u(\text{machine}) = \frac{48,22 \text{ kN}}{0,36} = 133,94 \text{ kN/m}^2$$

$$P_u = P_u(\text{machine}) \times U \times V = 133,94 \times 0,80 \times 0,80 = 85,72 \text{ kN}$$

$$M_{xu} = (M_1 + v \cdot M_2) \cdot P_u = 0,102 + 0,85,72 = 8,74 \text{ kN.m}$$

$$M_{yu} = (M_2 + v \cdot M_1) \cdot P_u = 0,240 \cdot 85,72 = 20,57 \text{ kN.m}$$

- E.L.S :

$$v = 0,2$$

$$P_u(\text{machine}) = \frac{35,02 \text{ kN}}{5 \text{ (4 pieds)}}$$

$$P_u(\text{machine}) = \frac{35,02 \text{ kN}}{0,36} = 97,28 \text{ kN/m}^2$$

$$P_u = P_u(\text{machine}) \times U \times V = 97,28 \times 0,80 \times 0,80 = 62,26 \text{ kN}$$

$$M_{xs} = (M_1 + v \cdot M_2) \cdot P_u = (0,102 + 0,2 \cdot 0,240) \cdot 62,26 = 9,34 \text{ kN.m}$$

$$M_{ys} = (M_2 + v \cdot M_1) \cdot P_u = (0,240 + 0,2 \cdot 0,102) \cdot 62,26 = 16,21 \text{ kN.m}$$

III.4.7.d. Superposition des moments fléchissant :

La dalle est soumise à deux types de chargement, donc on doit faire une superposition des moments :

- E.L.U :

$$M_{xu} = M_{xu}' + M_{xu} = 2,30 + 8,74 = 11,04 \text{ kN.m}$$

$$M_{yu} = M_{yu}' + M_{yu} = 1,33 + 20,57 = 21,9 \text{ kN.m}$$

- E.L.S :

$$M_{xs} = M_{xs}' + M_{xs} = 1,88 + 9,34 = 11,22 \text{ kN.m}$$

$$M_{ys} = M_{ys}' + M_{ys} = 1,31 + 16,21 = 17,52 \text{ kN.m}$$

Pour tenir compte du semi encastrement de la dalle, on réduit les moments calculés (sur appuis et en travée), de 15 % en travée et de 70 % en appuis.

- **E.L.U :**

- **En travée :**

$$M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 11,04 = 9,38 \text{ kN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 21,9 = 18,62 \text{ kN.m}$$

- **En appui :**

$$M_x^a = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 11,04 = 3,31 \text{ kN.m}$$

$$M_y^a = 0,3 \times M_y = 0,3 \times 21,9 = 6,57 \text{ kN.m}$$

- **E.L.S :**

○ **En travée :**

$$M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 11,22 = 9,537 \text{ kN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 17,52 = 14,892 \text{ kN.m}$$

○ **En appui :**

$$M_x^a = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 11,22 = 3,366 \text{ kN.m}$$

$$M_y^a = 0,3 \times M_y = 0,3 \times 17,52 = 5,256 \text{ kN.m}$$

III.4.8. Calcul du ferrailage :

D'après le C.B.A.93 : Les dalles pleines sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant, On détermine les sections des armatures longitudinales et on prend en compte les conditions de non fragilité dans le choix des armatures. Le ferrailage se fait pour une bande de 1m de largeur et on prend en compte les conditions de non fragilité dans le choix des armatures :

Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL91 modifiés 99)

Le ferrailage de dalle doit satisfaire la condition de non fragilité

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28} \\ f_e = 400 \text{ Mpa} \\ A_{s \text{ min}} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \end{array} \right.$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28} = 2,1 \text{ MPa} \rightarrow A_{s \text{ min}} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,39 \text{ cm}^2/\text{m}$$

III.4.8.a. E.L.U :

• **En travée (sens x-x) :**

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{9370}{100 \cdot 19,8^2 \cdot 14,2} = 0,0168 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \rightarrow \text{pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0168}) = 0,021$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,021 = 0,991$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{cal}} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{9380}{0,991 \cdot 19,8 \cdot 348} = 1,39 \text{ cm}^2$$

Choix : **Ast = 6T12 = 6,79 cm²/ml**

Avec l'espacement : **e = 20cm.**

• **En travée (sens y-y) :**

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{18620}{100 \cdot 19,8^2 \cdot 14,2} = 0,0334 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \rightarrow \text{pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0334}) = 0,0424$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,0424 = 0,983$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{cal} = \frac{M_{ty}}{\beta d \sigma_s} = \frac{18620}{0,983 \cdot 19,8 \cdot 348} = 2,75 \text{ cm}^2$$

Choix : **Ast = 6T12 = 6,79 cm²/ml**

Avec l'espacement : **e = 20cm.**

• **En appui (sens x-x) :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{3310}{100 \cdot 19,8^2 \cdot 14,2} = 0,006 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \rightarrow \text{pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,006}) = 0,007$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,007 = 0,996$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{cal} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{3310}{0,996 \cdot 19,8 \cdot 348} = 0,48 \text{ cm}^2$$

Choix : **Ast = 6T12 = 6,79 cm²/ml**

Avec l'espacement : **e = 20cm.**

• **En appui (sens y-y) :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{6570}{100 \cdot 19,8^2 \cdot 14,2} = 0,012 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \rightarrow \text{pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,009}) = 0,0148$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,0148 = 0,994$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{cal} = \frac{M_{ta}}{\beta d \sigma_s} = \frac{6570}{0,994 \cdot 19,8 \cdot 348} = 0,96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : **Ast = 6T12 = 6,79 cm²/ml**

Avec l'espacement : **e = 20cm.**

Sens		M (kN.m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adopté} (cm ² /ml)
Travée	x-x	9,537	1,39	2,39	6T12 = 6,79
	y-y	14,892	2,75	2,39	6T12 = 6,79
Appuis	x-x	3,366	0,48	2,39	6T12 = 6,79
	y-y	5,256	0,96	2,39	6T12 = 6,79

Tableau III.10 : Récapitulation des résultats de ferrailage de la dalle.

III.4.8.b. E.L.S :

D'après (C.B.A.93) : Les dalles pleines sont soumises à des fissurations peu nuisibles et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

On doit vérifier :

$$\sigma_s \leq \sigma_{s \text{ adm}}$$

$$\sigma_b \leq \sigma_{b \text{ adm}}$$

$$\sigma_b = 0,6 \times F_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right)$$

$$\sigma_s = \min \left(\frac{2 \cdot 400}{3} ; 110 \cdot \sqrt{1,6 \cdot 2,1} \right) = \min(266,67; 201,63)$$

$$\sigma_s = 201,63 \text{ Mpa}$$

Avec: (b = 1 m) ; (h = 0,22 m) ; (d = 0,198 m) ; (d' = 0,02 m) ; (Fe=400MPa) ; (n = 15)

• En travée (sens x-x) :

$$\text{Calcul de la position de l'axe neutre : } S = \frac{b}{2} y^2 + 15A's (y-c') - 15As (d-y) = 0$$

$$(A_{sc} = 0) ; A_{st} = 6T12/ml = 6,79 \text{ cm}^2/ml$$

$$\rightarrow \frac{100}{2} y^2 - 15 \cdot 6,79 (y-2) = 0$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 5.41 \text{ cm}$$

$$D = \frac{15 \cdot 6.79}{100} = 1.0185$$

$$E = 2 \cdot d \cdot D = 40.33$$

Avec :

A : section d'armatures tendue

A'_s : section d'armatures comprimées

n : 15 coefficients d'équivalence

Calcul du moment d'inertie : $I = \frac{b}{3} y^3 + n A'_s (y-c')^2 + n A_s (d-y)^2$

$$\rightarrow I = \frac{100}{3} \cdot 5,41^3 + 15 \cdot 11,31 \cdot (19,8 - 5,41)^2 \rightarrow I = 26515,124 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{9537}{26515,124} \cdot 5,41 = 1,94 \text{ MPa}$$

• **En travée (sens y-y) :**

Calcul de la position de l'axe neutre : $S = \frac{b}{2} y^2 + 15 A'_s (y-c') - 15 A_s (d-y) = 0$

($A_{sc} = 0$) ; $A_{st} = 6T12/ml = 6,79 \text{ cm}^2/ml$

$$\rightarrow \frac{100}{2} y^2 - 15 \cdot 6,79 (y-2) = 0$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 5,41 \text{ cm}$$

$$D = \frac{15 \cdot 6,79}{100} = 1,0185$$

$$E = 2 \cdot d \cdot D = 40,33$$

Calcul du moment d'inertie : $I = \frac{b}{3} y^3 + n A'_s (y-c')^2 + n A_s (d-y)^2$

$$\rightarrow I = \frac{100}{3} \cdot 5,41^3 + 15 \cdot 11,31 \cdot (19,8 - 5,41)^2 \rightarrow I = 26515,124 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{14892}{26515,124} \cdot 5,41 = 3,03 \text{ MPa}$$

• **En appui (sens x-x) :**

Calcul de la position de l'axe neutre : $S = \frac{b}{2} y^2 + 15 A'_s (y-c') - 15 A_s (d-y) = 0$

($A_{sc} = 0$) ; $A_{st} = 6T12/ml = 6,79 \text{ cm}^2/ml$

$$\rightarrow \frac{100}{2} y^2 - 15 \cdot 6,79 (y-2) = 0$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 5,41 \text{ cm}$$

$$D = \frac{15 \cdot 6,79}{100} = 1,0185$$

$$E = 2 \cdot d \cdot D = 40,33$$

Calcul du moment d'inertie : $I = \frac{b}{3} y^3 + n A'_s (y-c')^2 + n A_s (d-y)^2$

$$\rightarrow I = \frac{100}{3} \cdot 5,41^3 + 15 \cdot 11,31 \cdot (19,8 - 5,41)^2 \rightarrow I = 26515,124 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{3366}{26515,124} \cdot 5,41 = 0,69 \text{ MPa}$$

• **En appui (sens y-y) :**

Calcul de la position de l'axe neutre : $S = \frac{b}{2} y^2 + 15A's (y-c') - 15As (d-y) = 0$

($A_{sc} = 0$) ; $A_{st} = 6T12/ml = 6,79 \text{ cm}^2/ml$

$$\rightarrow \frac{100}{2} y^2 - 15 \cdot 6,79 (y-2) = 0$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 5,41 \text{ cm}$$

$$D = \frac{15 \cdot 6,79}{100} = 1,0185$$

$$E = 2 \cdot d \cdot D = 40,33$$

Calcul du moment d'inertie : $I = \frac{b}{3} y^3 + n A's (y-c')^2 + n As (d-y)^2$

$$\rightarrow I = \frac{100}{3} \cdot 5,41^3 + 15 \cdot 11,31 \cdot (19,8 - 5,41)^2 \rightarrow I = 26515,124 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{5226}{26515,124} \cdot 5,41 = 1,07 \text{ MPa}$$

		Travée	Appui		
	Sens	σ_b (MPa)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_b < \sigma_s$
E.L. S	x-x	1,94	0,69	15	C.V
	y-y	3,03	1,07	15	C.V

Tableau III.11 : Les contraintes dans le béton.

III.4.8.c. Vérification de l'effort tranchant :

$$T = \frac{P \cdot L_x \cdot L_y}{2 \cdot L_y + L_x} = \frac{11,14 \cdot 1,90 \cdot 2,40}{2 \cdot 2,40 + 1,90} = 7,581 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{7581}{1000 \cdot 19,8} = 0,382 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{y_b} = 1,16 \text{ MPa}$$

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

- La dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur.....**C.V.**

- La contrainte tangente vérifiée : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$C.V.

III.4.8.b. Condition de non poinçonnement :(B.A.E. L 91/Art : A.5.2.42) :

La dalle de l'ascenseur risque le poinçonnement sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur.

La charge totale ultime de la machine est de (48,22 KN).

La charge appliquée sur chaque appui est : $Q_u = \frac{48,22}{4} = 12,05$ KN

D'après le CBA93, les armatures transversales ne seront pas nécessaires si la condition suivante est vérifiée :

$$Q_u \leq 0,045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Q_u : La charge de calcul à l'état ultime

H : hauteur de la dalle

μ_c : Périmètre du rectangle d'impact.

$$\mu_c = 2 \times (U+V) = 448 \text{ cm}$$

$$\rightarrow 12,05 < 0,045 \times 4,48 \times 0,22 \times \frac{25000}{1,5} \rightarrow 12,05 < 739 \dots\dots\dots C.V$$

Chapitre IV :

Etude sismique

Chapitre IV : Etude sismique

IV.1. Introduction :

Un séisme ou un tremblement de terre se traduit en surface par des vibrations du sol. Il provient de la fracturation des roches en profondeur. Cette fracturation est due à une grande accumulation d'énergie qui se libère, en créant ou en faisant rejouer des failles, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint.

La croûte terrestre est constituée de plusieurs grandes plaques qui évoluent les unes par rapport aux autres : certaines s'écartent, d'autres convergent, et d'autres coulissent. Environ 90% des séismes sont localisés au voisinage des limites de ces plaques.

Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Ce qui implique de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

IV.2. Méthodes de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques qui peuvent être déterminées par trois méthodes suivantes :

La méthode statique équivalente ;

La méthode d'analyse modale spectrale ;

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV2.1. Méthode statique équivalente :

Cette méthode consiste à remplacer l'ensemble des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant la stabilité de la structure, telles que : une ductilité suffisante et une capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

- Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation (chapitre III, paragraphe 3.5 du RPA99/v2003) avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et IIa et à 30m en zones IIb et III.
- b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en **a)**, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : • Tout groupes.

Zone IIa : ● Groupe d'usage 3 ;

- Groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

Zone IIb et III :

- Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08 m.

IV.2.2. Les méthodes dynamiques :

- La méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

IV.3. Classification de l'ouvrage selon les rpa99 /v2003 :

-Notre ouvrage est implanté dans la wilaya d'Oran donc en **zone IIa** ;

-Notre bâtiment est à usage d'habitation collective donc classé dans le **Groupe 2** ;

-Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol ferme de catégorie **S₂**.

IV.4. Choix de la méthode :

Dans le cas de notre structure, nous allons utiliser la méthode modale spectrale pour calculer les différents paramètres de la réponse, vue la précision de cette méthode par rapport à la méthode statique équivalente qui est une méthode approchée. Toutefois cette dernière sera utilisée pour vérification.

La méthode dynamique modale spectrale consiste à déterminer les modes propres de vibration de la structure ainsi que leurs natures (modes de torsion ou de translation) ; les caractéristiques dynamiques de la structure sont déterminées par le logiciel de calcul **Autodesk Robot Structural Analysis Professional** et ceci en adoptant une modélisation par un modèle tridimensionnel encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers.

IV.5. Calcul de la force sismique V_{statique} :

La force sismique totale V_{statique} appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V_{\text{statique}} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

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.

IV.5.1. Classification du site :

Selon le tableau (2.3) du RPA99/version 2003, les sites sont classés en 4 quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

IV.5.2. Coefficient d'accélération de zone (A) :

Il est donné par le tableau (4.1) du RPA99/version2003, en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Zone	Groupe d'usage	A
IIa	02	0,15

Tableau IV.1 : Coefficient d'accélération de zone (A).

IV.5.4 Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :

Il est en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période (T). (Article 4.2 du RPA99/v2003).

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0 \\ 2,5\eta(T_2/3)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3,0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

IV.5.4. Facteur de correction d'amortissement (η) :

Il est donné par le tableau (4.2) du RPA99/v2003 :

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	En béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6%	4%	10%
Dense	7%	5%	

Tableau IV.2 : pourcentage d'amortissement critique $\xi(\%)$.

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$$

D'où : ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de construction et de l'importance des remplissages.

Sans voiles : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0,88 > 0,7$

Avec voiles : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0,76 > 0,7$

On prendra : $\xi = 10\% \Rightarrow \eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$

Donc : $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} = \eta = \sqrt{7/(2 + 10)} = 0,76 \rightarrow CV$. (formule 4.3 RPA99/v2003)

Périodes caractéristiques (T1, T2) :

Les périodes caractéristiques associées à la catégorie du site sont déterminées dans le tableau (4.7) du RPA 99/v2003.

Site	T ₁ (s)	T ₂ (s)
Catégorie	0,15	0,50

Tableau IV.3 : Périodes caractéristiques (T₁ et T₂).

IV.5.6. Estimation de la période fondamentale (T) :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques. La formule empirique est donnée par le RPA 99/V2003 :

$$T = C_T \times h_N^{(3/4)}$$

Avec :

h_N = 34.68 m, hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

C_T: Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage, il est donné par le tableau (4.6) du RPA 99/V2003.

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050
---	-------

$$T = 0,05 \times 37,74^{(3/4)} = 0,71 \text{ s}$$

On peut également utiliser la formule :

$$T = 0,09h_N/\sqrt{d}=0,61$$

Où **d** est la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$\begin{cases} d_x = 25,95 \text{ m} \\ \rightarrow \\ d_y = 11,85 \text{ m} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} T_x = 0,61 \text{ s} \\ T_y = 0,71 \text{ s} \end{cases}$$

IV.5.7.Coefficient de comportement global de la structure (R) :

La valeur est donnée par le tableau (4.3) du RPA99/v2003, en fonction du système de contreventement.

Système de contreventement	Coefficient (R)
Voiles/Murs	3,5

Tableau IV.4 : Coefficient de comportement.

IV.5.8.Facteur de qualité (Q) :

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

P_q : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Critère " Q "	P_q		données
	Observé	N/observé	
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05	0,00
2. Redondance en plan	0	0,05	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05	0,00
4. Régularité en élévation	0	0,05	0,00
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10	0,10
$\sum Q =$	1,20		

Tableau IV.5 : Facteur de qualité (Q).

IV.5.9.Le poids de la structure :

Combinaison de calcul du poids total :

$$W_T = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau (4.5) du RPA 99/v2003. On a un bâtiment à usage d'habitation donc

$$\beta = 0,20.$$

Le poids total de la structure est donné par le logiciel de calcul « ROBOT » que nous avons utilisé pour notre modélisation :

$$W_T = 4635,33871 \text{ kN}$$

IV .6. Étapes à suivre pour la modélisation de la structure :

- Entrer les distances entre axes du modèle étudié ;
- Spécifier les propriétés des matériaux utilisées ;
- Définir les sections des éléments structuraux de l'ouvrage ;
- Définir les cas de charges (statiques, dynamiques) ;
- Définir les combinaisons d'action (sismique, ultime et service) ;
- Spécifier le nombre de mode à considérer ;
- Démarrer le calcul du problème, analyser les résultats obtenus selon les recommandations du RPA, apporter les corrections au modèle s'il y a lieu.

IV.7. Caractéristiques géométriques des voiles :

- **Dalles :** Nous avons que de dalles pleines de 22 cm d'épaisseur.
- **Voile :** $e = 30$ cm
- **Poutres :** Poutres = (60×30) cm²

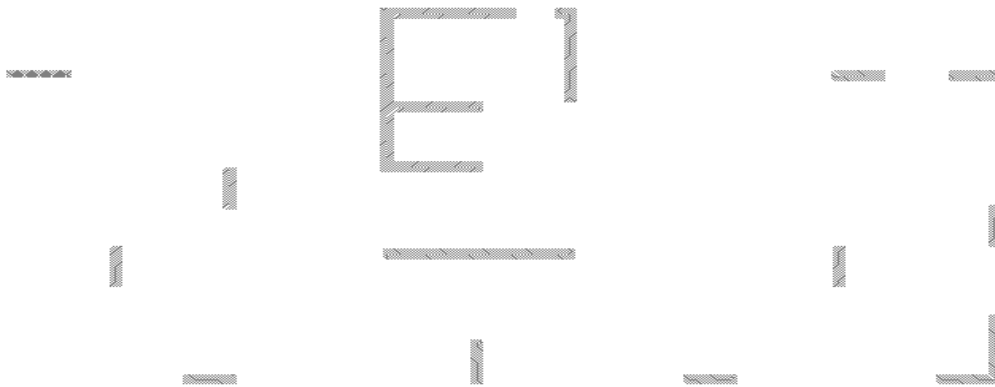


Figure IV.1 : 1^{er} Disposition de voiles.

1^{er} Mode : T=1,25s

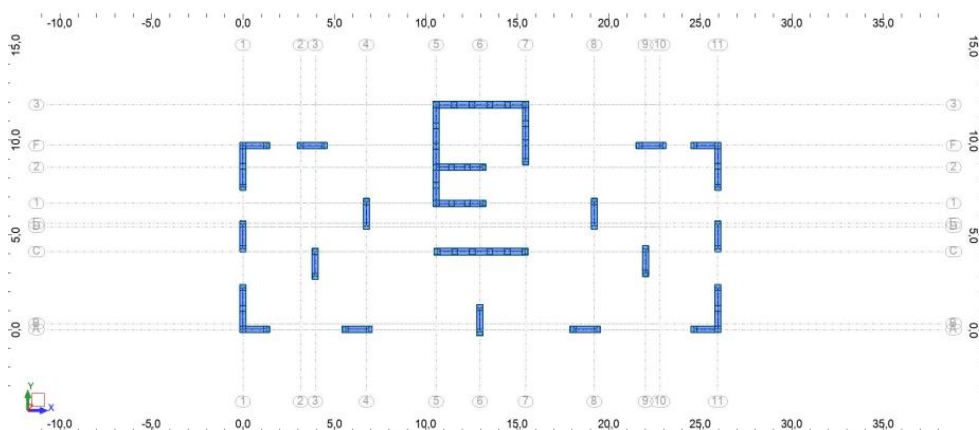


Figure IV.2 : 2^{ème} disposition des voiles choisie.

1^{er} Mode : T= 0,94s

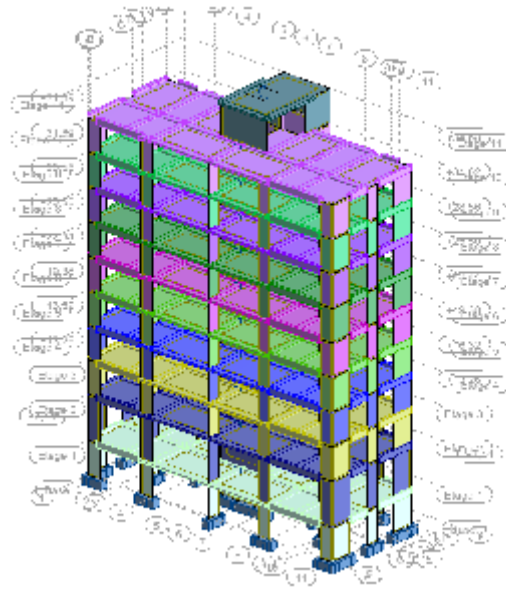


Figure IV.3 : vue la structure modélisée.

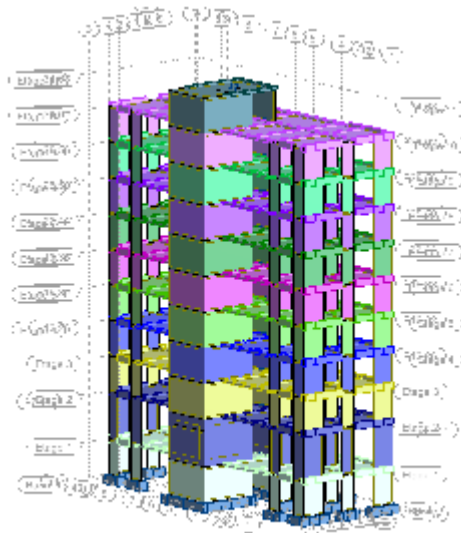


Figure IV.4 : vue la structure modélisée

IV.8. Résultats obtenus après les calculs :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.[kg]
1	1,06	0,94	57,05	0,44	57,05	1,393	4635338,71
2	1,24	0,81	59,37	61,93	2,32	68,835	4635338,71
3	1,90	0,53	67,85	68,35	8,48	0,194	4635338,71
4	4,29	0,23	81,02	69,50	13,17	0,549	4635338,71
5	5,45	0,18	83,66	84,11	2,64	14,568	4635338,71
6	6,74	0,15	85,45	86,03	1,79	0,008	4635338,71
7	9,63	0,10	89,97	86,38	4,52	0,187	4635338,71
8	11,72	0,09	89,97	86,38	0	0,034	4635338,71
9	11,74	0,09	89,97	86,38	0	0,034	4635338,71
10	12,22	0,08	89,97	86,38	0	0,003	4635338,71
11	12,33	0,08	90,54	90,35	0,57	0,007	4635338,71

Tableau IV.6 : Modes propres, périodes propres et masse effectives.

Remarque :

Si :	La période choisie pour le calcul du facteur D est :
$T_{analytique} \leq T_{empirique}$	$T = T_{analytique}$
$T_{empirique} < T_{analytique} < 1,3 \cdot T_{empirique}$	$T = T_{empirique}$
$T_{analytique} \geq 1,3 \cdot T_{empirique}$	$T = 1,3 \cdot T_{empirique}$

Avec : $T_{analytique} = 0,94$ s

• $T_y (analytique) = 0,94$ s $\geq 1,3 T_y (empirique) = 0,71$ s $\Rightarrow T_y (y \text{ majoré}) = 1,3 \times 0,71 = 0,93$

$\Rightarrow T = 1,3 \cdot T_{empirique}$

on a :
$$\begin{cases} T_2 \leq T_x \leq 3,0s \\ T_2 \leq T_y \leq 3,0s \end{cases} \Rightarrow D = 2,5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 1,667 \\ D_y = 1,505 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} V_{X_{statique}} = \frac{0,15 \cdot 1,66 \cdot 1,2}{3,5} \cdot 4635,33871 = 397,49 \text{ KN} \\ V_{Y_{statique}} = \frac{0,15 \cdot 1,505 \cdot 1,2}{3,5} \cdot 4635,33871 = 358,77 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 80\% V_{X_{statique}} = 317,992 \text{ KN} \\ 80\% V_{Y_{statique}} = 287,016 \text{ KN} \end{cases}$$

• **Interprétation des résultats :**

La période propre numérique (analytique) : $T_{(analytique)} = 0,94 \text{ s}$

La valeur de T calculée ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$T_{analytique} = 0,94 < 1,30 T_{emp} = 0.93 \text{ s}$condition vérifiée.

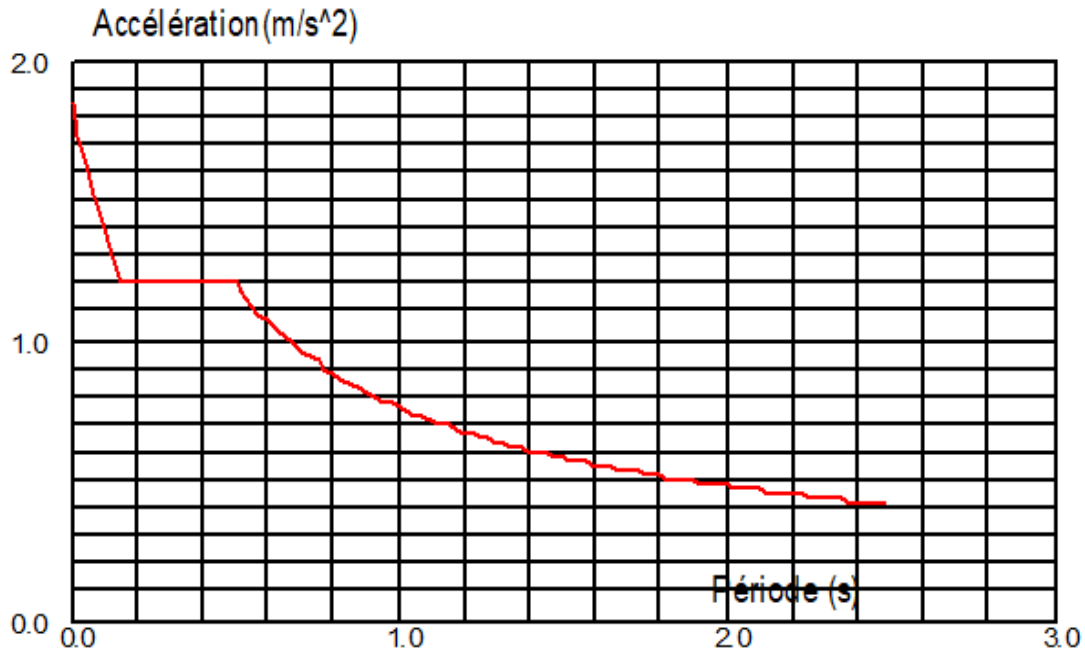


Figure1 IV.5: la courbe de spectre de réponse.

Sens	V_{st} (kN)	$0,8V_{st}$ (kN)	V_{dyn} (kN)	$V_{dyn} \geq 0,8V_{st}$
X	397,49	317,99	1086,91	CV
Y	358.77	287,01	884,01	CV

Tableau IV.7 : les forces sismiques des deux directions.

IV.8.1 Vérification des déplacements inter étage :

Sous l'action des forces sismiques horizontales, la structure subira des déformations dans le plan (o, x, y), les résultats des déplacements sont présentés dans le tableau.

L'article 4.43 du RPA99/2003 préconise que les déplacements relatifs aux étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur libre de l'étage considéré. Les déplacements sont calculés par la formule définie par le RPA99/2003 comme suit : $\delta_K = R \times \delta_{eK}$ Où :

δ_K -est le déplacement horizontal au niveau (k) de la structure ;

δ_{eK} -est le déplacement élastique dû aux forces sismiques V ;

R -est le coefficient de comportement ($R = 3,5$) ;

Le déplacement au niveau (k) par rapport au niveau (k-1) est défini par : $\Delta_K = (\delta_K - \delta_{K-1})$.

Après analyse des résultats, on obtient le tableau ci-dessus :

Étage	$\Delta_K dr UX [cm]$	$\Delta_K dr UY[cm]$
Sous-sol	0,187	0,173
RDC	0,679	0,562
Etage 1	0,700	0,588
Etage 2	0,809	0,682
Etage 3	0,877	0,746
Etage 4	0,912	0,782
Etage 5	0,920	0,795
Etage 6	0,909	0,791
Etage 7	0,886	0,779
Etage 8	0,850	0,753
Terrasse	0,368	0,578

Tableau IV.8 : Vérification du déplacement sinter étage selon X et Y.

D’après l’article 5.10 du RPA99/2003, Les déplacements relatifs latéraux d’un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l’étage.

$$\Delta_K \leq 1\%he$$

$$\Rightarrow 1\%he = 4,08 \text{ cm , donc la condition est vérifiée}$$

IV.8.2 Evaluation des excentricités :

- **Centre de masse :**

C’est le point de passage de la force d’inertie engendrée par le tremblement de terre a niveau d’étage (*i*). Chaque étage possède un centre de gravité $R_{(x,y)}$ à priori différent de celui des autres étages. Pour déterminer les sollicitations d’un niveau (*i*) d’un bâtiment de (*n*) étages soumis à une action sismique, il faut connaître la position de la force horizontale résultante (*Vi*) appliquée au même étage. (*Vi*) étant la somme des forces d’étage au-dessus du niveau (*i*). Elle passe par le centre de gravité $R_{(x,y)}$ de l’ensemble des étages situés au-dessus de l’étage (*i*). Le centre de gravité des masses $R_{(x,y)}$ est exprimé par les coordonnées Rx et Ry suivants :

$$R_X = \frac{\sum_{i=i+1}^n m_i \cdot x_i}{\sum m_i} \quad \text{et} \quad R_Y = \frac{\sum_{i=i+1}^n m_i \cdot y_i}{\sum m_i}$$

- **Centre de rigidité :**

C’est le point passage de la ligne d’application (*Vi*), telle que la rotation relative de deux planchers successifs (*i* et *i+1*), sera nulle. Cette ligne définit la position du "centre de rigidité $G_{(x,y)}$ des éléments structuraux verticaux du niveau (*i*). Le centre de rigidité $G_{(x,y)}$ est exprimé par les coordonnées Gx et Gy suivants :

$$G_X = \frac{\sum_{i=i+1}^n I_{xi} \cdot x_i}{\sum I_i} \quad \text{et} \quad G_Y = \frac{\sum_{i=i+1}^n I_{yi} \cdot y_i}{\sum I_i}$$

- **L’excentricité théorique :**

$$\begin{cases} ex0 = Rx - Gx \\ ey0 = Ry - Gy \end{cases}$$

- L'excentricité accidentelle :

$$\begin{cases} ex1 = \max(5\%Lx; ex0) \\ ey1 = \max(5\%Ly; ey0) \end{cases}$$

Avec :

Rx, Ry : Les coordonnées du centre de masse ;

Gx, Gy : Les coordonnées du centre de torsion ;

Ixi : Moment d'inertie par rapport à l'axe (OX) ;

Iyi : Moment d'inertie par rapport à l'axe (OY) ;

xi : L'abscisse du centre de gravité de l'élément ;

yi : L'ordonnée du centre de gravité de l'élément ;

Lx : dimension totale du bâtiment dans la direction X ;

Ly : dimension totale du bâtiment dans la direction Y ;

ex0 : L'excentricité théorique dans la direction X ;

ey0 : L'excentricité théorique dans la direction Y ;

ex1 : L'excentricité accidentel dans la direction X ;

ey1 : L'excentricité accidentel dans la direction Y ;

Étages	Masse [kg]	G (x, y) [m]	R (x, y) [m]	Lx [m]	Ly [m]	ex0 [m]	ey0 [m]	ex1 [m]	ey1 [m]
Sous-sol	463579,50	12,88 5,10	0,0 0,0	25,95	12,00	1,10	2,71	0,05	0,05
RDC	482234,25	12,87 5,21	16,00 6,66	25,95	12,00	1,09	2,60	0,05	0,05
Etage 1	448469,54	12,84 5,12	16,00 6,66	25,95	12,00	1,07	2,69	0,05	0,05
Etage 2	447345,16	12,90 5,13	16,00 6,66	25,95	12,00	1,13	2,68	0,05	0,05
Etage 3	446352,82	12,87 5,12	16,01 6,64	25,95	12,00	1,10	2,69	0,05	0,05
Etage 4	446352,82	12,87 5,12	16,01 6,64	25,95	12,00	1,10	2,69	0,05	0,05
Etage 5	446352,82	12,87 5,12	16,01 6,64	25,95	12,00	1,10	2,69	0,05	0,05
Etage 6	446352,82	12,87 5,12	16,01 6,64	25,95	12,00	1,10	2,69	0,05	0,05
Etage 7	426723,69	12,88 5,06	16,03 6,65	25,95	12,00	1,11	2,75	0,05	0,05
Etage 8	479880,33	12,89 5,02	16,03 6,65	25,95	12,00	1,12	2,79	0,05	0,05
Terrasse	482234,25	12,87 5,21	16,35 2,21	25,95	12,00	1,09	2,60	0,05	0,05

Tableau IV.9 : Récapitulatif des excentricités, masses, centre de masse et torsion selon X et Y de chaque étage.

IV.8.3. Justifications vis-à-vis de l'effet P- Δ :

Appelés aussi effet de second ordre (L'effet P- Δ), se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « *delta* » (Δ).

- La valeur de l'effet P- Δ dépend de :
- La valeur de la force axiale ;
- La rigidité ou la souplesse de la structure ;
- La rigidité des éléments de la structure.

Les règlements RPA99/V2003 (article 5.9), préconise que les effets P- Δ peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaisante à tous les niveaux de la structure :

$$\theta_K = P_k \cdot \Delta_k / V_k \cdot h_k \leq 0.1$$

Tel que :

- Si $\theta_K < 0.1$: les effets de seconds ordres sont négligés ;
- Si $0.1 < \theta_K < 0.20$: les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse du 1^{er} ordre par le facteur $1 / (1 - \theta_K)$
- Si $\theta_K > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.
- Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k".

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δ_k : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1"

h_k : hauteur de l'étage "k"

Étages	h_k (cm)	P_k [kN]	$V_{k(x)}$ [kN]	$\Delta k(x)$ [cm]	$V_{k(y)}$ [kN]	$\Delta k(x)$ [cm]	θ_{Kx}	θ_{Ky}
Sous-sol	306	295746,17	2439,09	0,187	2785,42	0,173	0,00074099	0,00060
RDC	408	334736,53	2408,43	0,678	2749,22	0,562	0,00230961	0,00167
Etage 1	306	295746,17	2299,09	0,7	2631,35	0,588	0,00294266	0,00215
Etage 2	306	295746,17	2157,49	0,809	2480,51	0,683	0,00362408	0,0026612
Etage 3	306	295746,17	1994,93	0,807	2302,61	0,746	0,0039097	0,00313124
Etage 4	306	295746,17	1808,35	0,912	2091,03	0,782	0,00487428	0,00361447
Etage 5	306	295746,17	1589,62	0,9	1837,63	0,795	0,00547201	0,00418126
Etage 6	306	295746,17	1336,74	0,909	1542,96	0,791	0,00657226	0,00495472
Etage 7	306	276117,04	1040,15	0,886	1199,17	0,779	0,00768616	0,00586177
Etage 8	306	276117,04	672,46	0,85	778,14	0,753	0,01140576	0,00873191
Etage 9	306	69717,24	124,70	0,368	157,08	0,578	0,00672357	0,00838351
Etage 10	306	295746,17	2439,09	0,187	2785,42	0,173	0,00074099	0,00060028
Terrasse	306	334736,53	2408,43	0,678	2749,22	0,562	0,00307948	0,00223619

Tableau IV.10 : Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ.

⇒ $\theta_{Kx, y} < 0.1$ ⇒ pour chaque niveau "k" et dans les deux directions, l'effet P-Δ peut être négligé dans le calcul des éléments structuraux.

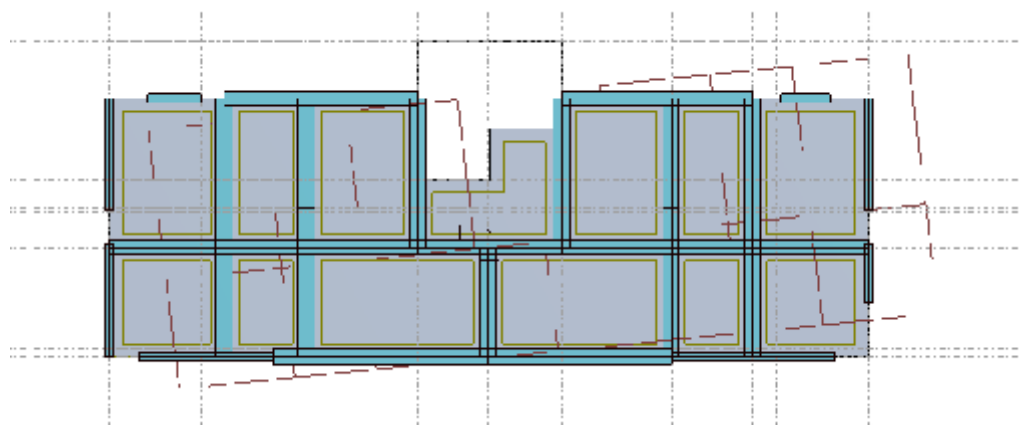


Figure IV.6 : Mode 1.

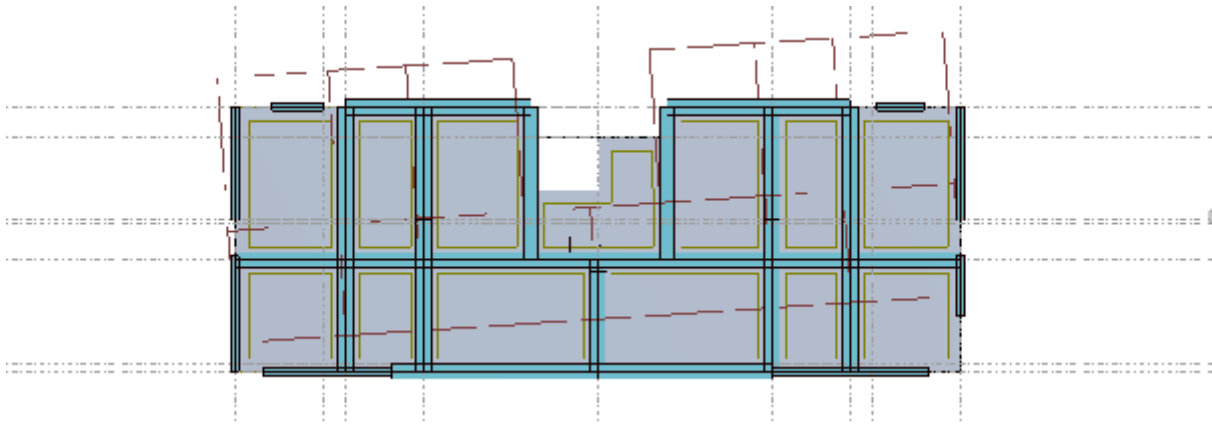


Figure IV.7 : Mode 2.

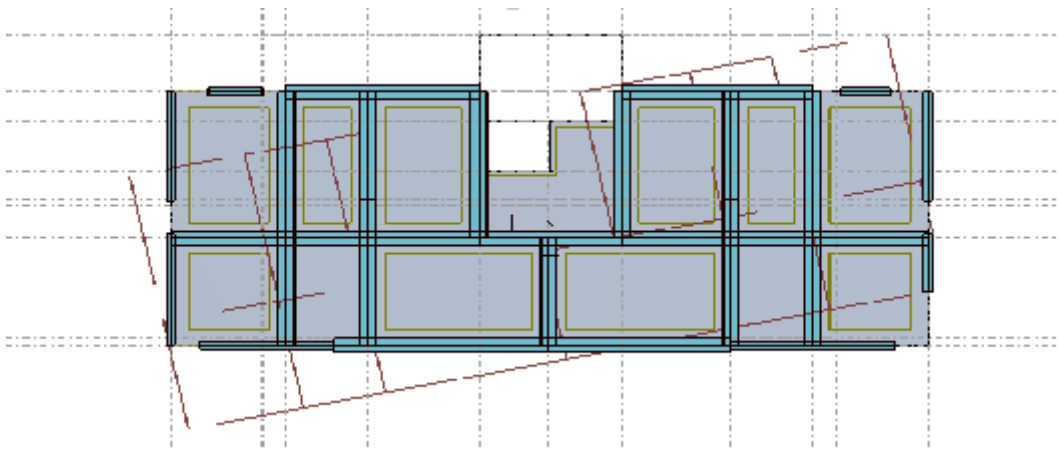


Figure IV.8 : Mode 3.

IV.9. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons effectué l'étude sismique, pour l'efficacité et rapidité des calculs nous avons eu recours au logiciel "ROBOT".

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- La période est vérifiée ;
- Le pourcentage de participation massique est vérifiées ;
- L'excentricité est vérifiée ;
- L'effort tranchant à la base de la structure est vérifié ;
- Les déplacements relatifs et maximales sont vérifiées ;
- La justification vis-à-vis à l'effet P- Δ a était bien mené ainsi comme au renversement.

Le chapitre suivant fera objet l'étude des éléments structuraux (voiles et poutres noyées), nous espérant dans ce chapitre étudier tous les éléments porteurs avec les nouvelles modifications apportée après avoir simulée la structure sur le logiciel ROBOT.

Chapitre V :

Etude des éléments structuraux

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V.1. Étude des planchers :

V.1.1. Introduction :

Les planchers se sont des pièces minces et planes dont la largeur est nettement supérieure à l'épaisseur ; ils limitent les différents étages et ils ont deux fonctions principales

a. Fonction de résistance : Les planchers supportent les charges permanentes et les surcharges d'exploitation.

b. Fonction d'isolation Ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages. On peut distinguer deux grandes classes de planches : planches coulés sur place (Traditionnels) planches préfabriqués

- partiellement
- totalement

Les planchers peuvent être constitués d'un ou de plusieurs éléments suivants :

- Dalle,
- Nervures ou poutrelles,
- Poutres,
- Linteaux.

Il existe plusieurs types de planchers, les plus courants sont :

- Plancher à corps creux
- Plancher à dalle pleine

A noté que notre ouvrage comporte que des planchers à dalle pleine.

V.1.2. Principe de calcul :

Une dalle pleine est une plaque horizontale porteuse en béton armé, d'épaisseur 8 à 16 cm. Elle est appuyée par 2,3 ou 4 appuis constitués par des poutres, des murs ou des voiles.

Pour le calcul, on utilisera la méthode BAEL, cette méthode s'applique aux dalles rectangulaires en continuité, totalement ou partiellement encastrées, soumises à un chargement quelconque, en respectant la règle de fermeture des moments à $1,25 M_0$ dans les deux directions

$$M_t + (M_w + M_e)/2 \geq 1,25 M_0$$

M_t : Moment en travée.

M_w et M_e : valeurs absolues pour les moments d'appui de gauche et de droite.

M_0 : Moment pour une dalle simplement appuyée.

Cette règle permet de simplifier considérablement les calculs en évitant, pour les dalles appartenant à un maillage de rectangle, un calcul bidimensionnel fastidieux de rectangles chargés et déchargés.

En effet, la sécurité à la rupture de la dalle pourra être assurée par une redistribution des moments entre moments sur appuis et moments en travée. La marge de $0,25M_0$ permet de réduire la fissuration qui serait dû à une insuffisance d'acier sur appui ou en travée par rapport à la solution obtenue par un calcul exact (programme aux éléments finis par exemple).

V.1.2.1. Hypothèses de calcul :

Les dalles sont calculées panneau par panneau suivant le rapport :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$$

V.1.2.2. Dalle portante dans deux directions :

Dans notre cas on a des dalles portantes dans deux directions : Dite dalle sur quatre appuis, elle porte dans deux directions, lorsque les deux conditions sont vérifiées :

Le rapport :

$$0.4 < \alpha = L_x/L_y \leq 1$$

La charge est uniformément répartie.

Remarque :

D'après l'article (A.8.2, 32) du **BAEL 91modif99**, Les dalles rectangulaires encastées (totalement ou partiellement) peuvent être calculées à la flexion à partir des efforts qui s'y développeraient si elles étaient articulées sur leur contour. Les moments de flexion maximaux calculés dans l'hypothèse de l'articulation peuvent être réduits de **15%** et **25%** selon la condition d'encastrement ce qui conduit à un moment en travée M_t de, respectivement, **$0,85M_0x$** et **$0,75M_0x$** . Les moments d'encastrement seront dans ces conditions au moins de **40%** et **50%** des moments maximaux évalués dans l'hypothèse d'articulation.

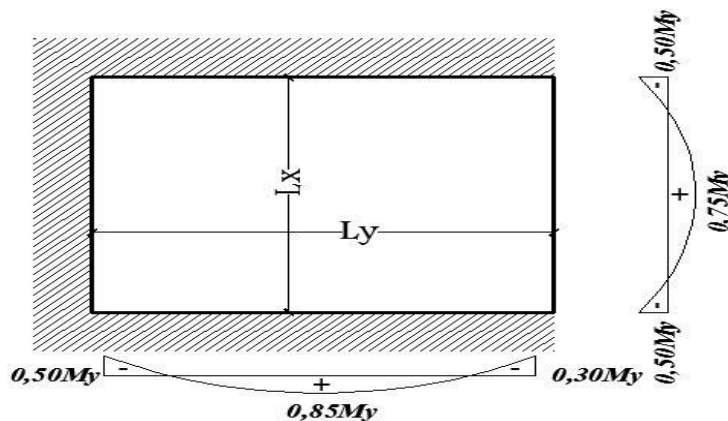


Figure V.1 : Moment d'encastrement des dalles rectangulaires.

Les conditions d'appuis

Si le panneau de dalle fait partie d'un hourdis continu ou s'il existe un semi-encastrement aux appuis, on calculera les moments M_x et M_y par les coefficients suivants :

- a) **Panneau considéré continu au-delà de ses appuis**

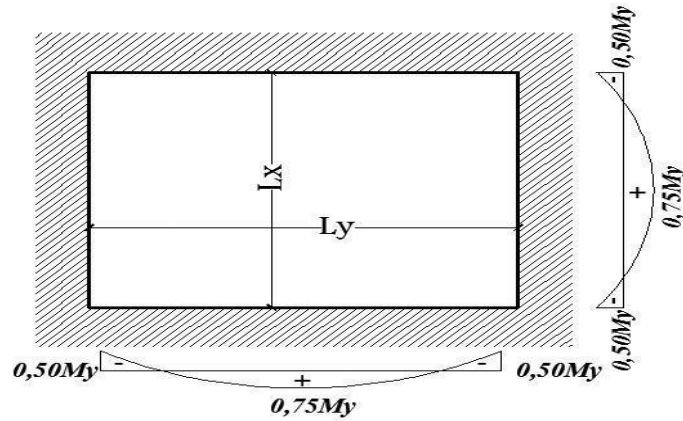


Figure V.2 : Schéma d'un panneau continu au-delà de ses appuis.

Suivant le sens (x) :

$M_{tx} = 0,75M_x$ (en travée)

$M_{ax} = 0,50M_x$ (en appuis)

Suivant le sens (y) :

$M_{ty} = 0,75M_y$ (en travée)

$M_{ay} = 0,50M_y$ (en appuis)

b) Panneau de rive dont au moins un appui peut assurer un encastrement partiel :

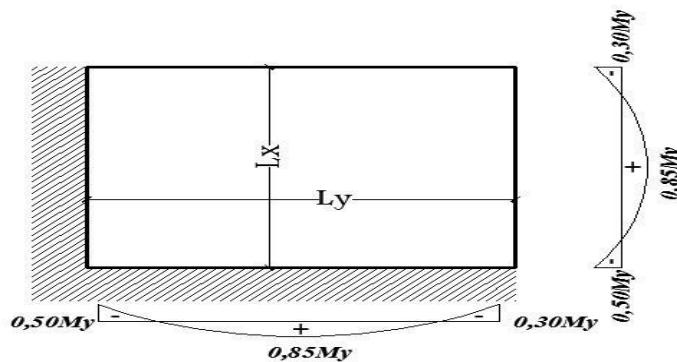


Figure V.3 : Schéma des panneaux de rive.

Suivant le sens (x) :

$M_{tx} = 0,85M_x$ (en travée)

$M_{ax} = -0,30M_x$ (en appuis de rive)

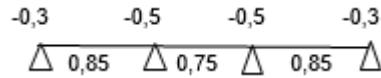
$M_{ax} = -0,50M_x$ (en appuis intermédiaire)

Suivant le sens (y) :

$M_{ty} = 0,85M_y$ (en travée)

$M_{ay} = -0,30M_y$ (en appuis)

$M_{ay} = -0,50M_y$ (en appuis intermédiaire)



V.1.2.3.Étapes de calcul :

a. Calcul de l'enrobage :

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle (B.A.E.L 91).

$$\varnothing = \frac{hd}{10} \text{ avec } hd=22\text{cm}$$

$$\varnothing = 2.2\text{cm} = 22\text{mm}$$

On prendra $\varnothing=12\text{mm}$

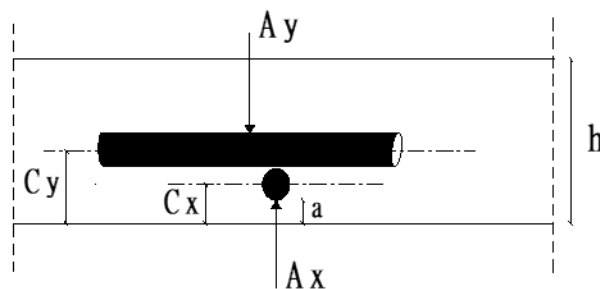


Figure V.4 : Enrobage.

$$\begin{cases} Cx = a + \frac{\varnothing}{2} \\ Cy = a + \frac{\varnothing}{2} + \varnothing \end{cases} \rightarrow \begin{cases} Cx = 2 + 6 \\ Cy = 2 + 6 + 12 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} Cx = 8\text{mm} \\ Cy = 20\text{mm} \end{cases}$$

Les hauteurs utiles :

$$\begin{cases} dx = hd - Cx \\ dy = hd - Cy \end{cases} \rightarrow \begin{cases} dx = 22 - 0,8 \\ dy = 22 - 20 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} dx = 21.2\text{cm} \\ dy = 20\text{cm} \end{cases}$$

b. Calcul des sollicitations :

Le calcul est mené sur une bande de 1m perpendiculairement aux lignes d'appuis à l'ELU et à l'ELS à la manière d'une poutre sous l'effet de la charge, chaque bande se déforme et chaque bande est soulagée par une série de bande de l'autre direction.

Les armatures seront calculées suivant les deux sens X et Y, en fonction des moments isostatiques M0x et M0y.

V.1.3. Calcul des moments fléchissant :

V.1.3.1.Panneau dalle portant sur deux directions (les panneaux 1, 2, 3, 4, 5, ..., 9) :

Nous prendrons comme exemple de calcul, le panneau de dalle (1)

$$\alpha \leq 0,4 \rightarrow \text{la dalle travaille suivant un seul sens .}$$

$$\alpha > 0,4 \rightarrow \text{la dalle travaille suivant les deux sens}$$

$$Lx=5.40\text{m} ; Ly=6,75\text{m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.8 > 0.4 \quad \text{Donc panneau 1 porte dans deux directions}$$

Charge uniformément répartie.

V.1.3.2. Pour le plancher RDC :

$$G = 5.82 \text{ KN/m}^2$$

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

D'après le tableau :

ELU :

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0561 \\ \mu_y = 0.5959 \end{cases}$$

ELS :

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0628 \\ \mu_y = 0.7111 \end{cases}$$

a) ELU

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$Q_u = 15.357 \text{ KN/m}^2$$

$$M_x = \mu_x * q_u * l_x^2$$

$$M_x = 25.12 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

$$M_y = 14.97 \text{ KN.m}$$

La réduction des moments :

$$\text{ELU : } M_t = 0.85 M_x = \mathbf{21,352 \text{ KN.m}} ; M_t = 0.85 M_y = \mathbf{12,7245 \text{ KN.m}}$$

$$M_a = 0.3 M_x = \mathbf{7,536 \text{ KN.m}} ; M_a = 0.3 M_y = \mathbf{4,49 \text{ KN.m}}$$

b) ELS

$$Q_s = 10.820 \text{ KN/m}^2$$

$$M_x = \mu_x * q_s * l_x^2$$

$$M_x = 19,814 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

$$M_y = 14,08 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } M_t = 0.85 M_x = \mathbf{16,841 \text{ KN.m}} ; M_t = 0.85 M_y = \mathbf{11,96 \text{ KN.m}}$$

$$M_a = 0.3 M_x = \mathbf{5,9442 \text{ KN.m}} ; M_a = 0.3 M_y = \mathbf{4,224 \text{ KN.m}}$$

- **Calcul des ferrailages : Sens xx :**
- **En travée :**

$$M_{tx} = 21,35 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_{bc}} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{21,35 \times 10^3}{100 \times 19,8^2 \times 14,2} = 0,038 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A'_u = 0$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,038}) = 0,048$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,048 = 0,98$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{21,35 \times 10^3}{0,98 \times 19,8 \times 348}$$

$$A_s = 3,161 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc ; on adopte : **Ast = 5,65 cm² = 5T12**

Espacement=20cm

On adopte : Ar=3.93cm²= 5T10

- **En appuis :**

$$A_s = \frac{M_{ax}}{b \times d \times \sigma_b} = \frac{7,536 \times 10^3}{100 \times 19,8 \times 14,2} = 0,25 < 0,259$$

Donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7,536 \times 10^3}{0,98 \times 19,8 \times 348}$$

$$A_s = 1,11$$

Donc on adopte : **Ast = 5,65 cm² = 5T12**

Espacement=20cm

- **Vérification à l'ELU:**

Condition de non fragilité :(Art A.4,2,1/BAEL99)

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

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 19,8 \times \frac{2,1}{400} = 2,39 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_y^t ; A_{\min}) = 2,39 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 2.39 \text{ cm}^2 < A_{st} = 5,65 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 2.39 \text{ cm}^2 < A_{ap} = \mathbf{5,65} \text{ cm}^2$$

Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

- **Armatures principales :**

$$St \leq \min \{2h; 25\text{cm}\} \text{ (charge répartie + charge concentrée)} \quad St \leq \min = \{44; 25 \text{ cm}\} = \mathbf{25 \text{ cm.}}$$

- **Armatures de répartition :**

$$St < \min \{3h ; 33\text{cm}\}$$

$$St \leq \min \{66; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm.}$$

$$\text{Appui : } St = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm.}$$

$$\text{Travée : } St = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm.} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification à l'ELS :**

Aux travées

Vérification des contraintes dans le béton : (Art A.4.5.2/BAEL 91) Position de l'axe neutre:

$$I = \frac{b \times y_1^2}{2} - 15A(d - y_1)$$

$$I = \frac{100 \times y_1^2}{2} - 15 \times 5,65(19,8 - y_1)$$

$$D = \frac{15 \cdot A_s}{b} = 0.282$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 14,261 \text{ cm}$$

$$E = 2 \cdot d \cdot D = 11,187$$

$$I = 9699.37$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = (100 \cdot 4.74^3)/3 + 15 \cdot 5.65 \cdot (18 - 4.74)^2 = 18451.27 \text{ cm}^4.$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 14,261^3}{3} + 15 \times 5,65(19,8 - 14,261)^2$$

$$\mathbf{I = 99278.40 \text{ cm}^4}$$

- **Contraintes dans le béton :**

$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$: Contrainte dans le béton comprimé.

σ_{bc} : Contrainte limite dans le béton comprimé $\sigma_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa}$.

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) * y_1 = (19924 / 99278,40) * 14,261 = 2,86 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,86 \text{ Mpa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée Contraintes dans les aciers

$$\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{f_{t28}} * 1,6\right)$$

$$\sigma_s = 201,63$$

$$\sigma_s = 15 * M_{ser} / I * (d - y_1) = (15 * 4089 / 99279,40) * (19,8 - 5,65) = 8,741 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 8,741 \text{ Mpa} \leq \sigma_{s\text{lim}} = 201,63 \text{ Mpa}$$

Sens yy :

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$$

$$\mu = \frac{12,724}{100 \times 19,8^2 \times 14,2} = 0,022 < 0,259$$

Donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{12,724 \times 10^3}{0,98 \times 19,8 \times 348}$$

$$A_s = 1,88$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,025$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \quad \beta = 0,99$$

Donc on adopte : **Ast = 5,65 cm² = 5T12**

Espacement = 20cm

- **En appuis :**

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$$

$$\mu = \frac{4,49}{100 \times 19,8^2 \times 14,2} = 0,00806 < 0,259$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,010$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \quad \beta = 0,996$$

$$A_s = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4,49 \times 10^3}{0,98 \times 19,8 \times 348}$$

$$A_s = 0,664$$

Donc on adopte : **Ast = 5,65 cm² = 5T12**

Espacement=20cm

- Les moments totaux appliqués sur les dalles des différents étages :

Les résultats des moments appliqués sur la dalle des différents niveaux sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	ELU			ELS		
	M _x	M _t	M _a	M _x	M _t	M _a
RDC	25,12	21,352	7,536	19,81	16,84	5,94
Etage courant (1, 2, 3, 4, 5, 6, 7,8)	19,776	16,809	9,888	16,603	13,263	7,802
Terrasse	24,278	20,636	12,139	19,355	16,452	9,677

Tableau V.1 : Les valeurs des moments de chaque niveau en sens x-x.

V.1.3.3. Calcul des ferrillages :

a Terrasse :

G (KN/m ²)	8,08
Q (KN/m ²)	1
q _u (KN/ml)	12,408
q _s (KN/ml)	9,080

Calcul des moments :

		ELUR (ν = 0)		ELS (ν = 0,2)	
		Sens		Sens	
		XX	YY	XX	YY
μ		0,0671	0,4471	0,0731	0,5940
M _{0x} = μ _x qL _x ²	M _{0y} = μ _y M _{0x}	24,278	10,855	19,355	11,497

Moment en travée :

		ELUR	ELS
Sens	Coefficient	M _t (KN.m)	M _t (KN.m)
XX	0,85	20,636	16,452
YY	0,85	9,226	9,772

Moments en appui :

	Coefficient en appui		ELUR		ELS	
Sens	Droit	Gauche	M _{ad} (KN.m)	M _{ag} (KN.m)	M _{ad} (KN.m)	M _{ag} (KN.m)
	-0,3	-0,5	-7,283	-12,139	-5,806	-9,677
	-0,3	-0,5	-3,256	-5,427	-3,449	-5,748

Tableau récapitulatif des moments :

	RLUR		ELS	
	XX	YY	XX	YY
M _t (KN.m)	20,636	9,226	16,452	9,772
M _a (KN.m)	-12,139	-5,427	-9,677	-5,748

Calcul des armatures :

Sens XX :

A _t (cm ² /ml)	f _{c28} (Mpa)	f _e (Mpa)	b (cm)	h (cm)	d (cm)	f _{t28} (Mpa)	σ _b (Mpa)	σ _s (Mpa)			
xx	25	400	100	18	15,4	2,1	14,2	348			
ELUR	M ^u (KN.m)	μ	α	B	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} =0,23bd(f _{t28} /f _e)	A _{min} (cm ² /ml) (CBA93) (Cond de non fragilité)			A _{adp} (cm ² /ml)	
	20,636	0,061	0,079	0,968	3,98	1,860	FeE215/235	A _{min} =0,0012 b h	/	3,98	
							FeE400	A _{min} =0,0008 b h	1,44		
							FeE500/TS(D>6mm)	A _{min} =0,0006 b h	/		

A _a xx (cm ² /ml)	M ^u (KN.m)	μ	α	β	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} =0,23bd(f _{t28} /f _e)	A _{min} (cm ² /ml) (CBA93)			A _{adp} (cm ² /ml)
ELUR	12,139	0,036	0,046	0,982	2,34	1,860	FeE215/235	A _{min} =0,0012 b h	/	2,34
							FeE400	A _{min} =0,0008 b h	1,44	
							FeE500/TS(D>6mm)	A _{min} =0,0006 b h	/	

Sens YY :

A _t yy (cm ² /ml)	f _{c28} (Mpa)	f _e (Mpa)	b (cm)	h (cm)	d (cm)	f _{t28} (Mpa)	σ _b (Mpa)	σ _s (Mpa)			
yy	25	400	100	18	14,2	2,1	14,2	348			
ELUR	M ^u (KN.m)	μ	α	B	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} =0,23bd(f _{t28} /f _e)	A _{min} (cm ² /ml) (CBA93)			A _{adp} (cm ² /ml)	
	9,226	0,032	0,041	0,984	1,90	1,715	FeE215/235	A _{min} =0,0012 b h	/	1,90	
							FeE400	A _{min} =0,0008 b h	1,44		
							FeE500/TS(D>6mm)	A _{min} =0,0006 b h	/		

A_{aYY} (cm²/ml) ELUR	M^u (KN.m)	μ	α	β	A_{cal} (cm²/ml)	A_{min}=0,23bd(f_{t28}/f_e)	A_{min} (cm²/ml) (CBA93)			A_{adp}(cm²/ml)
	5,427	0,019	0,024	0,990	1,12	1,715	FeE215/235	A_{min}=0,0012 b h	/	1,71
							FeE400	A_{min}=0,0008 b h	1,44	
							FeE500/TS(D>6mm)	A_{min}=0,0006 b h	/	

b Etage :

G (KN/m²)	5,82
Q (KN/m²)	1,5
q_u (KN/ml)	10,107
q_s (KN/ml)	7,320

Calcul des moments :

		ELUR (v = 0)		ELS (v = 0,2)	
		Sens		Sens	
		XX	YY	XX	YY
μ		0,0671	0,4471	0,0731	0,5940
M_{0x}=μ_xqL_x²	M_{0y}=μ_yM_{0x}	19,776	8,842	16,603	9,268

Moment en travée :

		ELUR	ELS
Sens	Coefficient	M_t (KN.m)	M_t (KN.m)
XX	0,85	16,809	13,263
YY	0,85	7,515	7,878

Moments en appui :

		Coefficient en appui		ELUR		ELS	
Sens		Droit	Gauche	M_{ad} (KN.m)	M_{ag} (KN.m)	M_{ad} (KN.m)	M_{ag} (KN.m)
		-0,3	-0,5	-5,933	-9,888	-4,681	-7,802
		-0,3	-0,5	-2,653	-4,421	-2,781	-4,634

Tableau récapitulatif des moments :

		RLUR		ELS	
		XX	YY	XX	YY
M_t (KN.m)		16,809	7,515	13,263	7,878
M_a (KN.m)		-9,888	-4,421	-7,802	-4,634

Calcul des armatures :

Sens XX :

A_t (cm ² /ml)	f_{c28} (Mpa)	f_e (Mpa)	b (cm)	h (cm)	d (cm)	f_{t28} (Mpa)	σ_b (Mpa)	σ_s (Mpa)		
	XX	25	400	100	18	19,4	2,1	14,2	348	
ELUR	M^u (KN.m)	μ	α	B	A_{cal} (cm ² /ml)	$A_{min}=0,23bd(f_{t28}/f_e)$	A_{min} (cm ² /ml) (CBA93) (Cond de non fragüilité)			A_{adp} (cm ² /ml)
	16,809	0,050	0,064	0,974	3,22	1,860	FeE215/235	$A_{min}=0,0012 b h$	/	3,22
							FeE400	$A_{min}=0,0008 b h$	1,44	
							FeE500/TS(D>6mm)	$A_{min}=0,0006 b h$	/	

A_{aXX} (cm²/ml)

ELUR	M^u (KN.m)	μ	α	β	A_{cal} (cm ² /ml)	$A_{min}=0,23bd(f_{t28}/f_e)$	A_{min} (cm ² /ml) (CBA93)			A_{adp} (cm ² /ml)
		9,888	0,029	0,037	0,985	1,89	1,860	FeE215/235	$A_{min}=0,0012 b h$	/
							FeE400	$A_{min}=0,0008 b h$	1,44	
							FeE500/TS(D>6mm)	$A_{min}=0,0006 b h$	/	

Sens YY :

A_t (cm ² /ml)	f_{c28} (Mpa)	f_e (Mpa)	b (cm)	h (cm)	d (cm)	f_{t28} (Mpa)	σ_b (Mpa)	σ_s (Mpa)		
	YY	25	400	100	18	18,2	2,1	14,2	348	
ELUR	M^u (KN.m)	μ	α	B	A_{cal} (cm ² /ml)	$A_{min}=0,23bd(f_{t28}/f_e)$	A_{min} (cm ² /ml) (CBA93)			A_{adp} (cm ² /ml)
	7,515	0,026	0,033	0,987	1,54	1,715	FeE215/235	$A_{min}=0,0012 b h$	/	1,71
							FeE400	$A_{min}=0,0008 b h$	1,44	
							FeE500/TS(D>6mm)	$A_{min}=0,0006 b h$	/	

A_{aYY} (cm²/ml)

ELUR	M^u (KN.m)	μ	α	β	A_{cal} (cm ² /ml)	$A_{min}=0,23bd(f_{t28}/f_e)$	A_{min} (cm ² /ml) (CBA93)			A_{adp} (cm ² /ml)
		4,421	0,015	0,019	0,992	0,91	1,715	FeE215/235	$A_{min}=0,0012 b h$	/
							FeE400	$A_{min}=0,0008 b h$	1,44	
							FeE500/TS(D>6mm)	$A_{min}=0,0006 b h$	/	

c Sous-sol :

G (KN/m²)	6,7
Q (KN/m²)	2,5
q_u (KN/ml)	12,795
q_s (KN/ml)	9,20

Calcul des moments :

		ELUR ($v = 0$)		ELS ($v = 0,2$)	
		Sens		Sens	
		XX	YY	XX	YY
μ		0,0671	0,4471	0,0731	0,5940
$M_{0x} = \mu_x q L_x^2$	$M_{0y} = \mu_y M_{0x}$	25,035	11,193	19,611	11,649

Moment en travée :

		ELUR		ELS	
Sens	Coefficient	M_t (KN.m)		M_t (KN.m)	
XX	0,85	21,280		16,669	
YY	0,85	9,514		9,901	

Moments en appui :

		Coefficient en appui		ELUR		ELS	
Sens		Droit	Gauche	M_{ad} (KN.m)	M_{ag} (KN.m)	M_{ad} (KN.m)	M_{ag} (KN.m)
		-0,3	-0,5	-7,511	-9,888	-4,681	-7,802
		-0,3	-0,5	-3,358	-5,595	-3,495	-5,824

Tableau récapitulatif des moments :

	ELUR		ELS	
	XX	YY	XX	YY
M_t (KN.m)	21,280	9,514	16,669	9,901
M_a (KN.m)	-12,518	-5,597	-9,805	-5,824

Calcul des armatures :

Sens XX :

A_t (cm ² /ml)	f_{c28} (Mpa)	f_e (Mpa)	b (cm)	h (cm)	d (cm)	f_{t28} (Mpa)	σ_b (Mpa)	σ_s (Mpa)		
	xx	25	400	100	18	19,4	2,1	14,2	348	
ELUR	M^u (KN.m)	μ	α	B	A_{cal} (cm ² /ml)	$A_{min} = 0,23bd(f_{t28}/f_e)$	A_{min} (cm ² /ml) (CBA93) (Cond de non fragilité)		A_{adp} (cm ² /ml)	
	21,280	0,063	0,082	0,967	4,11	1,860	FeE215/235	$A_{min} = 0,0012 b h$	/	4,11
							FeE400	$A_{min} = 0,0008 b h$	1,44	
							FeE500/TS(D>6mm)	$A_{min} = 0,0006 b h$	/	

$A_{a\ XX} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$										
ELUR	M^u (KN.m)	μ	α	β	A_{cal} (cm ² /ml)	$A_{min}=0,23bd(f_{t28}/f_e)$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{/ml) (CBA93)}$			A_{adp} (cm ² /ml)
	12,518	0,037	0,047	0,981	2,42	1,860	FeE215/235	$A_{min}=0,0012 b h$	/	2,42
							FeE400	$A_{min}=0,0008 b h$	1,44	
							FeE500/TS(D>6mm)	$A_{min}=0,0006 b h$	/	

Sens YY :

A_t (cm ² /ml)	YY	f_{c28} (Mpa)	f_e (Mpa)	b (cm)	h (cm)	d (cm)	f_{t28} (Mpa)	σ_b (Mpa)	σ_s (Mpa)		
				25	400	100	18	18,2	2,1	14,2	348
ELUR		M^u (KN.m)	μ	α	B	A_{cal} (cm ² /ml)	$A_{min}=0,23bd(f_{t28}/f_e)$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{/ml) (CBA93)}$			A_{adp} (cm ² /ml)
		9,514	0,033	0,042	0,983	1,96	1,715	FeE215/235	$A_{min}=0,0012 b h$	/	1,96
								FeE400	$A_{min}=0,0008 b h$	1,44	
								FeE500/TS(D>6mm)	$A_{min}=0,0006 b h$	/	

$A_{a\ YY} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$										
ELUR	M^u (KN.m)	μ	α	β	A_{cal} (cm ² /ml)	$A_{min}=0,23bd(f_{t28}/f_e)$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{/ml) (CBA93)}$			A_{adp} (cm ² /ml)
	5,597	0,020	0,025	0,990	1,15	1,715	FeE215/235	$A_{min}=0,0012 b h$	/	1,71
							FeE400	$A_{min}=0,0008 b h$	1,44	
							FeE500/TS(D>6mm)	$A_{min}=0,0006 b h$	/	

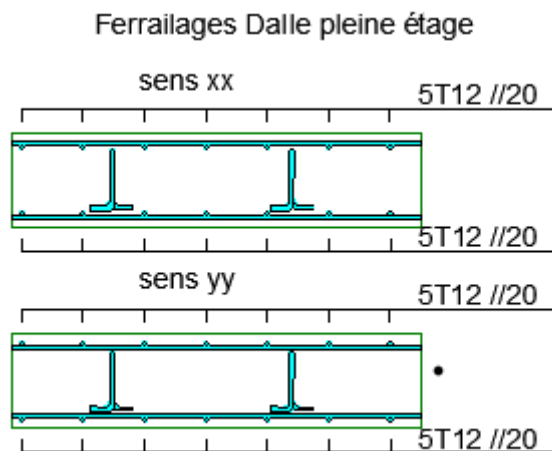


Figure V.5 : Ferrailage étage.

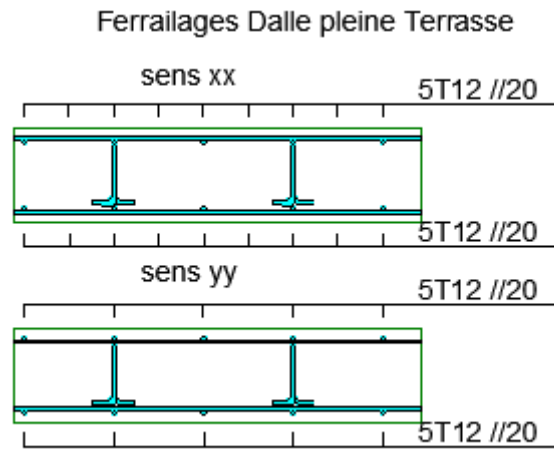


Figure V.6 : Ferrailage terrasse.

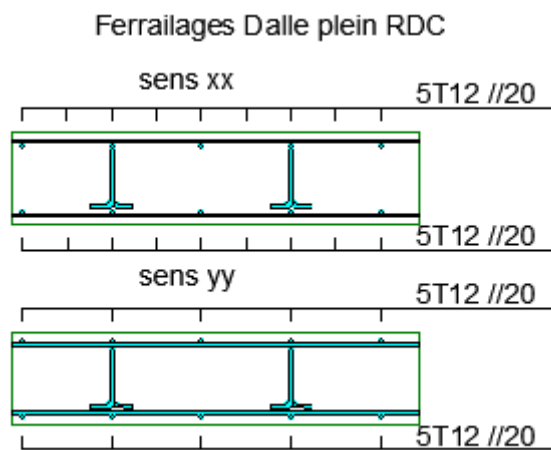


Figure V.7 : Ferrailage RDC.

V.2.Étude des voiles :

V.2.1.Calcul du ferrailage des voiles

V.2.1.a. Le voile V1

Exemple :

L(m)	e(m)	Type	Combinaison	N(KN)	M(KN)	H(KN)
4,80	0,30	ELU	ELU	8246,991	506,65	-79,50
		Sismique	G+Q+VX	5710,22	-8866,02	-636,70
		Sismique	G+Q-VX	6376,46	9607,35	-679,08
		Sismique	G+Q+VY	5771,74	-498,85	73,07
		Sismique	G+Q-VY	6314,94	1240,18	-115,45
		Sismique	0.8G+VX	4029,65	-8980,69	-626,66
		Sismique	0.8G-VX	4695,89	-9492,68	-689,13
		Sismique	0.8G+VY	4091,17	-613,52	63,03
		Sismique	0.8G-VY	4634,37	1125,51	-125,50

Tableau V.2 : Sollicitations obtenues par ROBOT.

- **Combinaison :**

$$M = 506,65 \text{KN.m}$$

$$N = 8246,991 \text{KN}$$

$$\sigma_t = \frac{N}{A} + \frac{6 \times M}{ep \times L^2} = \frac{8246,991}{4.8 \times 0.30} + \frac{6 \times 506,65}{0.3 \times 4.8^2} = 6166,877 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_c = \frac{N}{A} - \frac{6 \times M}{ep \times L^2} = \frac{8246,991}{4.8 \times 0.30} - \frac{6 \times 506,65}{0.3 \times 4.8^2} = 5287,27 \text{KN/m}^2$$

On a $\sigma_t > 0$ et $\sigma_c > 0$ donc la section est

$$\tan \alpha = \frac{\sigma_c}{L_1} = \frac{\sigma_t}{LT}$$

$$LT = \frac{\sigma_t}{\sigma_c} \times L_1$$

$$L_1 = L - LT$$

$$LT = \frac{\sigma_t \times (L - L_1)}{\sigma_c}$$

$$(\sigma_c - \sigma_t) \times LT = \sigma_c \times L$$

$$LT = \frac{\sigma_t \times L}{\sigma_c + \sigma_t} = \frac{6166,877 \times 4.8}{5287,27 + 6166,877} = 2.22 \text{ m}$$

$$\sigma_t = \frac{Ft}{S}$$

$$S = \frac{b \times LT}{2} = \frac{0.30 \times 2.22}{2} = 0.333 \text{ m}$$

$$F_t = \sigma_t \times S = 6166,9 \times 0.333 = 175,73 \text{ KN}$$

$$A = \frac{F_t}{F_e} = \frac{175,73}{400} = 43,93 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.15\% \times b \times h = 0.015 \times 4.8 \times 0.30 = 21.6 \text{ cm}^2$$

- **Diamètre :**

$$D \geq \frac{e}{10} = \frac{30}{10} = 3 \text{ cm} \text{ On prend } D = 15 \text{ cm}$$

- **Calcul de l'espacement :**

Selon BAEL91 :

$$S_t \leq \min(2a ; 33 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(2 \times 30 ; 33 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(60 ; 33 \text{ cm})$$

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

Selon RPA99/V2003 :

$$S_t \leq \min(1.5a ; 30 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(1.5 \times 30 ; 30 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(45 ; 30 \text{ cm})$$

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

On prend espacement $S_t = 15 \text{ cm}$

- **D'après le RPA99/V2003 :**

$$\text{Zone d'about : } A_{\min} = 0.15\% \times b \times h = 0.015 \times 4.8 \times 0.30 = 21.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_{\min} = 0.10\% \times b \times h = 0.010 \times 4.8 \times 0.30 = 14.4 \text{ cm}^2$$

- **Armatures finales :**

$$A_{\max} = (A_{\text{calculée}} ; A_{\text{BAEL}} ; A_{\text{RPA}})$$

$$A = 43,93 \text{ cm}^2$$

- **Espacement :**

$$S_t = \min(1,5b ; 30) = 30 \text{ cm}$$

D'après le RPA99 l'espacement en zone d'about est égal à la moitié de l'espacement de la zone courante.

On prend :

$S_t = 20 \text{ cm}$ En zone courante.

$S_t = 10 \text{ cm}$ En zone d'about.

- **Armatures appliquées :**

- **Armatures verticales :**

Zone d'about : $A_{\min} = 0.15\% \times b \times h = 0.015 \times 4.8 \times 0.30 = 21.6 \text{ cm}^2$

Zone courante : $A_{\min} = 0.10\% \times b \times h = 0.010 \times 4.8 \times 0.30 = 14.4 \text{ cm}^2$

A_v (zone d'about) = **22T14 = 33,83cm²** (Pour les deux nappes du mur voile).

A_v (zone courante) = **24T14 = 36,95cm²** (Pour les deux nappes du mur voile).

Donc :

A_v (totale) = **68T14 = 104,68cm²**

- **Armatures horizontales :**

D'après le BAEL 91 :

$$A_h = \frac{A_v}{4} = \frac{44,23}{4} = 11,05\text{cm}^2$$

D'après le RPA 99V2003 :

$$A_h = 0.15 \times e \times L = 0.15 \times 4.8 \times 0.30 = 21.6 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_h = 15\text{T14} = 23.09$

- **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par quatre (4) épingles au mètre carré, soit : 4HA8.

- **Les vérifications :**

- **Vérification de contrainte de cisaillement :**

Selon le RPA :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon le RPA99 (art 7.7.2)]à :

$$\tau < \bar{\tau}$$

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{-79,50}{4.8 \times 0.30} = -0.09 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.2 \times f_{c28} = 0.2 \times 25 = 0.500 \text{ MPa}$$

$\tau = -0.09 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.500 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

Selon le BAEL :

On doit vérifier que :

$$T_u < \bar{T}_u$$

T_u : Contrainte de cisaillement.

On a aussi :

$$\bar{T}_u = \min\left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = \mathbf{2,5 \text{ MPa}}$$

$$T_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{-79,50}{4.80 \times 0.3} = \mathbf{-0.055 \text{ MPa}}$$

$T_u = -0.055 \text{ MPa} < \bar{T}_u = 2,5 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

Les résultats de vérifications pour les autres voiles sont récapitulés dans les tableaux suivant :

V.2.1.b. Les voiles V2, V3,.....V8 :

	L [m]	e [m]	N(KN)	M(KN)	H (kN)	σ_1 [KN/m ²]	σ_2 [KN/m ²]	LT[m]	Ft [KN]	Av [cm ²]
Voile 02	2,20	0,30	2150,584	-85,05	9,583	3609,9	2907,0	1,22	659,9	7,31
Voile 03	1,30	0,30	1395,3435	17,1315	74,406	3375,1	3780,5	0,61	310,4	3,68
Voile 04	1,30	0,30	1600,062	-13,5225	51,177	4262,8	3942,7	0,68	431,8	10,80
Voile 05	2,20	0,30	2176,335	-94,948	-27,71	3689,8	2905,1	1,23	681,3	17,03
Voile 06	3	0,30	2553,61	-214,017	-182,92	475,35	298,47	1,35	963,6	24,09
Voile 07	4,890	0,30	2605,959	612,97	54,9	1263,7	2289,1	1,74	329,7	8,24
Voile 08	5,20	0,30	3442,72	-1282,6	-62,584	3155,5	1258,2	3,72	1759,7	43,99

Tableau V.3 : Sollicitation de calcul et section de ferrailage vertical dans les zones tendues.

	Espacement		St		D'après le RPA99/V2003		Section d'armatures /nappe [cm ²]	
	Selon RAI. 91	Selon RPA	Zones courantes	Zones d'about	A courantes	A adoptée [cm ²]	Zones courantes	Zones d'about
Voile 02	33	30	20	10	8,04	10,5	4T16	5T16
Voile 03	33	30	20	10	6,503	4,02	3T16	2T16
Voile 04	33	30	20	10	8,04	10,05	4T16	5T16
Voile 05	33	30	20	10	6,503	4,02	3T16	2T16
Voile 06	33	30	20	10	8,04	10,05	4T16	5T16
Voile 07	33	30	20	10	22,12	16,08	11T16	8T16
Voile 08	33	30	20	10	24,13	16,08	12T16	8T16

Tableau V.4 : Ferrailage verticales et ferrailage horizontales de chaque voile.

	Vu	Dimension		Condition L'RPA			Condition de BAEL		
		b	d	τ	τ		Tu	Tu	
Voile 02	9,583	2,2	0,3	0,002	0,5	Condition vérifiée	0,014	2,5	Condition vérifiée
Voile 03	74,406	1,3	0,3	0,03	0,5	Condition vérifiée	0,189	2,5	Condition vérifiée
Voile 04	51,177	1,3	0,3	0,02	0,5	Condition vérifiée	0,131	2,5	Condition vérifiée
Voile 05	-27,71	2,2	0,3	-0,007	0,5	Condition vérifiée	0,041	2,5	Condition vérifiée
Voile 06	-182,92	3	0,3	-0,032	0,5	Condition vérifiée	0,2	2,5	Condition vérifiée
Voile 07	54,9	4,89	0,3	0,106	0,5	Condition vérifiée	0,037	2,5	Condition vérifiée
Voile 08	-62,584	5,2	0,3	-0,222	0,5	Condition vérifiée	0,04	2,5	Condition vérifiée

Tableau V.5 : Vérification des contraintes de cisaillement.

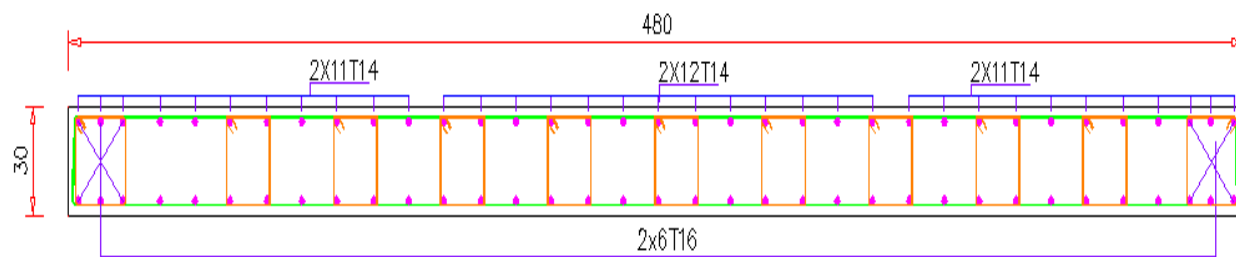


Figure V.8 : ferrailage voile.

V.3. Étude des poutres :

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant non préjudiciable.

V.3.1.Poutre Noyée :

V.3.1.1. Introduction

Les poutres noyées sont des poutres incorporées dans les planchers dalle pleine, sont sollicité par un moment fléchissant et un effort tranchant, alors le calcul sera fait en flexion simple.

V.3.1.2. Les moments fléchissant des poutres :

Les moments fléchissant et l'effort tranchant de la poutre sont pris depuis le logiciel ROBOT

V.3.1.3.Combinaisons d'actions :

- **Selon B.A.E.L 91 :**

Combinaisons fondamentales :

ELU : 1,35G + 1,5Q

ELS : G + Q

- **Selon R.P.A 99/V2003 :**

Combinaisons accidentelles

G + Q ± E

0,8G ± E

V.3.1.4.Ferraillage des poutres :

- **Condition de non fragilité (selon B.A.E.L91)**

$$A_{\min} = 0,23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_c}$$

- **Selon R.P.A 99/V2003**

$A_{\min} = 0,5\%$ de la section totale.

$A_{\max} = 4\%$ de la section totale en zone courante.

$A_{\max} = 6\%$ de la section totale en zone de recouvrement.

Tableau des sollicitations :

Poutres	M_{\max}^t (kN. m)			M_{\max}^a (kN. m)			T (kN)
	ELU	ELS	G+P+E	ELU	ELS	G+P+E	
Poutres noyées principales (60x30)	103.41	76.07	76.07	159.01	116.6 1	116.62	524.02
Poutres noyées secondaires (22x90)	108.99	78.28	78.28	182.16	130.8 4	130.85	114.56

Tableau V.6 : Résultats des moments et des efforts tranchants donnés par Autodesk Robot.

Poutres (60*30) :

Calcul des armatures longitudinales :

a) En travée :

• **ELU :**

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} ;$$

$$\mu = \frac{103410}{14.2 \cdot 30 \cdot 54^2} = 0.083 < \mu_l = 0.392 \text{ (feE400)}$$

$$\sigma_b = 0.85 \cdot \frac{f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{103410}{0.9599 \cdot 54 \cdot 348} = 5.75 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.083)}) = 0.108$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$\beta = 0.9566$$

$$\sigma_s = \frac{f_{eE}}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Donc $A_t = 6.88 \text{ cm}^2$

Choix : 3T14+2T12

• **ELS :**

Comme la fissuration est peu nuisible, il suffira de vérifier seulement la contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

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

Position de l'axe neutre :

Moment statique au niveau de l'axe neutre :

$$D = \frac{15 \cdot A_t}{b} = \frac{15 \cdot 6.88}{100} = 1.032$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{2} + 15A(d - y_1)^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1.032 + \sqrt{1.032^2 + 111.456} = 9.57$$

$$E = 2 \cdot d \cdot D = 2 \cdot 54 \cdot 1.032 = 111.456$$

Moment d'inertie au niveau de l'axe neutre :

$$I = \frac{b \times y_1^3}{2} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 9.57^3}{2} + 15 \times 6.88(54 - 9.57)^2$$

$$I = 247542.7443 \text{ cm}^4$$

$$k_1 = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{76070}{247542.7443}$$

$$k_1 = 0.307$$

$$\sigma_{bc} = k_1 \times y_1 = 0.307 \times 9.57 = 2.9379 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Donc : L'armature calculée à L'ELU convient.

b) En appui :

• **ELU :**

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} ; \mu = \frac{159010}{14.2 \cdot 30 \cdot 54^2} = 0.128 < \mu_l = 0.392 \text{ (feE400)}$$

$$\sigma_b = 0.85 \cdot \frac{f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{159010}{0.9312 \cdot 54 \cdot 348} = 9.08 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.128)}) = 0.1718$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$\beta = 0.9312$$

$$\sigma_s = \frac{f_{eE}}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc } A_a = 9.24 \text{ cm}^2$$

Choix : 6T14

• **ELS :**

Comme la fissuration est peu nuisible, il suffira de vérifier seulement la contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

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

○ **Position de l'axe neutre :**

○ **Moment statique au niveau de l'axe neutre :**

$$D = \frac{15 \cdot A_a}{b} = \frac{15 \cdot 9.24}{100} = 1.386$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{2} + 15A(d - y_1)^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1.386 + \sqrt{1.386^2 + 149.688} = 10.98$$

$$E = 2 \cdot d \cdot D = 2 \cdot 54 \cdot 1.386 = 149.688$$

○ **Moment d'inertie au niveau de l'axe neutre :**

$$I = \frac{b \times y_1^3}{2} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 10.98^3}{2} + 15 \times 9.24(54 - 10.98)^2$$

$$I = 257058.8474 \text{ cm}^4$$

$$k_1 = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{116610}{257058.8474}$$

$$k_1 = 0.453$$

$$\sigma_{bc} = k_1 \times y_1 = 0.453 \times 10.98 = 4.9739 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

Donc : L'armature calculée à L'ELU convient.

Poutres noyées secondaires (Chainages) :

En travée :

ELU :

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} ; \mu = \frac{108990}{14.2 \cdot 90 \cdot 19.8^2} = 0.217 < \mu_l = 0.392 (feE400)$$

$$\sigma_b = 0.85 \cdot \frac{f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{108990}{0.8761 \cdot 19.8 \cdot 348} = 18.05 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.217)}) = 0.309$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$\beta = 0.8761$$

$$\sigma_s = \frac{feE}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc } A_t = 18.35 \text{ cm}^2$$

Choix : 8T16+2T12

ELS :

Comme la fissuration est peu nuisible, il suffira de vérifier seulement la contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

- **Position de l'axe neutre :**
- **Moment statique au niveau de l'axe neutre :**

$$D = \frac{15 \cdot A_u}{b} = \frac{15 \cdot 18.35}{100} = 2.7525$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{2} + 15A(d - y_1)^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -2.7525 + \sqrt{2.7525^2 + 108.999} = 8.04$$

$$E=2*d*D=2*19.8*2.7525=108.999$$

- **Moment d'inertie au niveau de l'axe neutre :**

$$I = \frac{b \times y_1^3}{2} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 8.04^3}{2} + 15 \times 18.35(19.8 - 8.04)^2$$

$$I = 62134.9461 \text{ cm}^4$$

$$k_1 = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{78280}{62134.9461}$$

$$k_1 = 1.259$$

$$\sigma_{bc} = k_1 \times y_1 = 1.259 \times 18.35 = 10.12 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Donc : L'armature calculée à L'ELU convient.

a) En appui :

- **ELU :**

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} ; \mu = \frac{182160}{14.2 \times 90 \times 19.8^2} = 0.363 < \mu_l = 0.392 (feE400)$$

$$\sigma_b = 0.85 * \frac{f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{182160}{0.7617 \times 19.8 \times 348} = 34.79 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.363)}) = 0.5956$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$\beta = 0.7617$$

$$\sigma_s = \frac{feE}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc } A_a = 37.20 \text{ cm}^2$$

Choix : 8T20+6T16

ELS :

Comme la fissuration est peu nuisible, il suffira de vérifier seulement la contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

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

Position de l'axe neutre :

Moment statique au niveau de l'axe neutre :

$$D = \frac{15 \times A_a}{b} = \frac{15 \times 37.20}{100} = 5.85$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{2} + 15A(d - y_1)^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -5.85 + \sqrt{5.85^2 + 231.66} = 10.$$

$$E = 2 \cdot d \cdot D = 2 \cdot 19.8 \cdot 5.85 = 231.66$$

Moment d'inertie au niveau de l'axe neutre :

$$I = \frac{b \times y_1^3}{2} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 10.45^3}{2} + 15 \times 37.20(19.8 - 10.45)^2$$

$$I = 105840.0613 \text{ cm}^4$$

$$k_1 = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{130840}{105840.0613}$$

$$k_1 = 1.236$$

$$\sigma_{bc} = k_1 \times y_1 = 1.236 \times 10.45 = 12.91 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Donc : L'armature calculée à L'ELU convient.

Calcul des armatures minimales :

$$A_{min} \rightarrow \begin{cases} \text{RPA : } 0,5\%b \times h \\ \text{BAEL : } 0,23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \end{cases}$$

V.3.1.7. Résumée des calculs des ferrillages des poutres :

Poutres (cm ²)	A _{calculée} (cm ²)		A _{minBAEL} (cm ²)	A _{minRPA} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)	
	A _t	A _a			A _t	A _a
60x30	6.88	9.24	1.95	9	3T14+2T12	6T14
22x90	18.35	37.20	1.31	6.05	8T16+2T12	8T20+6T14

Tableau V.7 : Ferrillage des poutres.

V.3.1.7 Calcul des armatures transversales :

- **Calcul du diamètre :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{lmax}; \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{600}{35}; 16; \frac{300}{10}\right) = 16 \text{ mm}$$

$$\phi_t \leq 16 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Soit : $A_t = 4 \phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$. (cadre Ø8 + étrier)

- **Calcul de l'espacement :**

Selon le B.A.E.L 91

$$St_1 \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$St_2 \leq \frac{A_t f_{et}}{0,4b} = \frac{2,01 \times 235}{0,4 \times 30} = 39.95 \text{ cm}$$

$$St_3 \leq \frac{0,9 \times A_t \times f_{et}}{\gamma_s \times b [\tau_{ur} - (0,3.k.f_{ij}^*)]} = \frac{0,9 \times 2,01 \times 235}{1,15 \times 30 [1,05 - (0,3 \times 1 \times 2,1)]} = 30.65$$

Soit : **St = 15 cm**

Selon RPA99/V2003

En zone nodale : $St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right) \rightarrow$ soit **St=10cm**.

En zone courante : $St' \leq \frac{h}{2} = 30 \text{ cm} \rightarrow$ soit **St = 15cm**.

Section d'armature des barres transversales d'après le RPA99/V2003 :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

En zone nodale : $A_t = 0,3\% \times St \times b = 1,35 \text{ cm}^2$

En zone courante : $A_t = 0,3\% \times St \times b = 2,03 \text{ cm}^2$

- **Recouvrement des barres longitudinales :**

Selon le (RPA99/Version2003), la longueur de recouvrement dans la zone II est :

$L_r = 40\phi_1 \rightarrow L_r = 64 \text{ cm}$.

V.3.1.10. Vérification de l'effort tranchant :

La fissuration est peu nuisible $\Rightarrow \overline{\tau_u} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d} = \frac{524.02}{30 \times 54}$$

Poutres (cm ²)	T _{max} (kN)	τ _u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	$\frac{\tau_u \leq}{\overline{\tau_u}}$ (MPa)
60x30	524.02	0.32	3.33	CV
22x90	114.56	0.064	3.33	CV

Tableau V.8 : Vérification de l'effort tranchant

V.3.1.11.Schémas de ferrailage des poutres (60 x 30) cm² :

Coupe travé

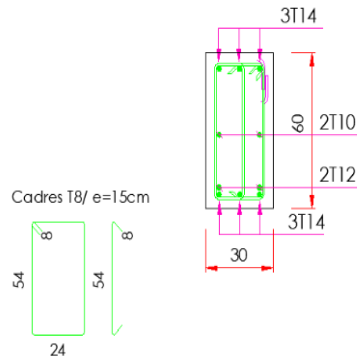


Figure V.8 : ferrailage de la poutre (60x30) entravée.

Coupe appui

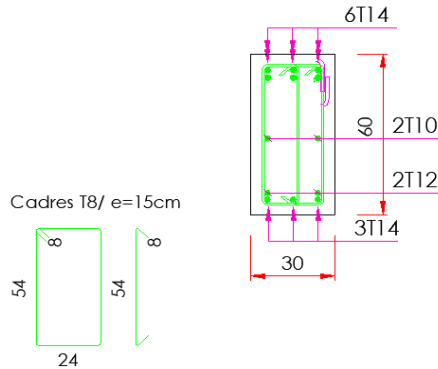


Figure V.9 : ferrailage de la poutre en appui .

V.3.1.12.Schémas de ferrailage des poutres (22 x 90) cm² :

Coupe TRAVÉ

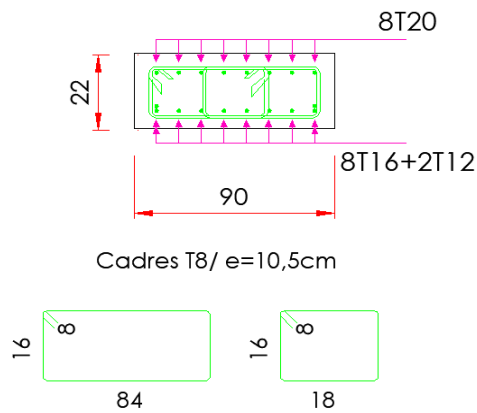


Figure V.10 : ferrailage de la poutre (22x90) entravée.

Coupe APPUI

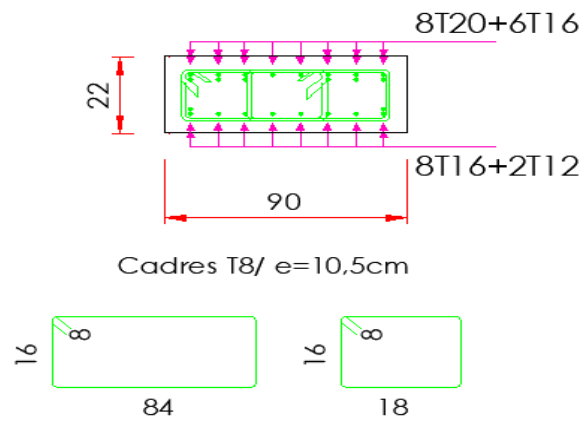


Figure V.11 : ferrailage de la poutre (22x90) en appui.

Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1.Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas dessemelles sur pieux).

Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation:

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être exercé dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieurs.

VI.1.a. Fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continuent sous mur.
- Les semelles continuent sous poteaux.
- Les semelles isolées.
- Les radiers.

VI.1.b. Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux.
- Les puits.

VI.2. Choix du type de fondation :

Avec une contrainte admissible du sol qui est égal à 2.5 bars d'après le rapport géotechnique et de la surface d'impact du bâtiment de **262.23 m²**, ainsi que le poids de la structure $Wt =$ **4635338,71 KN**, il y'a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle filante.
- Radier évider.
- Radier général.

Nous proposons en premier cas des semelles filantes. Pour cela, il faut vérifier que la surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment : $\frac{S_S}{S_B} < 50 \%$.

Avec :

S_S : Est la surface de la semelle.

S_B : Est la surface d'impact du bâtiment.

La surface de la semelle est donnée par :

$$\frac{N}{S_S} \leq \overline{\sigma_{sol}} S_S \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}}$$

Avec : $N_{ser} = G + Q$

N_{ser} : Effort normal dû aux charges verticales.

On a :

$$N = 52417,80 + 4381,95 = \mathbf{56799,75KN}$$

$$S_S = \frac{\mathbf{56799,75}}{350} = \mathbf{162,29m^2}$$

Vérification :

$$\frac{S_S}{S_B} \leq 0,5 \frac{\mathbf{162,29}}{\mathbf{262,23}} = 0,619 \leq 0,5$$

Comme nous avons constaté ci-dessus, la surface des semelles dépasse les 50 % de la surface d'impact du bâtiment ce qui engendrera un chevauchement de ces dernières. Donc nous sommes amenés à envisager un radier général comme fondation. Le radier général présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle minimise la forte pression apportée par la structure. La réduction des tassements différentiels.
- Néglige l'hétérogénéité du sol.
- La facilité de son exécution.

VI.3.Etude de radier :

VI.3.a.Pré dimensionnement du radier :

Le radier général est une semelle continue sur toute la surface de l'ouvrage, il fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux et les murs voiles de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide), son épaisseur doit satisfaire les conditions suivantes :

- Condition de rigidité.
- Condition forfaitaire.
- Condition de non cisaillement.
- Condition de rigidité :

$$\text{Radier } L_e \geq \frac{2L_{max}}{\pi} \text{ et } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times b}}$$

L_e : Est la longueur élastique.

L_{max} : La plus grande distance entre deux voiles = 5.90 m.

b : Largeur du radier, on travaille sur une bande de 1 m.

E : Module de déformation 3.2×10^6 MPa

I : Inertie d'une bande de 1 m du radier $I = \frac{bh_r^3}{12}$.

h_r : Hauteur du radier.

K : Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface pour un sol moyen. $K=40$ MNm³.

D'après les 3 expressions ci-dessus on obtiendra la condition sur la hauteur d'un radier rigide :

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48K \times L_{max}^4}{E \times \pi^4}}$$

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times 10^3 \times 5,90^4}{3,2 \times 10^7 \times \pi^4}}$$

$$h_r \geq \mathbf{0,90}$$

VI.3.c. Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{max}}{5}$$

$$\frac{6,75}{8} \leq h_r \leq \frac{6,75}{5}$$

$$0,84 \leq h_r \leq 1,35$$

$$h_r = \mathbf{0,90 \text{ m}}$$

VI.3.d. Condition de non cisaillement : D'après le BAEL 91 :

Pour le panneau le plus défavorable :

On a :

$$\begin{cases} L_x = 6,75\text{m} \\ L_y = 5,40\text{m} \end{cases}$$

Avec : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{T_{max}}{b \times 0,9 \times d} = \frac{T_{max}}{b \times 0,9 \times d} = 1014,82\text{kn}$$

La fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma b} = 0,15 \times \frac{25}{1,5} = \mathbf{2,5 \text{ MPa}} \right.$$

$$\left. \mathbf{4 \text{ MPa}} \right.$$

$$\bar{\tau}_u = \mathbf{2,5 \text{ MPa}}$$

$$p = \frac{ly}{L_x} = \frac{5,40}{6,75} = 0,8 \quad \text{si } 0,4 < p < 1 \quad \text{Donc la dalle travaille dans les deux directions.}$$

Donc :

$$T_x = q \frac{L_x \times L_y}{(2L_x + L_y)} \quad \text{Et } T_y = q \frac{L_x}{3}$$

q : Charge répartie sur la dalle de radier.

$$q = \frac{N}{S_r} = \frac{56799,75}{266,52} = 213,12 \text{ KN/m}^2$$

$$T_x = 213,12 \times \frac{6,75 \times 5,40}{(2 \times 6,75 + 5,40)} = 411,009 \text{ KN/ml}$$

$$T_y = 411,009 \times \frac{5,40}{3} = 739,81 \text{ KN/ml}$$

$$T_{\max} = (T_x ; T_y) = 411,009 \text{ KN/ml}$$

$$h_r \geq \frac{T_{\max}}{0,9 \times b \times \bar{\tau}_u} = \frac{411,009}{0,9 \times 1 \times 2,5 \times 10^3} = 0,18 \text{ m}$$

VI.3.e. Condition de non poinçonnement :

$$N_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

Avec : $\rightarrow U_c$: périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2(a_1 + b_1) \rightarrow \begin{cases} a_1 = a + h \\ \rightarrow \rightarrow U_c = 2(a + b + 2h_r) = 2,8 + 4h_r \\ b_1 = b + h \end{cases}$$

$$U_c = 2(a_1 + b_1) \rightarrow \begin{cases} a_1 = 4,80 + 0,9 \\ \rightarrow \rightarrow U_c = 2(a + b + 2h) = 13,80\text{m} \\ b_1 = 0,30 + 0,9 \end{cases}$$

N_u : Charge maximale appliquée par les voiles sur le radier, calculé à l'ELUR

Pour notre structure $N_{u\max} = 8770,29 \text{ kN}$ appliquée sur une voile de section $(30 * 480) \text{ cm}^2$

$$8770,29 \leq 0,045 \times U_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b \dots \dots \dots \text{cv}$$

Pour satisfaire les quatre conditions, on prend une hauteur totale égale à $h_r = 90 \text{ cm}$

Le radier est constitué par un plancher renversé composé d'un système de poutres orthogonales et une dalle pleine.

VI.4.Déterminations des sollicitations :

Caractéristiques du radier :

$$h_r = 90 \text{ cm} \quad \text{Et surface du radier : } S = 266,52 \text{ cm}^2$$

Centre de gravité de la section du radier :

$$X_G = 12,97 \text{ m} \quad \text{Et } Y_G = 5,06 \text{ m}$$

$$I_{xx} = \frac{12 \times 26,24^3}{12} = 18067,2266 \text{m}^4 \text{ Et } I_{yy} = 3778,56 \text{cm}^4$$

VI.5. Combinaison d'action :

Vérification des contraintes sous radier :

- A L'ELU :

Remarque : D'après le RPA99/V2003 A10.1.4.1 la contrainte admissible du sol sera majorée par le coefficient 1.5, donc : $\sigma_{sol} = 3,5 \text{ MPa}$ par conséquent, les contraintes calculées sous le radier sont inférieures à la contrainte admissible

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4}$$

$$\sigma_{mu} = \frac{3 \times 308,05 + 274,58}{4} = 2,9968 \text{ MPa}$$

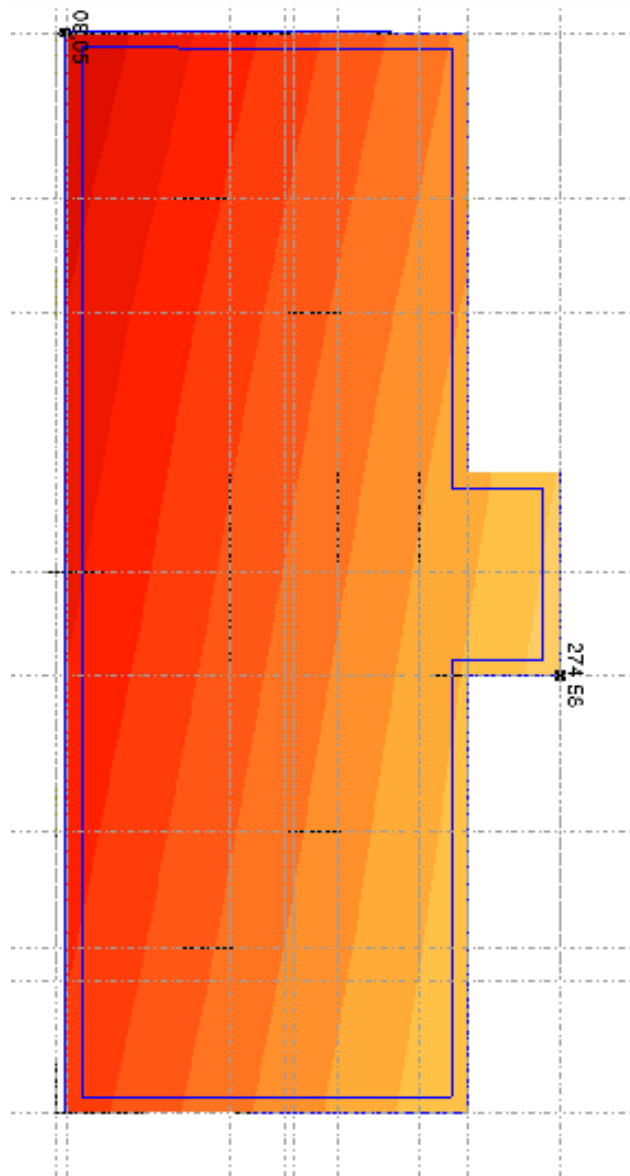


Figure VI.1 : Cartographies A L'ELU.

- A L'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 225,73 + 202,22}{4} = 2,19 \text{ MPa}$$

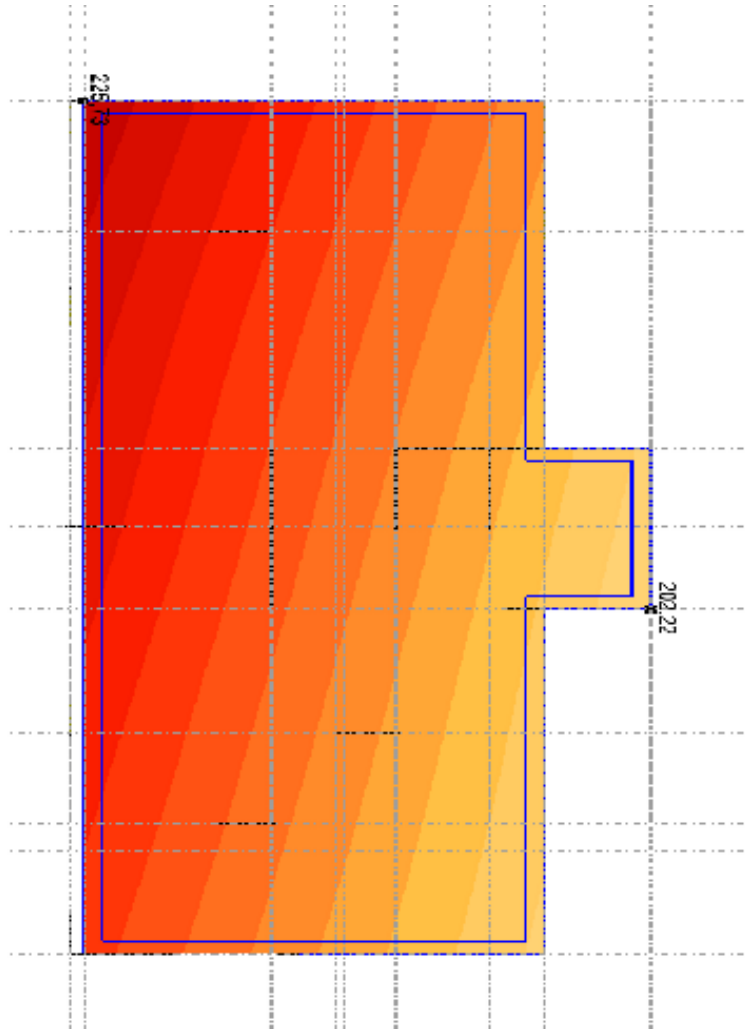


Figure VI.2 : Cartographies A L'ELS.

VI.6.Ferrailage du radier :

$p = \frac{Lx}{Ly} = 0.8 > 0.4$ si $0.4 < p < 1$ Donc la dalle portent en deux sens.

D'après le tableau :

- **ELU :**

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0561 \\ \mu_y = 0,5959 \end{cases}$$

- **ELS :**

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0628 \\ \mu_y = 0,7111 \end{cases}$$

$$q_u = \sigma_m \times 1\text{m} = 299,68 \times 1 = \mathbf{299,68 \text{ KN/m}^2}$$

$$q_s = \sigma_m \times 1\text{m} = 219 \times 1 = \mathbf{219 \text{ KN/m}^2}$$

VI.6.a. Calcul des moments fléchissant (Méthode B.A.E.L 91) :

- **ELU :**

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

$$\begin{cases} M_x = 0,0561 \times 299,68 \times 6,75^2 = \mathbf{765,99 \text{ KN.m}} \\ M_y = 0,5959 \times 765,99 = \mathbf{456,458 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

- **ELS :**

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

$$\begin{cases} M_x = 0,0628 \times 219 \times 6,75^2 = \mathbf{559,776 \text{ KN.m}} \\ M_y = 0,7111 \times 559,776 = \mathbf{398,057 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

VI.6.b. La réduction des moments :

- **ELU :**

$$\begin{cases} M_t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 765,99 = \mathbf{651,091 \text{ KN.m}} \\ M_t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 456,458 = \mathbf{387,989 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_a = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 765,99 = \mathbf{229,797 \text{ KN.m}} \\ M_a = 0,3 \times M_y = 0,3 \times 456,458 = \mathbf{136,9374 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

- **ELS :**

$$\begin{cases} M_t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 559,776 = \mathbf{475,810 \text{ KN.m}} \\ M_t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 398,057 = \mathbf{338,348 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_a = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 559,776 = \mathbf{279,89 \text{ KN.m}} \\ M_a = 0,3 \times M_y = 0,3 \times 398,057 = \mathbf{199,028 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

VI.6.c. Sens xx :

• En travée :

- Calcule des ferrailages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{651,091 \times 10^3}{100 \times 14,2 \times 81^2} = \mathbf{0,0698} < 0,259$$

$$d=0,9h=81$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0698}) = \mathbf{0,0905}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,0905 = \mathbf{0,963}$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{651,091 \times 10^3}{0.637 \times 348 \times 81} = 23,98 \text{ cm}^2$$

Soit : 8T20 = **25,13 cm²** avec un espacement $S_t = 12.5 \text{ cm/ml}$

- Vérification à l'ELU :
- Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 81 \times \frac{2.1}{400} = 9,780 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 9,780 \text{ cm}^2 < A_t = 25,13 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

- Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

- Armatures principales :

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) (\text{charge répartie} + \text{charge concentrée})$$

$$S_t \leq \min(180 ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$S_t = 12.5 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**

- Vérification à l'ELS :
- Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 50 \times yl^2 + 329.85 \times yl - 64320.75$$

$$yl = 20,05$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^2}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 32.72^2}{3} + 15 \times (21.99 \times (195 - 32.72)^2)$$

$$I = 1494032,25 \text{ cm}^4$$

- Vérification des Contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times yl = \frac{475,810 \times 10^3}{1494032,25} \times 20,05 = 6,39 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 6,39 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

- Vérification des Contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(266,66 ; 196.77) = 196.77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - yl) = \mathbf{291,16 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \mathbf{291,16 \text{ MPa}} \leq \bar{\sigma}_s = \mathbf{196,77 \text{ MPa}} \text{ Condition non vérifiée.}$$

- En appuis :
- Calcule des ferrailages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{229,797 \times 10^3}{100 \times 14,2 \times 81^2} = \mathbf{0,025} < 0,259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,025}) = \mathbf{0,032}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,032 = \mathbf{0,99}$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{229,797 \times 10^3}{0,99 \times 348 \times 81} = \mathbf{8,23 \text{ cm}^2}$$

Soit : 7T14 = **10,78cm²** avec un espacement St = **15 cm/ml**

- Vérification à l'ELU :
- Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 81 \times \frac{2,1}{400} = \mathbf{9,780 \text{ cm}^2}$$

$$A_{min} = \mathbf{9,780 \text{ cm}^2} < A_a = \mathbf{12,57 \text{ cm}^2} \text{ Condition vérifiée.}$$

- Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

- Armatures principales :

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min(180 ; 25 \text{ cm}) = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée.}$$

- Vérification à l'ELS :
- Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 50 \times yl^2 + 329,85 \times yl - 64320,75$$

$$yl = \mathbf{20,05}$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^2}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 20,05^2}{3} + 15 \times (21,99 \times (195 - 32,72)^2)$$

$$I = \mathbf{1494032,25 \text{ cm}^4}$$

- Vérification des Contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_l = \frac{199,028 \times 10^3}{1494032,25} \times 20,05 = \mathbf{2.67 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{2.67 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ MPa}} \text{ Condition vérifiée.}$$

- Vérification des Contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(266,67 ; 196,77) = \mathbf{196.77 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 199,028 \times 10^3}{1494032,25} \times (81 - 20,05) = \mathbf{121.79 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \mathbf{121.79 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_s = \mathbf{196.77 \text{ MPa}} \text{ Condition vérifiée.}$$

VI.6.d.Sens yy :

- En travée :
- Calcule des ferrailages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{387,990 \times 10^3}{100 \times 14,2 \times 81^2} = \mathbf{0.042} < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.042}) = \mathbf{0.054}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.054 = \mathbf{0.98}$$

$$A_s t = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{387,990 \times 10^3}{0,98 \times 348 \times 81} = \mathbf{14.04 \text{ cm}^2}$$

Soit : 6T20 = **14.07 cm²** avec un espacement St = **15 cm/ml**

Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 81 \times \frac{2.1}{500} = \mathbf{9,780 \text{ cm}^2}$$

$$A_{min} = \mathbf{9,780 \text{ cm}^2} < A_t = \mathbf{18,85 \text{ cm}^2} \text{ Condition vérifiée.}$$

Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

Armatures principales :

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min(180 ; 25 \text{ cm}) = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**

- Vérification à l'ELS :
- Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 50 \times yl^2 + 329.85 \times yl - 64320.75$$

$$yl = \mathbf{20,05}$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^2}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2)$$

$$I = \mathbf{1494032,25 \text{ cm}^4}$$

- Vérification des Contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times yl = \frac{338,348 \times 10^3}{1494032,25} \times 20,05 = \mathbf{4.54 \text{ MPa}}$$

$\sigma_{bc} = \mathbf{4.54 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ MPa}}$ **Condition vérifiée.**

Vérification des Contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(266,67 ; 196.77) = \mathbf{196.77 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - yl) = \frac{15 \times 338,348 \times 10^3}{1494032,25} \times (81 - 20,05) = \mathbf{42,29 \text{ MPa}}$$

$\sigma_s = \mathbf{42,29 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_s = \mathbf{196.77 \text{ MPa}}$ **Condition vérifiée.**

- En appuis :
- Calcule des ferrailages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{136,9374 \times 10^3}{100 \times 14,2 \times 81^2} = \mathbf{0.0147} < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0147}) = \mathbf{0.018}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.018 = \mathbf{0.99}$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{136,9374 \times 10^3}{0.99 \times 348 \times 81} = \mathbf{4,90 \text{ cm}^2}$$

Soit : 5T12 = **5,65 cm²** avec un espacement $S_t = \mathbf{20 \text{ cm/ml}}$

Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 81 \times \frac{2.1}{500} = \mathbf{9,780 \text{ cm}^2}$$

$A_{\min} = \mathbf{9,780 \text{ cm}^2} < A_a = \mathbf{12,57 \text{ cm}^2}$ Condition vérifiée.

Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

Armatures principales :

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min(180 ; 25 \text{ cm}) = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

Vérification à l'ELS :

Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 50 \times yl^2 + 329.85 \times yl - 64320.75$$

$$yl = \mathbf{20,05}$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^2}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 20,05^2}{3} + 15 \times (12,57 \times (81 - 20,05)^2)$$

$$I = \mathbf{1494032,25 \text{ cm}^4}$$

Vérification des Contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times yl = \frac{199,0281 \times 10^3}{1494032,25} \times 20,05 = \mathbf{2.67 \text{ MPa}}$$

$\sigma_{bc} = \mathbf{2.67 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ MPa}}$ Condition vérifiée.

Vérification des Contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(266,67 ; 196.77) = \mathbf{196.77 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 502.881 \times 10^3}{9854199.24} \times (195 - 32.72) = \mathbf{121.79 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \mathbf{121.79 \text{ MPa}} \leq \bar{\sigma}_s = \mathbf{196.77 \text{ MPa}}$$
 Condition vérifiée.

- **Sens XX** :à l'ELS :

- . En travée :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{475,810 \times 10^3}{100 \times 14,2 \times 81^2} = \mathbf{0.051} < 0.259$$

$$d=0.9h=81$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.051}) = \mathbf{0.065}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.065 = \mathbf{0.974}$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{475,810 \times 10^3}{0.974 \times 348 \times 81} = \mathbf{17,33 \text{ cm}^2}$$

Soit : 6T20 = **18,85 cm²** avec un espacement St = **16,5 cm/ml**

En appuis :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{279,89 \times 10^3}{100 \times 14,2 \times 81^2} = \mathbf{0.030} < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.030}) = \mathbf{0.038}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.038 = \mathbf{0.98}$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{279,89 \times 10^3}{0.98 \times 348 \times 81} = \mathbf{10,13 \text{ cm}^2}$$

Soit : 7T14 = **10.78 cm²** avec un espacement St = **15 cm/ml**

Sens YY :à l'ELS

- En travée :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{338,348 \times 10^3}{100 \times 14,2 \times 81^2} = \mathbf{0.036} < 0.259$$

$$d=0.9h=81$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.036}) = \mathbf{0.046}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.046 = \mathbf{0.98}$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{338,348 \times 10^3}{0.98 \times 348 \times 81} = 12,25 \text{ cm}^2$$

Soit : 8T14 = **12,32cm²** avec un espacement St = **12,5 cm/ml**

- En appuis :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{199,028 \times 10^3}{100 \times 14,2 \times 81^2} = 0.021 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.021}) = 0.026$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.026 = 0.98$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{199,028 \times 10^3}{0.98 \times 348 \times 81} = 7,20 \text{ cm}^2$$

Soit : 7T12 = **7,92cm²** avec un espacement St = **15 cm**

VI .6.e.Calcul des moments :

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Panneau le plus sollicité		ELU	ELS
Moments en travée	M _{tx} (kN. m)	651,091	475,810
	M _{ty} (kN. m)	387,989	338,348
Moments en appui	M _{ax} (kN. m)	229,797	279,89
	M _{ay} (kN. m)	136,9374	199,028

Tableau VI.1 : Détermination des moments fléchissant du radier.

VI.7.Calcul du ferrailage

Sens	Appuis				Travées			
	A _{calculée} (cm ²)			A _{adp} (cm ²)	A _{calculée} (cm ²)			A _{adp} (cm ²)
	A _u ^a	A _s ^a	ST		A _u ^t	A _s ^t	ST	
X	4,90	5T12	12,5	8T20	25,13	8T20	12,5	8T20
Y	8,20	7T14	12,5	8T20	14,07	6T20	12,5	8T20

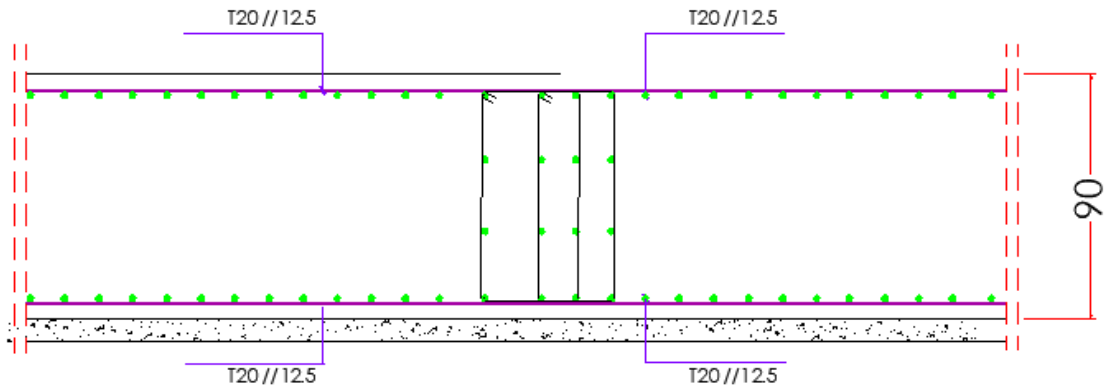
Tableau VI.2 : choix du ferrailage .

VI.8.Conclusion :

Ce dernier chapitre a été primordialement dédié au calcul des fondations en respectant les règlements imposés par le BAEL et RPA.

Pour ce qui concerne aux fondations nous avons opté pour un radier dalle

coupe en appuis



coupe en Travée

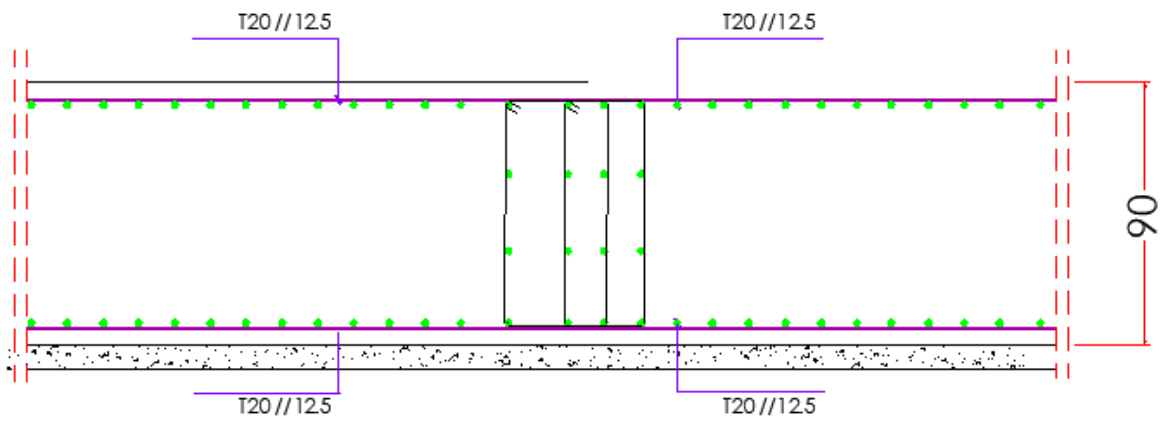


Figure VI.3 : Ferrailage radier.

CONCLUSION GENERALE

L'élaboration de ce projet nous a permis l'amélioration des connaissances concernant le béton armé, l'expérience dans le calcul et la conception tout en tenant compte des critères de sécurité et d'économie. Ces calculs sont fondés sur une meilleure utilisation des règlements plus récents et des logiciels qu'on a appris durant toute cette étude tels que : AUTOCAD et ROBOT, la mesure de bien interpréter les fichiers résultats. Il est à mentionner que le travail présenté contient plusieurs diversités et complexité vue ayant une forme irrégulière, de grandes portées ; aussi l'importance des murs voiles et leur exigence. L'ingénieur en génie civile n'est pas un calculateur seulement mais il faut proposer des solutions raisonnables et efficaces sur le terrain ; d'une manière général une conception justifiée doit prendre en compte premièrement la sécurité pour éviter carrément les dégâts humain et matériel, sans oublier l'économie et le temps d'exécutions. En fin nous espérons que ce projet sera pour nous le point de départ dans le domaine pratique.

Bibliographie

- **Règlements :**

Règles de conception et de calcul des structures en béton armé [C.B.A93, D.T. R-B.C2-41.]

Charges permanentes et charges d'exploitation [D.T.R-B.C22.]

Règles parasismiques algérienne RPA99 version 2003 [RPA99/V2003]

Jean-Pierre Mouglin, Béton Armé aux Etats Limites 91 modifié 99, deuxième édition Eyrolles 2000. [BAEL91]

- **Mémoires :**

Carvalho Alex Luis Augusto & Fulano Valdemar Alberto (2020/2021). Eude d'un bâtiment R+10 avec. Mémoire de fin d'étude master, université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem. Encadré par : M. Bahar Sadek.

Hammou fatma, Hartani nadjel., (2021). Etude d'un bâtiment sous-sol +RDC+12étage a usage d'habitation et commercial. Encadré par : M. Bahar sadek.

- **Cours :**

1^{er} année master : béton armé, dynamique et mécanique des structures.

2^{eme} année master ; génie parasismique

Annexes

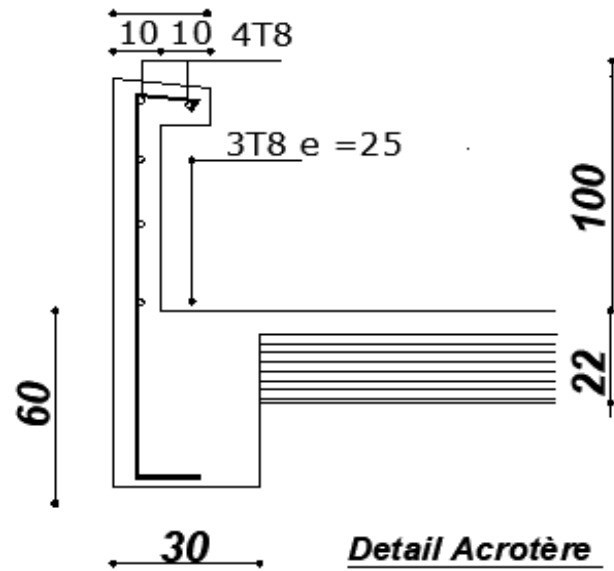


Figure III.2 : ferrailage acrotère.

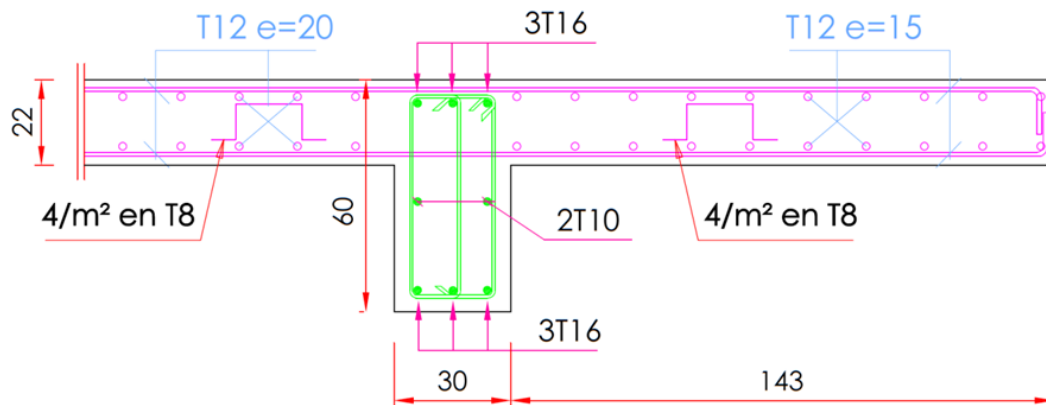


Figure III.3 : ferrailage balcon.

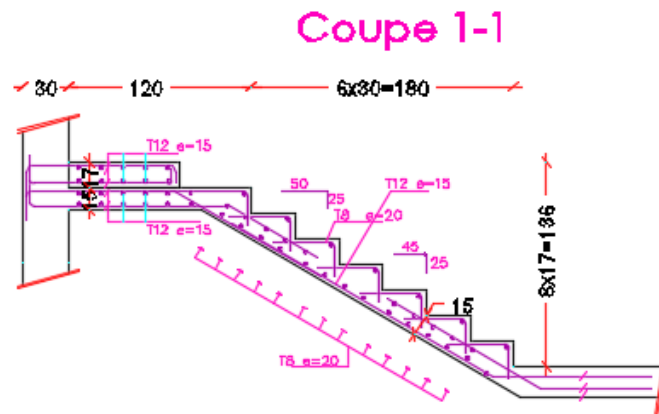


Figure III.13 : ferrailages longitudinaux et de répartition étage curant « volée 1 », coupe 1-1.

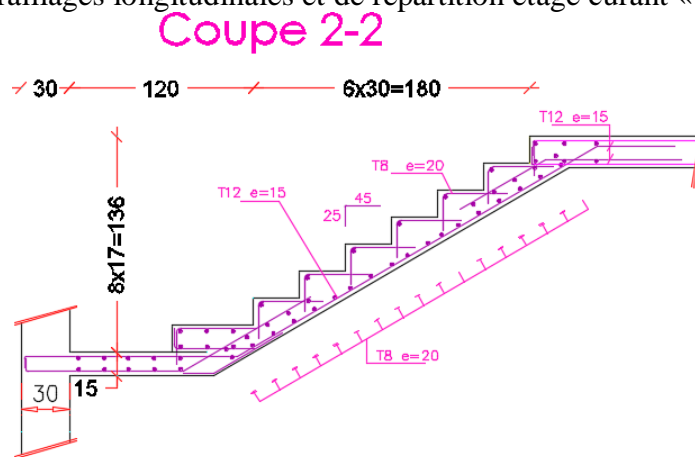


Figure III.14 : ferrailages longitudinaux et de répartition étage curant « volée 3 », coupe 2-2.

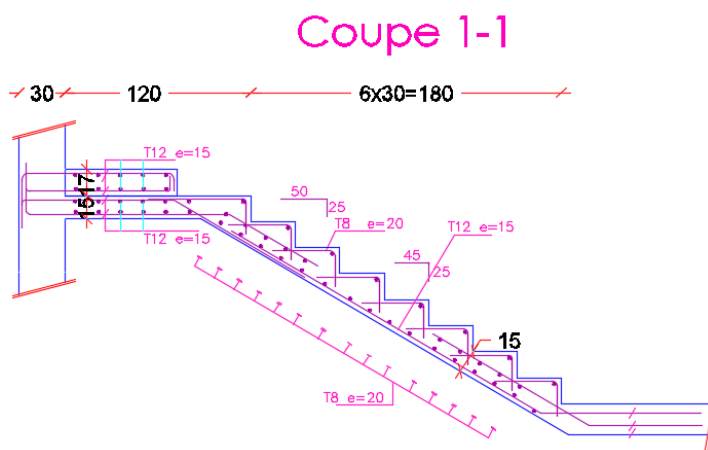


Figure III.15 : ferrailages longitudinaux et de répartition du RDC « volée 1 », coupe 1-1.

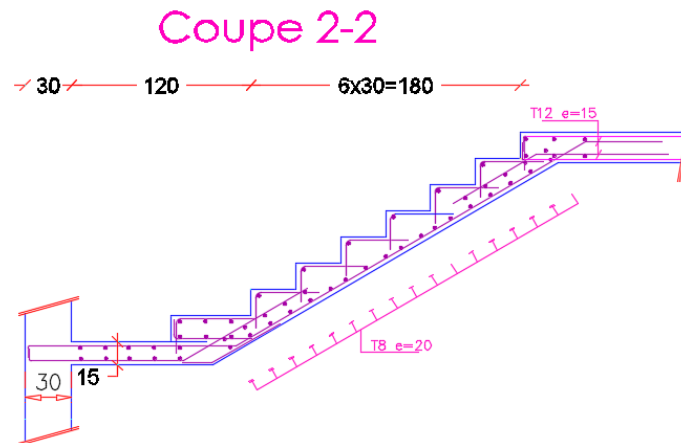


Figure III.16 : ferrillages longitudinaux et de répartition du RDC « volée 3 », coupe 2-2.

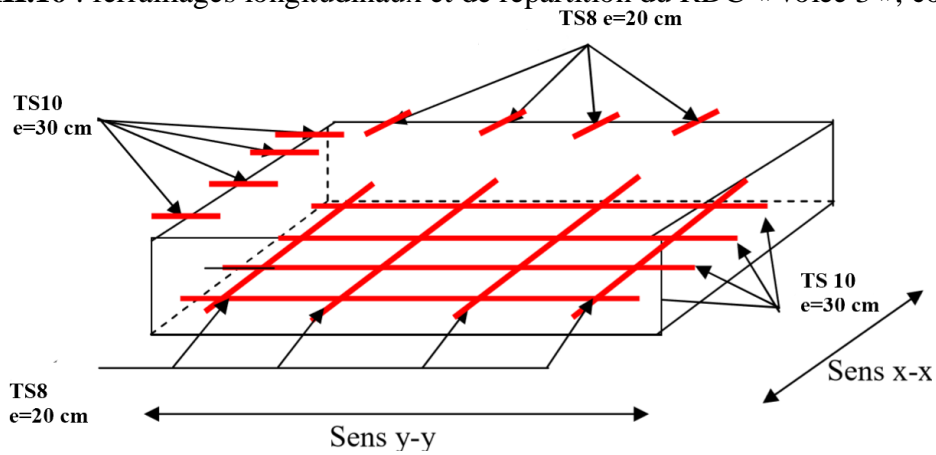


Figure III.17 : Ferrillage de la dalle «volée 2» pour l'étage courant et RDC.
Ferrillages Dalle pleine étage

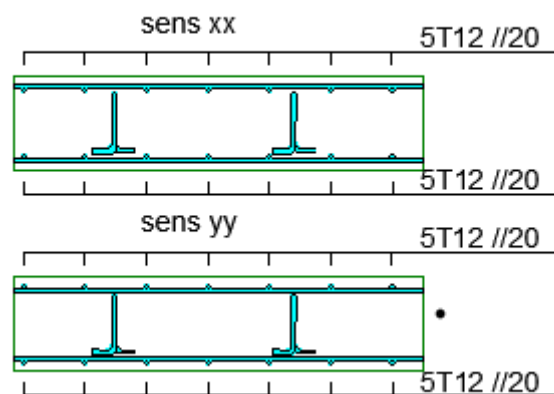


Figure V.5 : Ferrillage étage.

Ferrailages Dalle pleine Terrasse

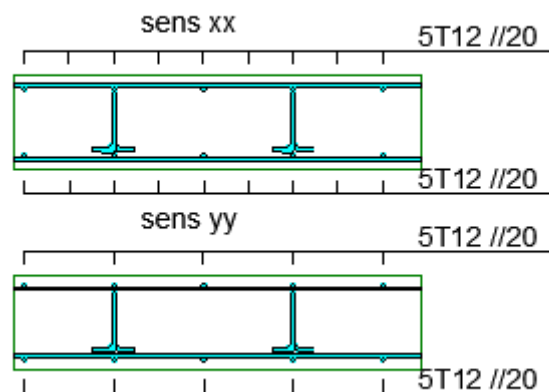


Figure V.6 : Ferrailage terrasse.
Ferrailages Dalle plein RDC

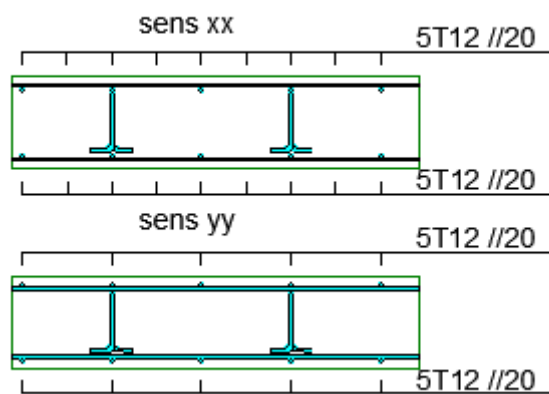


Figure V.7 : Ferrailage RDC.

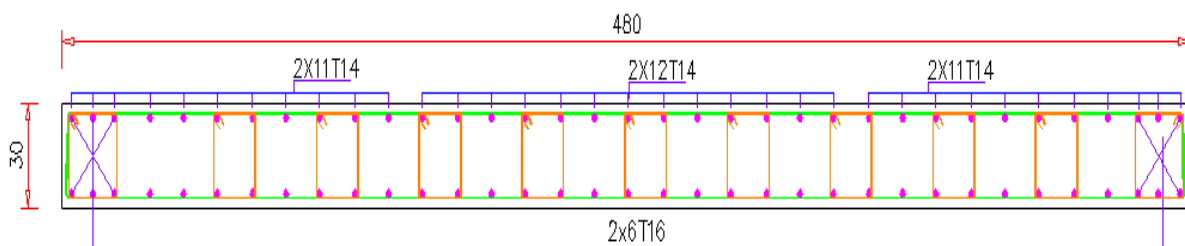


Figure V.8 : ferrailage voile.

Coupe travé

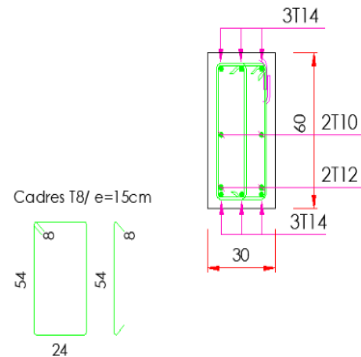


Figure V.8 : ferrailage de la poutre (60x30) entravée.

Coupe appui

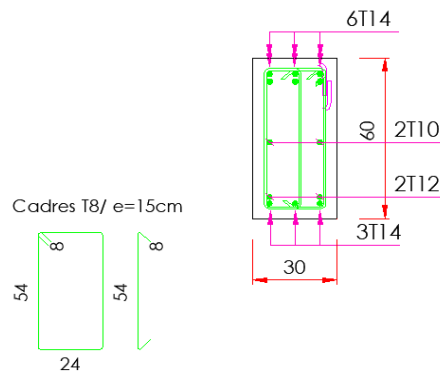


Figure V.9 : ferrailage de la poutre.

Coupe TRAVÉ

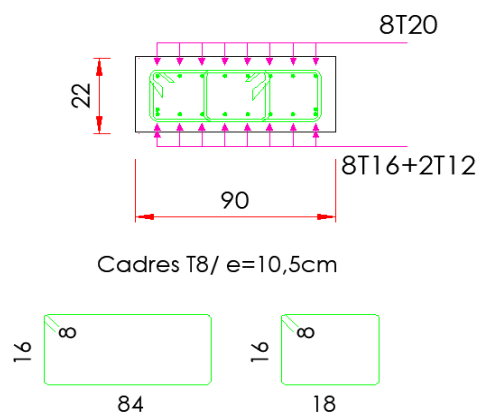


Figure V.10 : ferrailage de la poutre (22x90) entravée.

Coupe APPUI

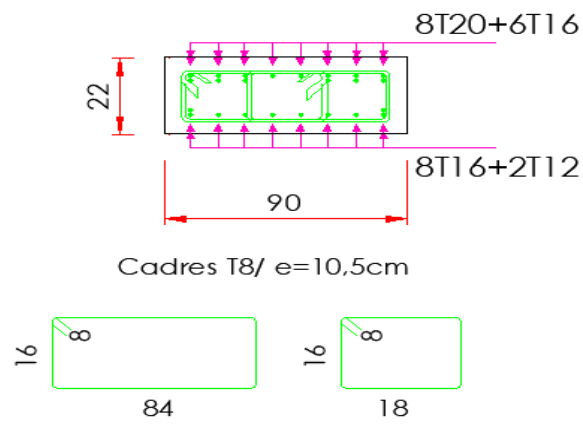
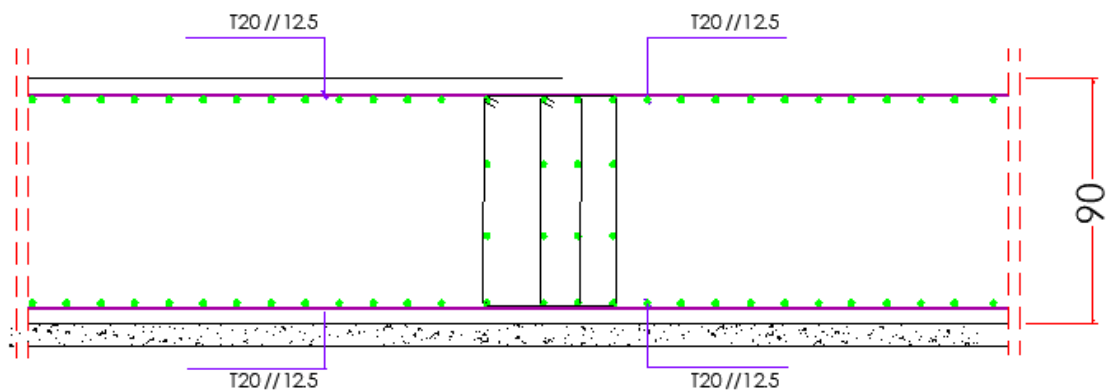


Figure V.11 : ferrailage de la poutre (22x90) en appui.

coupe en appuis



coupe en Travée

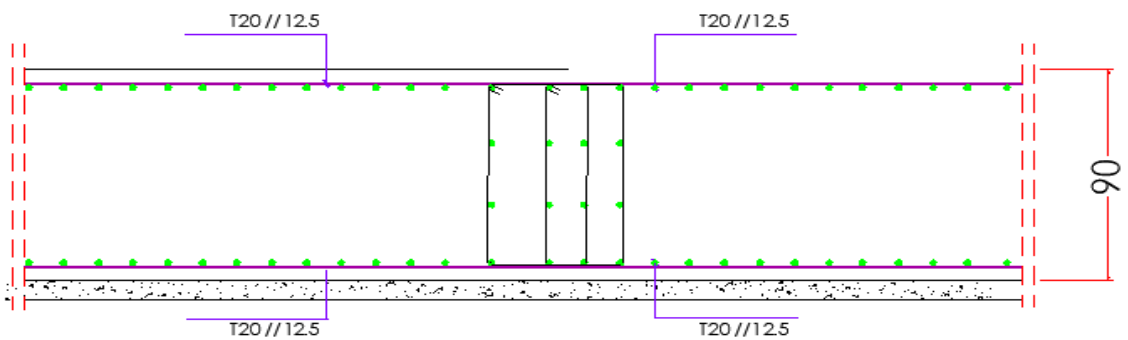


Figure VI.3 : Ferrailage radier.