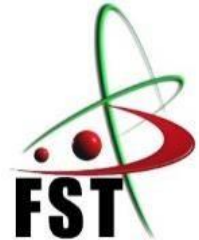


République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Université Abdelhamid Ibn Badis
-Mostaganem -
Faculté de Technologie Département de génie civil



Mémoire pour l'obtention du diplôme
Du master en génie civil
Option : Ingénierie des structures

Thème :

**ÉTUDE STRUCTURELLE D'UN BÂTIMENT
VOILE DALLE « R+10 ÉTAGES » A USAGE
D'HABITATION**

Présenté par :

- GAHAM Mohamed
- EL MEDDAH Hicham

Devant le jury composé de :

- M_r. BAHAR Sadak -Président
- M_r. BELHOUARI Fatehi -Examineur
- M_r. SADEK Nizar -Encadreur

Année universitaire :

2024/2025

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Dédicace :

Je dédie ce modeste travail :

À mes chers **parents** qui m'ont guidé dans les moments les plus difficiles de ce long parcours. Ils ont toujours été à mes côtés.

À mes **frères**, mon soutien dans la vie.

Et à ma petite sœur **Soundous**, source d'innocence et de réconfort.

À mes **amis** proches et à toutes les personnes chères à mon cœur, sans exception.

À mon encadrant bien sûr

Monsieur **Sadeki Nizar**, qui a consacré tous ses efforts pour nous aider et nous orienter dans la réalisation de ce projet.

À mon cher camarade **Mohamed**, compagnon de route et d'efforts, qui a partagé avec moi ce projet avec dévouement.

À toute la promotion de Génie Civil 2025.

M .HICHAM

Dédicace :

Je dédie ce travail de fin d'études :

À mes chers parents,

Pour leur amour inconditionnel, leurs sacrifices, leur soutien moral et matériel tout au long de mon parcours. Merci d'avoir toujours cru en moi.

À mes amis,

Et particulièrement à **Mohamed Agboubi** et **Youssef Belmokhtar**,

Pour leur précieuse amitié, leur soutien constant, leur bonne humeur et les moments inoubliables partagés durant cette aventure.

À mon encadrant,

Monsieur **Sadeki Nizar**,

Pour sa disponibilité, ses conseils précieux, sa rigueur scientifique et son accompagnement tout au long de ce projet.

À toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce mémoire.

Que ce modeste travail soit le reflet de ma gratitude et de mon profond respect envers vous tous.

“Derrière chaque réussite, il y a un rêve, un travail acharné, et des cœurs qui ont cru en toi en silence.”

G .MOHAMED

Remerciements :

Tout notre parfaits gratitude et remerciement à Allah le Tout-Puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière qu'on remercie encadreur, Mr N. SADKI, pour son soutien, ses conseils judicieux et sa grande bienveillance durant l'élaboration de ce projet.

On exprime également notre reconnaissance à tous les membres de jury.

d'avoir accepté de lire ce manuscrit et d'apporter les critiques nécessaires au fond et à la mise en forme de cet ouvrage.

Nos vifs remerciements pour l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur civil.

Enfin, à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'études, qu'ils trouvent ici, l'expression de nos sincères remerciements.

Résumé :

Ce projet consiste principalement en l'étude dynamique et économique d'une structure R+10 contreventée par des voiles porteurs à usage d'habitation.

La structure est implantée à Mostaganem, zone de faible sismicité (zone 5) selon le règlement parasismique algérien 2024. L'analyse dynamique de cette structure a été faite par logiciel de calcul Robot analyses structural 2022.

Le dimensionnement et le ferrailage des éléments résistants ont été faits conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93), en appliquant le BAEL91.

Mots-clés :

Ferrailage, structure, Béton armé, Robot analyse structural 2022, voiles.

Abstract :

This Project consists mainly of the dynamic and economic study of a structure (Ground floor+10) braced by carrier wall for residential use.

The structure is located in Mostaganem, zone of low seismicity (zone 5) according to the Algerian seismic regulation 2024. The dynamic analysis of this structure was made by Robot analyses structural 2022 calculation software.

The dimensioning and reinforcement of the resistant elements were made according to the rules of design and calculation of reinforced concrete structures (CBA93), applying the BAEL91.

Key words :

Reinforcement, structure, Reinforced concrete, Robot analyses structural 2022, carrier.

ملخص:

هذا المشروع يتكون أساسا من دراسة ديناميكية واقتصادية لبناية مقاومة للزلازل بواسطة الجدران الخرسانية المسلحة والذي يتألف من 10 طوابق مخصصة للسكن.

تقع البناية المدروسة في ولاية مستغانم المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم 5، من أجل ذلك كانت الدراسة المطبقة على هذه البناية وفقا للمعايير الجزائرية لمقاومة الزلازل

أم فيما يخص القياس والتسليح لمختلف العناصر الأساسية المشكّلة للبناية فقد استعملنا القوانين المعمول بها في الجزائر

الكلمات المفتاحية:

الجدران الخرسانية, 2022التسليح, بناية, الخرسانة المسلحة, ريبوت

Table des matières :

CHAPITRE I. GENERALITE.....	2
1 INTRODUCTION :.....	2
2 PRESENTATION DE L'OUVRAGE:.....	2
3 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA STRUCTURE :.....	3
3.1 DIMENSION EN ELEVATION :.....	3
3.2 DIMENSION EN PLAN :.....	3
3.3 LE RAPPORT GEOTECHNIQUE :.....	3
3.4 CONCEPTION DE LA STRUCTURE :.....	3
3.4.1 Ossature.....	3
3.4.2 Plancher.....	3
3.4.3 Les voiles :.....	3
3.4.4 Escalier :.....	3
3.4.5 Maçonnerie :.....	3
3.4.6 Revêtement :.....	3
3.4.7 La terrasse :.....	4
3.4.8 L'acrotère :.....	4
3.4.9 Infrastructure :.....	4
3.5 REGLEMENTS ET NORMES UTILISES :.....	4
3.6 RESISTANCES MECANIQUES DU BETON :.....	4
3.6.1 Résistance à la compression :.....	4
3.6.2 Contraintes limites :.....	6
3.7 ACIER :.....	7
3.7.1 Contrainte limite des aciers :.....	8
CHAPITRE II. PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX	10
1 INTRODUCTION :.....	10
2 PRE DIMENSIONNEMENT DU PLANCHER :	10
2.1 CONDITION DE RESISTANCE AU FEU.....	10
2.2 ISOLATION PHONIQUE	10
2.3 LIMITATION DE FLECHE.....	10
3 PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES :	11
3.1 VERIFICATION DES CONDITIONS	12
4 ÉVALUATION DES CHARGES	13
4.1 PLANCHER-TERRASSE.....	13
4.2 PLANCHER ETAGE COURANT	13
4.3 BALCON.....	14
4.4 CLOISONS EXTERIEURES (DOUBLES CLOISONS).....	15
CHAPITRE III. ÉTUDE DU PLANCHER.....	17
1 ETUDE DE LA DALLE PLEINE :	17
1.1 INTRODUCTION :.....	17
1.1.1 Fonction de résistance.....	17

1.1.2	Fonction d'isolation	17
1.2	PLANCHER DALLE PLEINE :.....	18
1.2.1	Le diamètre des armatures :.....	19
1.2.2	Calcul l'enrobage :.....	19
1.2.3	Les hauteurs utiles :	19
1.2.4	Détermination de μ_x et μ_y :.....	21
1.2.5	Détermination de μ_x et μ_y :.....	21
1.2.6	Calcul les Moments :	22
1.2.7	Calcul ferrailage de la dalle pleine :	29
1.2.8	Dessin de Ferrailage :.....	35
2	BALCON:.....	35
2.1	EVALUATION DES CHARGES	36
2.2	COMBINAISON FONDAMENTALE :.....	36
2.3	FERRAILAGE DE LA DALLE DU BALCON	38
2.3.1	ELU :.....	38
2.3.2	ELS :.....	38
2.4	DESSIN DE FERRAILAGE :.....	40
	CHAPITRE IV. ÉTUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES.....	42
1	ETUDE DE L'ESCALIER :.....	42
1.1	. INTRODUCTION :.....	42
1.2	DEFINITION DES ELEMENTS D'UN ESCALIER :.....	42
1.3	DIMENSIONNEMENT DES ESCALIERS DE L'ETAGE COURANT ET LE RDC :	43
1.3.1	Nombre de contre marches :.....	44
1.3.2	La ligne de foulée :	44
1.3.3	. L'inclinaison :.....	44
1.3.4	La longueur de la paillasse ($L_{paillasse}$) :.....	44
1.3.5	L'épaisseur de la paillasse :	44
1.4	DETERMINATION DES CHARGES ET SURCHARGES:.....	45
1.4.1	Charges permanente et exploitation :.....	45
1.5	MARCHE PORTEUSE :.....	46
1.5.1	Combinaison de charge :.....	46
1.5.2	Calcul des efforts internes :.....	46
1.5.3	Dessin de ferrailage :	50
1.6	PAILLASSE PORTEUSE :.....	51
1.6.1	Combinaison de la charge :.....	51
1.6.2	Calcul du ferrailage :.....	55
1.6.3	3.4.6.5.3. Dessin de ferrailage :.....	58
2	L'ACROTERE :(TERRASSE INACCESSIBLE)	59
2.1	PRINCIPE DE CALCUL :	59
2.2	.ÉVALUATION DES CHARGES:.....	59
2.3	LA FORCE HORIZONTALE F_p :	60
2.4	FERRAILAGE :.....	60
2.4.1	Calcul d'excentricité :.....	60
2.4.2	E.L.U :.....	61

2.4.3	E.L.S :	61
2.4.4	Vérification au cisaillement : art A.6.1.1, 3 BAEL91.	61
2.5	DESSIN DE FERRAILLAGE :	62
CHAPITRE V. ÉTUDE SISMIQUE		64
1	INTRODUCTION :	64
2	OBJECTIF DE L'ETUDE DYNAMIQUE :	64
3	CRITERES DE CLASSIFICATION PAR LE RPA2024 :	64
3.1	CLASSIFICATION DES ZONES SISMIQUES :	64
3.2	CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE :	64
3.3	CLASSIFICATION DU SITE :	64
4	CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL :	65
4.1	METHODE STATIQUE EQUIVALENTE :	65
4.1.1	Principe :	65
4.2	METHODE DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE :	65
5	METHODE STATIQUE EQUIVALENTE :	65
5.1	VERIFICATION DE FORCE SISMIQUE:	65
5.1.1	Calcul Spectre de réponse de calcul:	66
5.1.2	Calcul de la force sismique totale :	69
5.2	VERIFICATION DE LA MASSE CUMULEE:	71
5.3	EVALUATION DES EXCENTRICITES :	71
5.3.1	Excentricités théoriques :	71
5.4	VERIFICATION DES DEPLACEMENTS INTER-ETAGE :	71
5.5	VERIFICATION DE L'EFFET $P - \Delta$:	72
6	CONCLUSION :	74
CHAPITRE VI. FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX		70
1	LES VOILES :	70
1.1	GENERALITES :	70
1.2	DEFINITION D'UN VOILE :	71
1.3	PROCEDURE DE FERRAILLAGE :	71
1.3.1	Armatures verticales Art 7.7.4.1 du RPA 2024:	71
1.3.2	Armatures horizontales Art 7.7.4.2 du RPA 2024:	72
1.3.3	Règles communes Art 7.7.4.3du RPA 2024:	72
1.4	CALCUL DE FERRAILLAGE :	73
1.5	EXEMPLE DE CALCUL FERRAILLAGE D'UN VOILE 40 (PLUS DEFAVORABLE) :	77
1.5.1	Ferrailage verticales des voiles à l'ELU	77
1.5.2	Ferrailage verticales des voiles à l'ELS	78
1.5.3	Ferrailage horizontale des voiles à l'ELU :	80
1.5.4	Ferrailage horizontale des voiles à l'ELS :	83
2	POUTRE VOILE :	85
2.1	CALCUL DE FERRAILLAGE :	85
2.2	EXEMPLE DE CALCUL FERRAILLAGE D'UN POUTRE VOILE 40*60 (PLUS DEFAVORABLE) :	86

2.3	FERRAILLAGE HORIZONTALE DES POUTRES VOILE A L'ELU	86
2.4	FERRAILLAGE HORIZONTALE DES POUTRES VOILE A L'ELS	87
CHAPITRE VII. ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE		90
1	INTRODUCTION	90
2	CHOIX DU TYPE DE FONDATION.....	90
3	AVANTAGE DU RADIER	90
4	PRE DIMENSIONNEMENT.....	90
4.1	CONDITION DE RIGIDITE.....	90
4.2	CONDITION FORFAITAIRE :.....	91
4.3	CONDITION DE NON CISAILLEMENT :.....	91
4.4	CONDITION DE NON POINÇONNEMENT.....	92
4.5	CARACTERISTIQUES DU RADIER.....	92
5	VERIFICATION DES CONTRAINTES.....	93
6	VERIFICATION DE L'EFFET SOUS PRESSION.....	94
7	CALCUL DU FERRAILLAGE DU RADIER	94
8	DESSIN DE FERRAILLAGE	96
CONCLUSION GENERALE		97

Listes des tableaux :

Tableau 1. Variation de θ en fonction du temps	6
Tableau 2. Caractéristique mécanique de l'acier.....	7
Tableau 3. Charge permanente et d'exploitation du plancher-terrasse.....	13
Tableau 4. Charge permanente et d'exploitation d'étage courant	14
Tableau 5. Charge permanente et d'exploitation de balcon	14
Tableau 6. Charges permanentes de cloisons extérieures	15
Tableau 7. Eléments de réduction (M,T) du balcon.....	37
Tableau 8. Ferrailage des balcons.....	40
Tableau 9. Les charges du Palier	45
Tableau 10. Les charges de la paillasse	45
Tableau 11. Mmax en appui et en travée et Tmax de l'escalier du sous-sol en ELU	51
Tableau 12. Calcul de ferrailage en appui et en travée	55
Tableau 13. Pénalités du facteur de qualité	67
Tableau 14. taux de participation modale	69
Tableau 15. Vérification des déplacements inter étage selon x et y	71
Tableau 16. Un tableau récapitulatif	72
Tableau 17. Un tableau récapitulatif	73
Tableau 18. Les résultats de ferrailage.....	76
Tableau 19. Ferrailage Verticales des voiles.....	77
Tableau 20. Ferrailage horizontale des voiles	80
Tableau 21. Les résultats de ferrailage.....	85
Tableau 22. Ferrailage Horizontale des poutres voile	86
Tableau 23. Choix des armatures de radier	95

Listes des Figures :

Figure 1. Plan de situation	2
Figure 2. Dalle pleine	3
Figure 3. Brique utilisée	3
Figure 4. Évolution de la résistance du béton à la compression et à la traction	5
Figure 5. Diagramme contraintes-déformation du béton	6
Figure 6. Diagramme contrainte-déformation des aciers	8
Figure 7. Coupe de voile	12
Figure 8. Détail du plancher-terrasse	13
Figure 9. Détail du plancher	13
Figure 10. Élément constituant les murs extérieurs	15
Figure 11. Numérotation des panneaux dalles pleines.....	17
Figure 12. Cartographie des moments xx à ELU	18
Figure 13. Dimensions d'un panneau de dalle pleine	18
Figure 14. Enrobage.....	19
Figure 15. Schéma représentatif de différents types des panneaux de dalle avec diagramme des moments fléchissant.....	20
Figure 16. moment d'encastrement de dalle rectangulaire.....	21
Figure 17. Section de calcul de la dalle sens X	29
Figure 18. Section de calcul de la dalle sens Y	32
Figure 19. Ferrailage dalle pleine 2 sens.....	35
Figure 20. Schéma statique de la dalle pleine	36
Figure 21. Diagramme du moment fléchissant à l'ELU	37
Figure 22. Diagramme des effort tranchant à l'ELU	37
Figure 23. Schéma de ferrailage du balcon	40
Figure 24. Terminologie de l'escalier	42
Figure 25. Schéma de l'escalier.....	43
Figure 26. Schéma statique de calcul à l'ELU	46
Figure 27. Diagramme du moment fléchissant à l'ELU	47
Figure 28. Schéma statique de calcul à l'ELS	48
Figure 29. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS	49
Figure 30. Diagramme du moment fléchissant à l'ELS	49
Figure 31. Ferrailage de la marche porteuse	50
Figure 32. Un perlier d'escalier de 3 volée	51
Figure 33. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU	52
Figure 34. Diagramme de moment fléchissant à l'ELU	53
Figure 35. Schéma statique d'un escalier a paillasse avec deux escalier.....	53
Figure 36. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.....	54
Figure 37. Diagramme de moment fléchissant à l'ELS	54
Figure 38. Ferrailage de l'escalier	58
Figure 39. Schéma statique de l'acrotère	59
Figure 40. Schéma ferrailage de l'acrotère	62
Figure 41. Disposition des voiles.....	68
Figure 42. Vue de la structure modalisée	68
Figure 43. Séisme sens (x-x)	70
Figure 44. Séisme sens (y- y)	70
Figure 45. Schéma du voile	70
Figure 46. Ferrailage de voile 40.....	73
Figure 47. Ferrailage de voile 35.....	73
Figure 48. Ferrailage de voile 30.....	74
Figure 49. Ferrailage de voile 25.....	74

Figure 50. Ferrailage de voile 20	75
Figure 51. Ferrailage de voile 15	75
Figure 52. Flexion composée, section rectangulaire et N effort de traction	77
Figure 53. Section rectangulaire entièrement tendue	78
Figure 54. Coupe ferrailage voile vertical.....	79
Figure 55. Flexion composée, section rectangulaire et N effort de traction	80
Figure 56. Section rectangulaire sans armature comprimée.....	81
Figure 57. Section rectangulaire entièrement tendue.....	83
Figure 58. Coupe ferrailage voile horizontale	84
Figure 59. Schéma poutre voile	85
Figure 60. Flexion composée, section rectangulaire et N effort de traction	86
Figure 61. Flexion composée, section rectangulaire et N effort de traction	87
Figure 62. Coupe ferrailage poutre voile horizontale	89
Figure 63. Dimensions du radier en mètre	92
Figure 64. Cartographie de contrainte du radier sur le sol a l'ELU	93
Figure 65. Cartographie de contrainte du radier sur le sol a l'ELS	93
Figure 66. Cartographie du ferrailage X	94
Figure 67. Cartographie du ferrailage Y	95
Figure 68. Ferrailage du radier	96

Notation :

\ddot{A} : Coefficient d'accélération de zone.

A_{st} : Aire d'une section d'acier tendue

A_{sc} : Aire d'une section d'acier comprimée

A_h : Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales

A_r : Armatures de répartition

B : Aire d'une section de béton

B_r : Section réduite du poteau

B_c : Section brute

c : Enrobage

D : Débordement

d : Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus comprimée de la section de béton

E_{ij} : Module de Young instantané à « j » jours

E : Charges sismiques

e : Excentricité de l'effort normal (ou épaisseur d'une dalle ou d'un voile)

f_e : Limite d'élasticité de l'acier

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

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression

G : Charges permanentes

h : Hauteur d'une section d'une poutre ou d'un poteau, d'une fondation

I : Moment d'inertie d'une section

I_j : Nombre de jours de maturité du béton

L : Portée d'une poutre ou d'une dalle

L_f : Longueur de flambement

M_{ser} : Moment fléchissant de calcul de service

M_u : Moment fléchissant de calcul ultime

M_r : Moment renversant

M_s : Moment stabilisant

N_s : Effort normal de calcul de service

N_u : Effort normal de calcul ultime

Q : Charges variables (charges d'exploitations), Facteur de qualité

R : Coefficient de comportement de la structure

S_t : Espacement des armatures transversales

T_1 et T_2 : Périodes caractéristiques

V_u : Effort tranchant à l'état limite ultime

W : Poids total de la structure

α : Angle d'une armature avec la fibre moyenne, coefficient de sécurité sans dimension en général (alpha)

γ_s : Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (gamma)

γ_b : Coefficient partiel de sécurité sur le béton

η : Coefficient de fissuration relatif à une armature, Facteur de correction d'amortissement (êta)

ν : Coefficient de poisson (nu)

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (xi)

ρ : Poids volumique, rapport de la section d'acier sur celle du béton (rho)

σ : Contrainte normale (sigma)

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible du béton comprimé

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte admissible dans les aciers

σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus

σ_s : Contrainte dans les aciers comprimés

τ : Contrainte tangente (tau)

$\bar{\tau}$: Contrainte tangente admissible

Φ_l : Diamètre d'une armature longitudinale (phi)

Φ_t : Diamètre d'une armature transversale

Liste des Abréviations :

ELU : Etat limite ultime

ELS : Etat limite de service

ELA : Etat limite accidentel

RDC : Rez-de-chaussée

HA : haute adhérence

TS : Treillis soudé

RPA : Règlement parasismique algérien

BAEL : Béton armé à l'état limite

CBA : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé

DTR : Document technique réglementaire algérien

DDL : Degré de liberté

SET : Section entièrement tendue

SPT : Section partiellement tendue

N: Nervure

BN: Bande noyée

INTRODUCTION GÉNÉRALE :

En génie civil, lors d'une étude d'une structure, Les ingénieurs sont appelés à concevoir des Structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisant sans oublier l'aspect économique. Les structures sont souvent menacées par des forces sismiques qui dépendent de l'activité tectonique Ainsi que la nature du sol. Ces forces sismiques sont imprévisible, on peut ni prévoir ni contrôler un Séisme. L'utilité d'une étude parasismique basée sur une étude dynamique est donc nécessaire et Permet de minimiser les dégâts.

Le présent travail fait l'objet d'une étude d'un bâtiment usage d'habitation en R+10,

Le travail sera réparti sur Sept chapitres :

- Généralités
- Pré dimensionnement des éléments secondaires
- Etude de plancher
- Calcul des éléments secondaires
- Etude dynamique de la structure réalisée par le logiciel ROBOT 2022
- Ferrailage des éléments structuraux
- Etude de l'infrastructure

L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en Vigueur à savoir (RPA2024, BAEL et CBA93) et les documents techniques y afférant (D.T.U13.2 et le D.T.R. BC 2.33.2).

L'Algérie est parmi les payés qui est soumise 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 événements sismiques, il est nécessaire de bien Comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine de mouvements forts de sol. Lors des tremblements de terre sévères, il a été constaté que la plus part des bâtiments à voiles en Béton armé ont bien résistés, sans endommagement exagéré. Mis à part leur rôle d'éléments porteurs Vis-à-vis des charges verticales, les voiles, en béton armé correctement Dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces

Horizontales, permettant ainsi de réduire les risques.

CHAPITRE I

Généralité

Chapitre I. Généralité

1 Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. À cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier.

2 Présentation de l'ouvrage:

Le projet consiste en l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment (R+10) à usage d'habitation constitué de :

- Un rez-de-chaussée (RDC).
- Du 1er au 10^{ème} étage à usage d'habitation. Chaque niveau contient 2 appartements F4 et 2 F3

Le bâtiment sera implanté à SALAMANDER wilaya de MOSTAGANEM. Cette région est classée en zone sismique 5 selon le RPA version 2024.



Figure 1. Plan de situation

3 Caractéristiques géométriques de la structure :

3.1 Dimension en élévation :

- ✓ Hauteur de RDC (usage commercial)H= 3.06 m
- ✓ 1^{er} étage jusqu'à 10^{ème} étage H = 3.06 m.
- ✓ Hauteur totale de bâtimentH = 33.66 m.

3.2 Dimension en plan :

La structure présente une forme régulière.

- ✓ La longueur totale en plan :24.17 m
- ✓ La largeur totale en plan :13.92 m

3.3 Le rapport géotechnique :

Le sol d'assise de la construction est un sol rocheux d'après le rapport du laboratoire de la mécanique des sols (L.H.C.O)⇒ Laboratoire de l'Habitat et de la Construction de l'Ouest.

- La contrainte admissible du sol est $\delta_{sol} = 2 \text{ bars}$.

3.4 Conception de la structure :

3.4.1 Ossature

Il y a deux solutions pour les bâtiments en B.A.

- Solution poteaux poutres (traditionnelle).
- Solution voiles dalles pleines (coffrage tunnel). ⇒ *Notre cas*.

3.4.2 Plancher

3.4.2.1 Dalle pleine :

Largement utilisée dans le domaine de la construction, une dalle pleine est une structure horizontale porteuse en béton armé continue sans nervures.

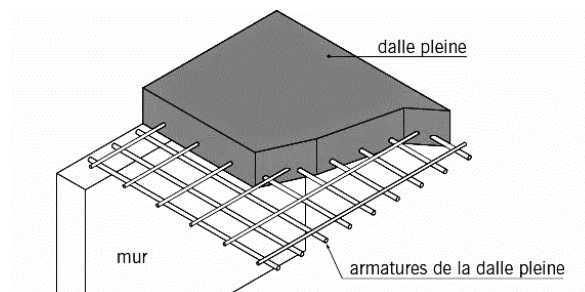


Figure 2. Dalle pleine

3.4.2.2 Balcons :

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

3.4.3 Les voiles :

Ce sont des éléments rigides en béton armé, coulé sur place, ils assurent d'une part le transfert des charges verticales et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales.

3.4.4 Escalier :

Un escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, ou degrés, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant.

3.4.5 Maçonnerie :

La maçonnerie la plus utilisée en Algérie est en brique creuse et le parpaing. On a :

- ✓ Les murs extérieurs : ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois séparées par une lame d'air d'épaisseur 5 cm pour l'isolation thermique et phonique.
- ✓ Les murs intérieurs sont en simples parois réalisées en briques d'épaisseur de 10 cm.

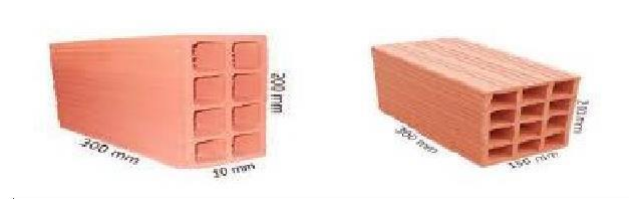


Figure 3. Brique utilisée

3.4.6 Revêtement :

3.4.6.1 Terrasse

- ✓ Protection gravillon.
- ✓ Forme de pente.
- ✓ Étanchéité multicouche.
- ✓ Isolation en liège.
- ✓ Enduit en plâtre.

3.4.6.2 Étage courant

- ✓ Carrelage.
- ✓ Mortier de pose.
- ✓ Couche de sable.
- ✓ Enduit en plâtre.

3.4.6.3 Murs extérieurs (double paroi)

- ✓ Enduit en ciment de 2cm à l'intérieur et à l'extérieur.

3.4.7 La terrasse :

Dans notre projet la terrasse est inaccessible.

3.4.8 L'acrotère :

C'est un élément encastré dans le plancher-terrasse réalisé en béton armé, qui va servir comme garde-corps.

3.4.9 Infrastructure :

L'infrastructure sera réalisée en béton armé en assurant :

- ✓ Transmission des charges verticales au sol d'assise de la structure.
- ✓ Limitation des tassements différentiels.
- ✓ Encastrement de la structure dans le sol.

3.5 Règlements et normes utilisés :

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- ✓ RPA version 2024.
- ✓ CBA 93 (Code du béton armé).
- ✓ DTR BC 2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- ✓ BAEL 91 modifié 99.

3.6 Résistances mécaniques du béton :

3.6.1 Résistance à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de diamètre égal à 16 cm et d'une hauteur de 32 cm.

Pour un dosage courant de 350 kg/m³ de ciment CPJ325, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ($f_{c28} = 25$ MPa)

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28} \quad \text{si } j < 28 \text{ jours}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40\text{MPa}$

$$f_{cj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \quad \text{si } j < 28 \text{ jours}$$

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

Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours notés f_{tj} et conventionnellement définie pour les relations suivantes :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} \Rightarrow f_{t28} = 2.4\text{MPa}.$$

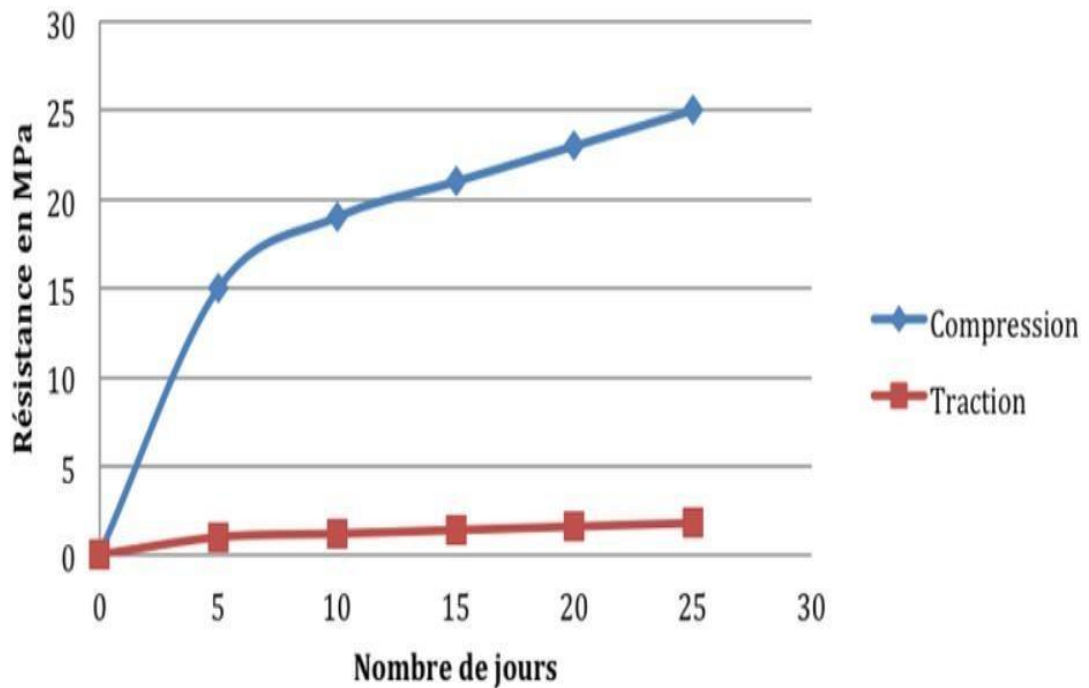


Figure 4. Évolution de la résistance du béton à la compression et à la traction

3.6.2 Contraintes limites :

3.6.2.1 Contrainte du béton :

- **État limite ultime (ELU) :**

En compression, le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

Les déformations du béton sont :

$$\varepsilon_{bc1} \equiv 2\text{‰}$$

$$\varepsilon_{bc2} = \begin{cases} 3.5\text{‰} & \text{Si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ (4.5; 0.025 f_{ci}) & \text{Si } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{cases}$$

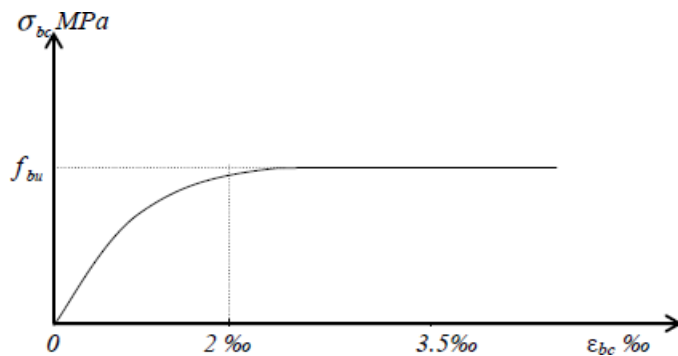


Figure 5. Diagramme contraintes-déformation du béton

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

Avec :

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

Déformation du béton en compression.

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

γ_b : Coefficient de sécurité.

➤ $\gamma_b = 1.5$ cas général.

➤ $\gamma_b = 1.15$ cas accidentel

θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement

Tableau 1. Variation de θ en fonction du temps

θ	Durée d'application
1	> 24h
0.9	1h ≤ Durée ≤ 24h
0.85	< 1h

- **État limite de service (ELS) :**

La contrainte limite de service en compression de béton est limitée par : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$

Avec : $\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa}$

- **Module de déformation longitudinale :**

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

$$E_{i28} = 11000 f_{c28}^{1/3} = 11000 \times 25^{1/3} = 32164 \text{MPa} \quad \text{BAEL 91 (A.2.1,21)}$$

$$E_d = 3700 x f_{c28}^{1/3} = 3700 \times 25^{1/3} = 10819 \text{MPa} \quad \text{BAEL 91 (A.2.1,22)}$$

- **Module de déformation transversale :**

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

La valeur du module d'élasticité transversale G est donnée par et en simplifiant $G = 0,417 E$

-Coefficients de poisson : Il sera pris égale à :

- $\nu = 0$ À (ELU).
- $\nu = 0.2$ À (ELS).

3.7 Acier :

L'acier est un alliage de fer et de carbone, ils sont nécessaires pour reprendre les efforts de traction et pour limiter la fissuration. Les différents types d'aciers utilisés dans les ouvrages en béton armé sont :

Tableau 2. Caractéristique mécanique de l'acier

Type	Nuance	Fe (MPa)
Haute Adhérence	FeTE40	400
	FeTE50	500
Fils treillis HA	FeTE40	400
	FeTE50	500
Acier naturel	FeF215	215
	FeE235	235

3.7.1 Contrainte limite des aciers :

- **ELU**

Le diagramme contrainte – déformation est défini ci-dessous :

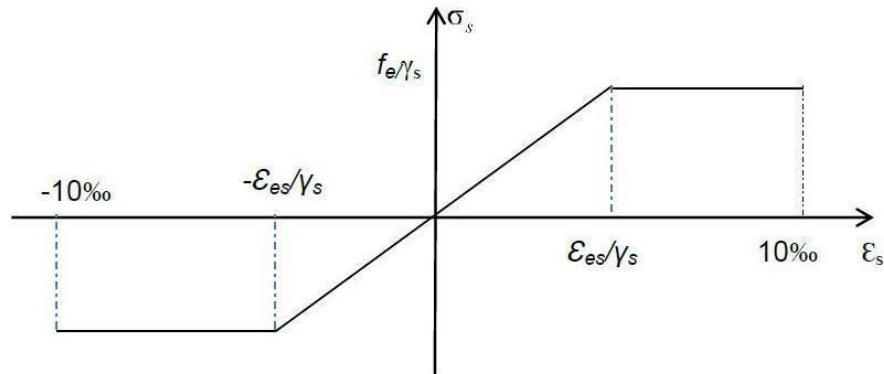


Figure 6. Diagramme contrainte-déformation des aciers

- **ELS :**

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

-Fissuration peu préjudiciable : pas de limitation

-Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \sigma_{st}$$

$$\varepsilon = \min \left\{ \frac{2}{3}; \max \left(f_e; \sqrt{n \times f_{tj}} \right) \right\}$$

η : coefficient de fissuration avec :

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

$\eta = 1.6$ pour les armatures à haute adhérence (HA) avec $\Phi \geq 6$ mm

$\eta = 1.3$ pour les armatures à haute adhérence (HA) avec $\Phi < 6$ mm

Avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

CHAPITRE II

Prédimensionnement des
éléments structuraux

Chapitre II. Prédimensionnement des éléments structuraux

1 Introduction :

Le pré dimensionnement des sections des différents éléments résistants sera fait selon les règles du BAEL91 et le RPA version 2024, pour déterminer des dimensions économiques et d'éviter un surdimensionnement d'acier et du béton.

2 Pré dimensionnement du Plancher :

Le plancher est une surface plane et horizontale, assurant la séparation entre les différents niveaux consécutifs. Ses principales fonctions se résument essentiellement en termes de :

- **Résistance** : Transmettre les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs.
- **Confort** : Isolation phonique et thermique, ainsi que l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Pour notre bâtiment, un seul type de plancher va être utilisé : c'est une dalle pleine. L'épaisseur des planchers est choisie d'une manière à satisfaire des conditions d'utilisation plus que les conditions de résistance. Pour trouver cette épaisseur, on vérifiera les conditions ci-après.

2.1 Condition de résistance au feu

- ✓ $e = 7$ cm pour 1 heure de coupe-feu.
- ✓ $e = 11$ cm pour 2 heures de coupe-feu.
- ✓ $e = 17.5$ cm pour 4 heures de coupe-feu.

2.2 Isolation phonique

Selon les règles de calcul du béton armé CBA93, l'épaisseur du plancher, si nous voulons obtenir une bonne isolation acoustique, doit être supérieure ou égale à 13 cm.

2.3 Limitation de flèche

- Si $l_x/l_y < 0.4$: la dalle porte suivant sa petite portée uniquement.
- Si $l_x/l_y > 0.4$: la dalle porte suivant les 2 directions x et y, et c'est le cas pour lequel on Prédimensionnement les planchers.

Avec :

l_x : petite portée du plancher.

l_y : grande portée du plancher.

Dans notre cas on prend le panneau qui est la dimension suivante :

$L_x = 5.47$ m et $L_y = 7.46$ m

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{5.4}{7.4} = 0.73 > 0.4$$

Donc la dalle porte suivant les 2 directions x et y, tel que L_x et L_y sont les dimensions du plus grand panneau :

- ✓ Pour une travée isolée (isostatique) $\Rightarrow L_x < 30 \times e$
- ✓ Pour une travée de rive (Hyperstatique) $\Rightarrow L_x < 30 \times e$
- ✓ Pour une travée intermédiaire (Hyperstatique) $\Rightarrow L_x < 35 \times e$

On va utiliser la deuxième formule, car la travée étudiée est une travée de rive.

$$e \geq \frac{5.4}{30} \Rightarrow e > 18 \text{ cm}$$

Donc: on prend : $e = 20 \text{ cm}$

3 Pré dimensionnement des voiles :

Le pré dimensionnement des voiles en béton armé sera fait du RPA2024, ils servent à contreventer le bâtiment d'une part en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

Selon le RPA2024 un élément est considéré comme voile seulement dans le cas où il vérifie la condition $(h_w/l_w) > 2.0$) sinon cet élément est considéré comme un élément linéaire.

Selon ce même article, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étages h_e et des conditions de rigidité aux extrémités et l'épaisseur minimale est fixée à 15 cm

Selon RPA2024, notre bâtiment appartient à la zone5 (MOSTAGANEM)

Nombre d'étages = 10 étages

La hauteur totale = 33.66m

\Rightarrow Donc notre répond à ces conditions projet

3.1 Vérification des conditions

$$L_w \geq \text{Max}\left(\frac{h_e}{3}; 4b_w; 1\text{m}\right)$$

L_w : Longueur du voile

h_e : la hauteur libre
du niveau

b_w : L'épaisseur minimale

$$b_w \geq \text{max}(0.15 ; h_e/20)$$

h_e : Hauteur d'étage 2.86 m

$$h_e = 2.86 \text{ m} \rightarrow a \geq 2.86/20 = 0.143 \text{ m}$$

Donc on prend : $a \geq 15 \text{ cm}$

$$\Rightarrow L \geq 100 \text{ cm}$$

Tous les voiles dans notre projet présentent une longueur supérieure ou égale à 100 cm.

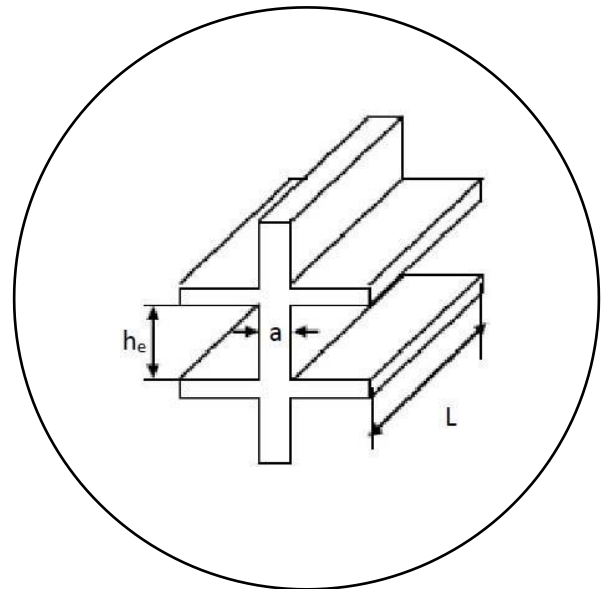


Figure 7. Coupe de voile

4 Évaluation des charges

4.1 Plancher-terrasse

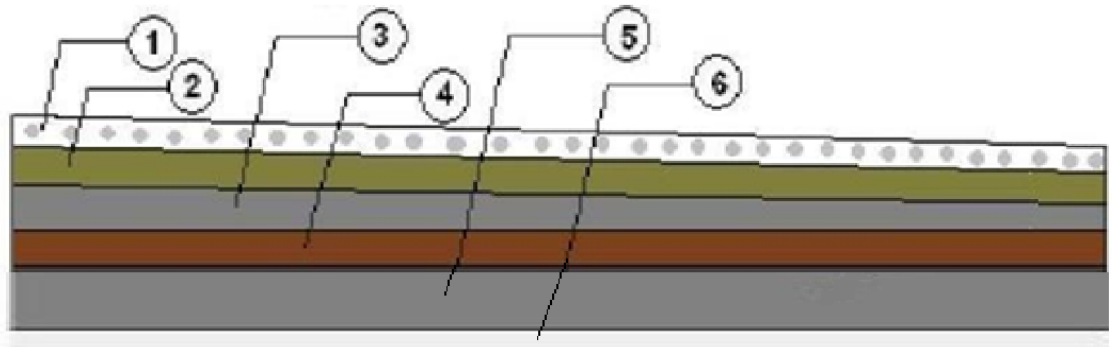


Figure 8. Détail du plancher-terrasse

Tableau 3. Charge permanente et d'exploitation du plancher-terrasse

	Couche	Épaisseur (cm)	Masse volumique (KN.m ³)	G [kN/m ²]
1	Protection en gravillons	5	20	1
2	Étanchéité multicouche	2	--	0.12
3	Forme de pente	10	20	2
4	Isolation en liège	4	--	0.16
5	Dalle pleine	20	25	5
6	Enduit de plâtre	1.5	10	0.15
Charge permanente				8.43
Charge d'exploitation				1

4.2 Plancher étage courant

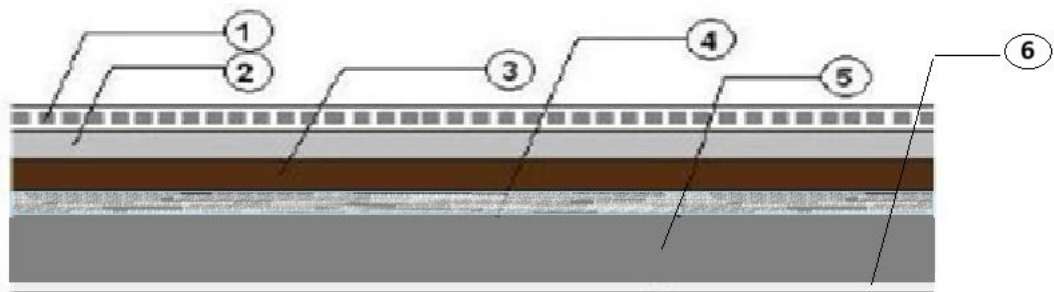


Figure 9. Détail du plancher

Tableau 4. Charge permanente et d'exploitation d'étage courant

Couche	Épaisseur (cm)	Masse volumique (KN.m ³)	G (KN.m ²)
Cloisons	10	10	1
Carrelage	2	20	0,4
Mortier de pose	3	20	0,4
Lit de sable	3	18	0.36
Dalle pleine	20	25	5
Enduit de plâtre	2	10	0,2
Charge permanente		5.38	
Charge d'exploitation		1.5	

4.3 Balcon**Tableau 5. Charge permanente et d'exploitation de balcon**

N ₀	Couche	Épaisseur (cm)	Masse volumique (KN.m ³)	G [kN/m ²]
1	Carrelage	2	20	0.4
2	Mortier de pose	2	30	0.6
3	Couche de sable	2	18	0.36
4	Dalle pleine	20	25	5
5	Enduit de mortier	1.5	10	0.15
Charge permanente				6.9
Charge d'exploitation				3.5

4.4 Cloisons extérieures (doubles cloisons)

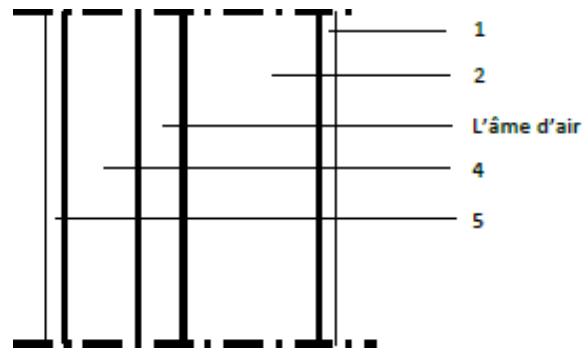


Figure 10. Élément constituant les murs extérieurs

Tableau 6. Charges permanentes de cloisons extérieures

N°	Couche	Épaisseur (cm)	Masse volumique (KN.m ³)	G [kN/m ²]
1	Enduit extérieur (ciment)	1.5	18	0.27
2	Brique creuse	15	13	1.35
3	Brique creuse	10	9	0.9
4	Enduit intérieur (plâtre)	1.5	16	0.24
Charge permanente				2.76

CHAPITRE III

Étude du plancher

Chapitre III. Étude du plancher

1 Etude de la dalle pleine :

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.

1.1.1 Fonction de résistance.

Les planchers supportent les charges permanentes et les surcharges d'exploitation.

1.1.2 Fonction d'isolation

Ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages. On peut distinguer deux grandes classes de planches :

- planche coulés sur place (Traditionnel)
- 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.

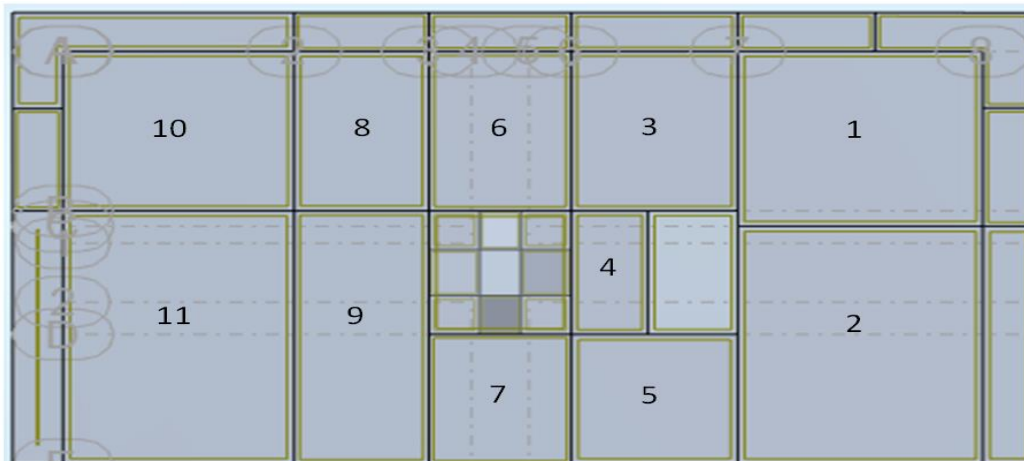


Figure 11. Numérotation des panneaux dalles pleines

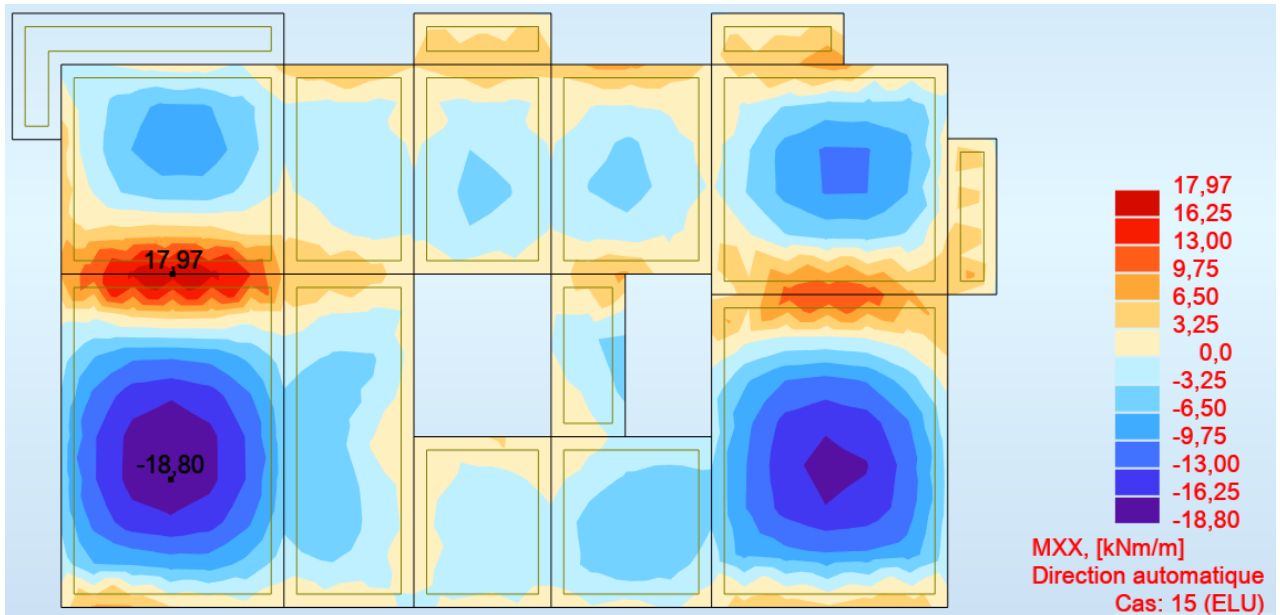


Figure 12. Cartographie des moments xx à ELU

1.2 Plancher dalle pleine :

Les dalles pleines sont des planchers rectangulaires de dimensions L_x et L_y dont ($L_x \leq L_y$) et d'une épaisseur h_d dont les appuis sont des poutres ou des voiles en béton armé. Ce sont des dalles partiellement ou totalement encastrés sur le contour des murs en maçonnerie (dalle simplement appuyé sur le contour).

- Pour $\rho < 0,4$; la dalle porte dans un seul sens.
- Pour $0,4 \leq \rho \leq 1$; la dalle porte suivant deux directions.

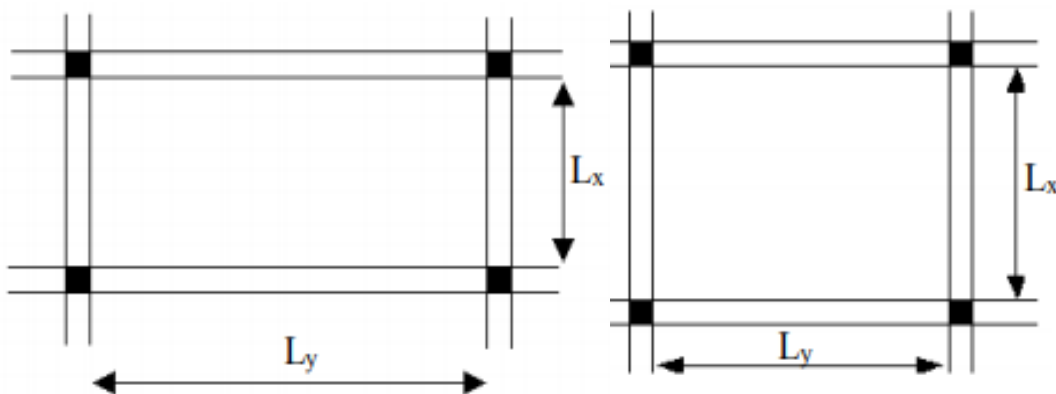


Figure 13. Dimensions d'un panneau de dalle pleine

1.2.1 Le diamètre des armatures :

$$\Phi_{\max} \leq \frac{h_d}{10} \text{ avec } h_d = 20 \text{ cm}$$

$$\Phi_{\max} \leq \frac{20}{10} = 2.0 \text{ cm}$$

Alors ; on prendra $\phi = 10 \text{ mm}$

1.2.2 Calcul l'enrobage :

l'enrobage du BAEL 99 A.7.1 $\rightarrow a = 1 \text{ cm}$

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} C_x = \left(10 + \frac{10}{2}\right) \text{ mm} = 15 \text{ mm} \\ C_y = \left(10 + 10 + \frac{10}{2}\right) \text{ mm} = 25 \text{ mm} \end{cases}$$

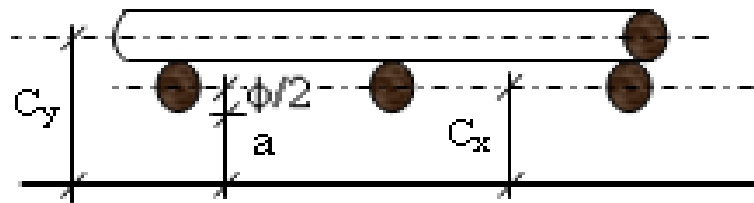


Figure 14. Enrobage

1.2.3 Les hauteurs utiles :

$$d_x = h_d - C_x = 20 - 1,5 = 18,5 \text{ cm}$$

$$d_y = h_d - C_y = 20 - 2,5 = 17,5 \text{ cm}$$

Evaluation des charges et combinaisons fondamentales :

$$G = 7.38 \text{ kN/m}^2 \quad Q = 1.5 \text{ kN/m}^2 \text{ (étage courant)}$$

\Rightarrow **Combinaison fondamentale :**

ELU:

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$Q_u = 1.35 \times 7.38 + 1.5 \times 1.5$$

$$Q_u = 12.213 \text{ kN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$Q_u = 12.213 \times 1 \text{ m} = 12.213 \text{ kN/ml}$$

ELS:

$$Q_s = G + Q$$

$$Q_s = 7.38 + 1.5$$

$$Q_s = 8.88 \text{KN/m}^2$$

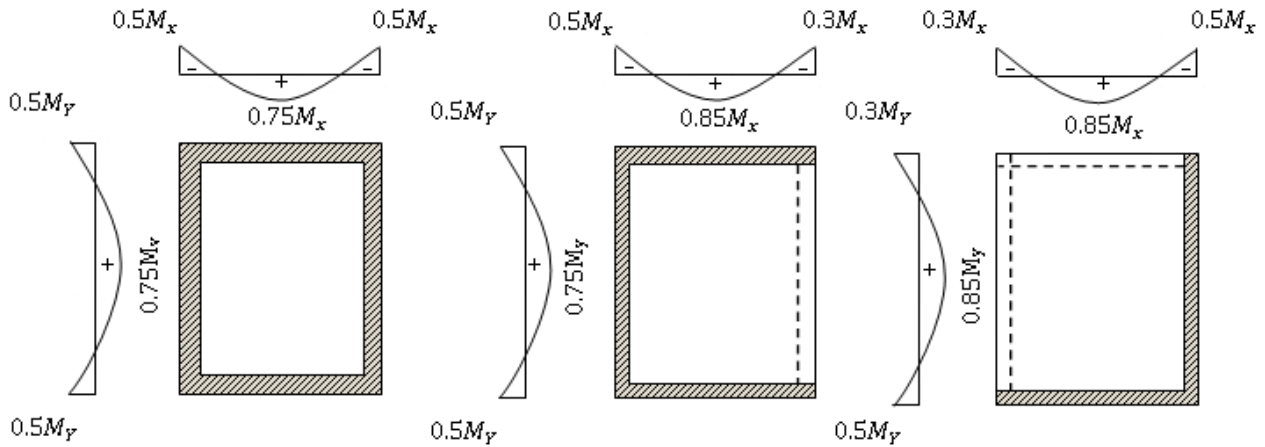


Figure 15. Schéma représentatif de différents types des panneaux de dalle avec diagramme des moments fléchissant

ELU

$$\begin{cases} M_{xu} = \mu_{xu} \times q_u \times l^2_x & \text{suivant la direction } l_x \\ M_{yu} = \mu_{yu} \times M_{xu} & \text{suivant la direction } l_y \end{cases}$$

ELS

$$\begin{cases} M_{xs} = \mu_{xs} \times q_s \times l^2_x & \text{suivant la direction } l_x \\ M_{ys} = \mu_{ys} \times M_{xs} & \text{suivant la direction } l_y \end{cases}$$

Exemple de calcul : Panneau 11 (est le panneau plus défavorable).

$$L_x = 5.47 \text{m}$$

$$L_y = 7.46 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.73$$

Avec : L_x et $L_y = f(\alpha; \mu)$ et $\alpha = \frac{l_x}{l_y}$

1.2.4 Détermination de μ_x et μ_y :

ELU

$$\begin{cases} \mu_{xu} = 0,0683 \\ \mu_{yu} = 0,436 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0XU} = 0,0683 \times 13,22 \times 5,47^2 = 24,95 \text{ KN.m} \\ M_{0YU} = 0,436 \times 24,95 = 10,88 \text{ KN.m} \end{cases}$$

ELS

1.2.5 Détermination de μ_x et μ_y :

$$\begin{cases} \mu_{xs} = 0,0743 \\ \mu_{ys} = 0,585 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0XS} = 0,0743 \times 8,88 \times 5,47^2 = 19,74 \text{ KN.m} \\ M_{0YS} = 0,585 \times 19,74 = 11,54 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Mode d'encastrement :

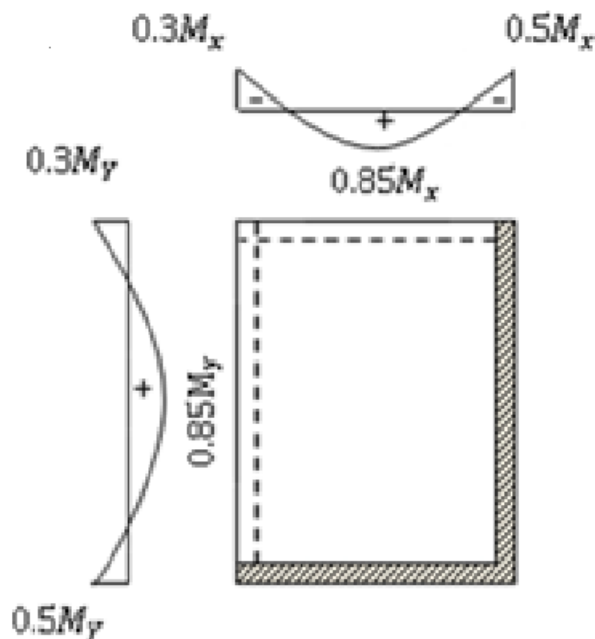


Figure 16. moment d'encastrement de dalle rectangulaire

1.2.6 Calcul les Moments :

1.2.6.1 ELU :

➤ Sens X-X

- **Moment en appuis :**

$$M_x^a u = -0.3 = -0.3 \times 24.95 = -7.49 \text{ KN.m}$$

$$M_x^a u = -0.5 M_x^U = -0.5 \times 24.95 = -12.48 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travée :**

$$M_x^t u = 0.75 M_x^U = 0.75 \times 24.95 = 18.71 \text{ KN.m}$$

➤ Sens Y-Y

- **Moment en appuis :**

$$M_y^a u = -0.3 M_y^U = -0.3 \times 10.88 = -3.264 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a u = -0.5 M_y^U = -0.5 \times 10.88 = -5.44 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travée :**

$$M_y^t u = 0.85 M_y^U = 0.85 \times 10.88 = 9.248 \text{ KN.m}$$

1.2.6.2 ELS :

➤ Sens X-X

- **Moment en appuis :**

$$M_x^a ser = -0.3 M_x^{ser} = -0.3 \times 19.74 = -5.92 \text{ KN.m}$$

$$M_x^a ser = -0.5 M_x^{ser} = -0.5 \times 19.74 = -9.87 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travée :**

$$M_x^t ser = 0.75 M_x^{ser} = 0.75 \times 19.74 = 14.8 \text{ KN.m}$$

➤ Sens Y-Y

- **Moment en appuis :**

$$M_y^a ser = -0.3 M_y^{ser} = -0.3 \times 11.54 = -3.46 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a ser = -0.5 M_y^{ser} = -0.5 \times 11.54 = -5.77 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travée :**

$$M_y^t ser = 0.85 M_y^{ser} = 0.85 \times 11.54 = 9.81 \text{ KN.m}$$

1.2.7 Calcul ferrailage de la dalle pleine :

1.2.7.1 Sens X-X

1.2.7.1.1 En travées

- ELU :

$$M_{xu}^t = 18710 \text{ N.m}$$

- ✓ Vérification de l'existence des armatures comprimées (A')

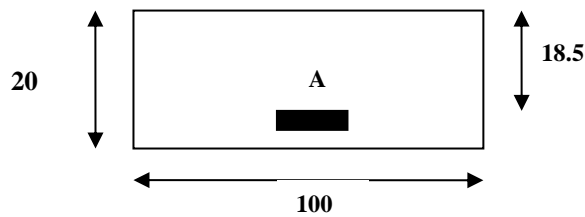


Figure 17. Section de calcul de la dalle sens X

$$\mu = \frac{M_{xu}^t}{b \cdot d \cdot x^2 \cdot \sigma_b} = \frac{18710}{100 \times 18.5^2 \times 14.17} = 0.038$$

$$\mu = 0.038 < \mu_L = 0.392 \text{ A' n'existe pas et } 1000iS > 1000iL$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\sigma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.031}) = 0.048$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.039 = 0.980$$

- ✓ Détermination des armatures

$$A_{tu}^x = \frac{M_{xu}^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{18710}{0.980 \times 18.5 \times 435} = 2.37 \text{ cm}^2$$

- ✓ Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{tu}^x = \max(A_{tu}^x ; A_{\min})$$

$$A_{tu}^x = 2.37 \text{ cm}^2$$

- ✓ Espacement maximale des armatures

$$\text{Ecartement des armatures : } \delta \leq \min(3 h_d ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

✓ **Choix des armatures**

$$4T12 \rightarrow A = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$T12 \rightarrow e = 25 \text{ cm}$$

ELS

$$M_{xser}^t = 14800 \text{ N.m}$$

Fissuration peu nuisible

Acier FeE500 ;

Section rectangulaire et A' n'existe pas ;

Flexion simple

$$\text{si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_{xu}^t}{M_{xser}^t} = \frac{18710}{14800} = 1.26$$

$$\alpha \leq \frac{1.26-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.38 \quad \text{C.V}$$

Donc ; les armatures calculées à l'E.L.U. sont retenues

1.2.7.1.2 En appuis :• **ELU :**

$$M_{xu}^a = 12480 \text{ N.m}$$

✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées (A')**

$$\mu = \frac{M_{xu}^a}{b \cdot d^2 \cdot \delta b} = \frac{12480}{100 \times 18.5^2 \times 14.17} = 0.025$$

$$\mu = 0.025 < \mu_L = 0.392 \quad A' \text{ n'existe pas et } 1000\xi_S > 1000\xi_L$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\alpha_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.025}) = 0.031$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.031 = 0.987$$

✓ **Détermination des armatures**

$$A_{xau}^x = \frac{M_{xu}^a}{\beta \cdot d \cdot \delta s} = \frac{12480}{0.987 \times 18.5 \times 435} = 1.57 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{au}^x = \max (A_{au}^x ; A_{min})$$

$$A_{au}^x = 1.6 \text{ cm}^2$$

✓ **Espacement maximale des armatures**

$$\text{Ecartement des armatures : } \delta \leq \min (3 h_d ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

✓ **Choix des armatures**

$$3T10 \rightarrow A = 2.355 \text{ cm}^2$$

$$T10 \rightarrow e = 33 \text{ cm}$$

• **ELS :**

$$M_{xser}^a = 9870 \text{ N.m}$$

Fissuration peu nuisible

Acier FeE500 ;

Section rectangulaire et A' n'existe pas ;

Flexion simple

$$\text{si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\tilde{\alpha} = \frac{M_{xu}^a}{M_{xser}^a} = \frac{12480}{9870} = 1.26$$

$$\alpha \leq \frac{1.26-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.38 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc ; les armatures calculées à l'E.L.U. sont maintenue

1.2.7.2 Sens Y-Y

1.2.7.2.1 En travées

• **ELU :**

$$M_{yu}^t = 9240 \text{ N.m}$$

✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées (A')**

$$\mu = \frac{M_{yu}^t}{b \cdot d^2 \cdot \delta b} = \frac{9248}{100 \times 17.5^2 \times 14.17} = 0.021$$

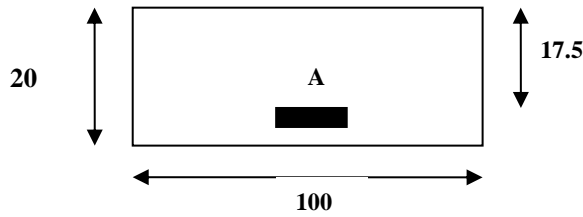


Figure 18. Section de calcul de la dalle sens Y

$$\mu = 0.028 < \mu_L = 0,392 \text{ A' n'existe pas et } 1000\xi_S > 1000\xi_L$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\alpha_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.028}) = 0.026$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.036 = 0.989$$

Détermination des armatures

$$A_{tu}^y = \frac{M_{yu}^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{9248}{0.989 \times 17.5 \times 435} = 1.23 \text{ cm}^2$$

✓ Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{tu}^y = \max(A_{tu}^y ; A_{min})$$

$$A_{tu}^y = 1.6 \text{ cm}^2$$

Espacement maximale des armatures

$$\text{Ecartement des armatures : } \delta \leq \min(3 h_d ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

✓ Choix des armatures

$$4T12 \rightarrow A = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$T12 \rightarrow e = 25 \text{ cm}$$

ELS :

$$M_{y,ser}^t = 9.81 \text{ N.m}$$

Fissuration peu nuisible

Acier FeE500 ;

Section rectangulaire et A' n'existe pas ;

Flexion simple

$$\text{si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_{xu}^t}{M_{xser}^t} = \frac{9780}{9810} = 1$$

$$\alpha \leq \frac{1.06-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.55 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc ; les armatures calculées à l'E.L.U. sont maintenues

1.2.7.2.2 En appuis :

- **ELU**

$$M_{yu}^a = 9870 \text{ N.m}$$

- ✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées (A')**

$$\mu = \frac{M_{yu}^a}{b \cdot d^2 \cdot \delta b} = \frac{9870}{100 \times 17.5^2 \times 14.17} = 0.022$$

$$\mu = 0.016 < \mu_L = 0,392 \text{ A' n'existe pas et } 1000\xi_S > 1000\xi_L$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.016}) = 0.027$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.020 = 0.991$$

- ✓ **Détermination des armatures :**

$$A_{au}^Y = \frac{M_{yu}^a}{\beta \cdot d \cdot \delta s} = \frac{9870}{0.991 \cdot 17.5 \cdot 435} = 1.30 \text{ cm}^2$$

- ✓ **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{au}^Y = \max(A_{au}^Y ; A_{min})$$

$$A_{au}^Y = 1.6 \text{ cm}^2$$

- ✓ **Espacement maximale des armatures**

$$\text{Ecartement des armatures : } \delta \leq \min(3 \text{ hd} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

- ✓ **Choix des armatures**

$$3T10 \rightarrow A = 2.355 \text{ cm}^2$$

$$T10 \rightarrow e = 33 \text{ cm}$$

- **ELS :**

$$M_{yser}^a = 5.77 \text{ N.m}$$

Fissuration peu nuisible

Acier FeE500 ;

Section rectangulaire et A' n'existe pas :

Flexion simple

$$\text{si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_{xu}^a}{M_{xser}^a} = \frac{7870}{5770} = 1.36$$

$$\alpha \leq \frac{1.06-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.43 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc ; les armatures calculées à l'E.L.U. sont maintenues

✓ Vérification des contraintes de cisaillement

Aucune armature transversale n'est requise si les suivantes sont remplies :

- La pièce est bétonnée sans reprise sur toute son épaisseur [article A.5.2.2 BAEL91]
- Les dispositions constructives générales concernant les dalles sont respectées
- La contrainte tangentielle $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$

✓ Calcul de l'effort tranchant :

$$T_x = \frac{q_{max}^u}{2} \times L_x \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{13220}{2} \times 5.53 \times \frac{6.40^4}{5.53^4 + 6.40^4} = 24.46 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_{max}^u}{2} \times L_y \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{13220}{2} \times 6.40 \times \frac{5.53^4}{5.53^4 + 6.40^4} = 23.19 \text{ KN}$$

$$T^u_{max} = \max(T_x ; T_y) = 24.46 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{b \times d_x} = \frac{24460}{100 \times 18.5 \times 100} = 0.132 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.127 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa}$: donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

✓ Vérification de la flèche :

Conditions de la flèche : [BAEL91/C.3.5]

$$\frac{h_d}{l_x} > \frac{M_{tx}^{ser}}{M_{0x}^{ser}} \quad \rightarrow \quad M_{0x}^{ser} = \frac{q_s L^2}{8} = 33212$$

$$\rho = \frac{A_s^t}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_c}$$

✓ **Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire**

$$\frac{h_d}{l_x} = \frac{0,20}{5,47} = 0,036 > \frac{M_{tx}^{ser}}{20 M_{0x}^{ser}} = \frac{14800}{20 \times 9870} = 0,0174 \dots \dots \dots CV$$

$$\rho = \frac{A_s^t}{b \times d_x} = \frac{3,140}{100 \times 18,5} = 0,0017 \leq \frac{2}{f_e} = 0,005 \dots \dots \dots CV$$

✓ **Conclusion :**

Les deux conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

1.2.8 Dessin de Ferrailage :

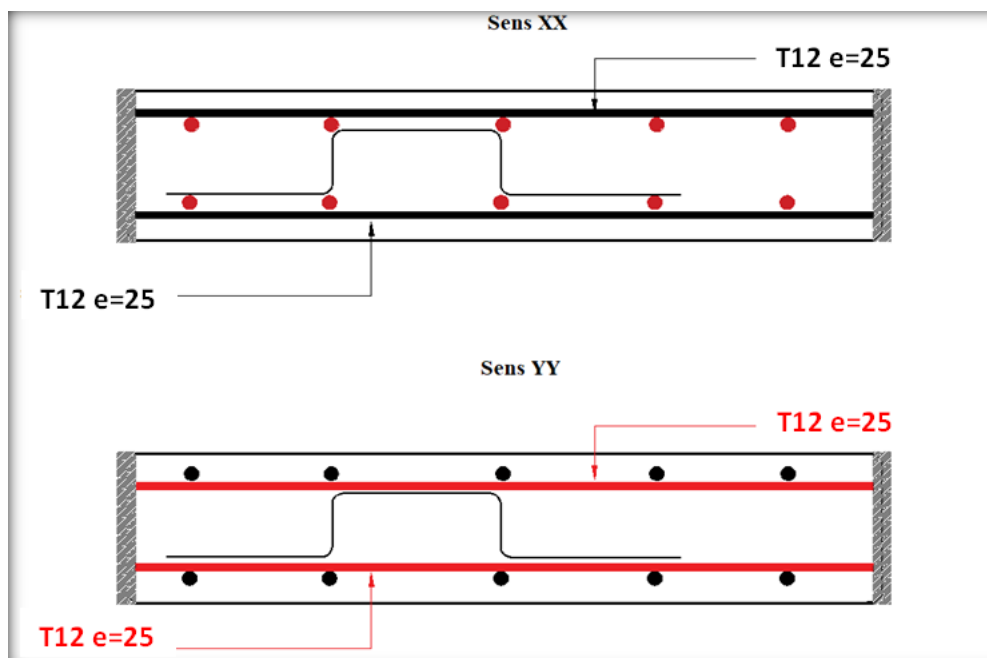


Figure 19. Ferrailage dalle pleine 2 sens

2 Balcon:

On a un type de balcon, considéré comme console encastrée,

on adopte une épaisseur de 20 cm.

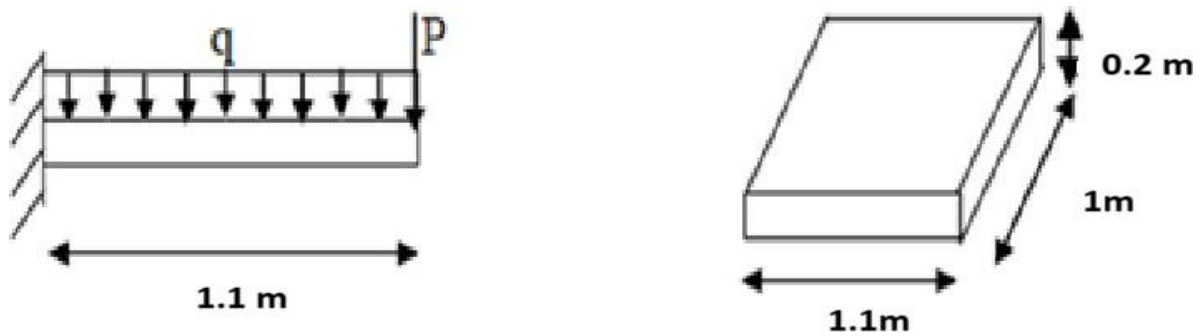


Figure 20. Schéma statique de la dalle pleine

2.1 Evaluation des charges

Poids propre: $G = 8.31 \text{ KN/ml}$

Surcharge: $Q = 3,5 \text{ KN/ml}$

Poids du mur : $P = 1 \text{ KN/ml}$

2.2 Combinaison fondamentale :

- **ELU:**

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$Q_u = 1.35 \times 8.31 + 1.5 \times 3.5 \times 1$$

$$Q_u = 16.46 \text{ KN/mL}$$

ELS:

$$Q_s = G + Q$$

$$Q_s = (8.31 + 3.5) \times 1$$

$$Q_s = 11.81 \text{ KN/ML}$$

- **Remarque :**

Calcul les efforts et les moments internes Etat limite ultime pour Balcon en RDM6

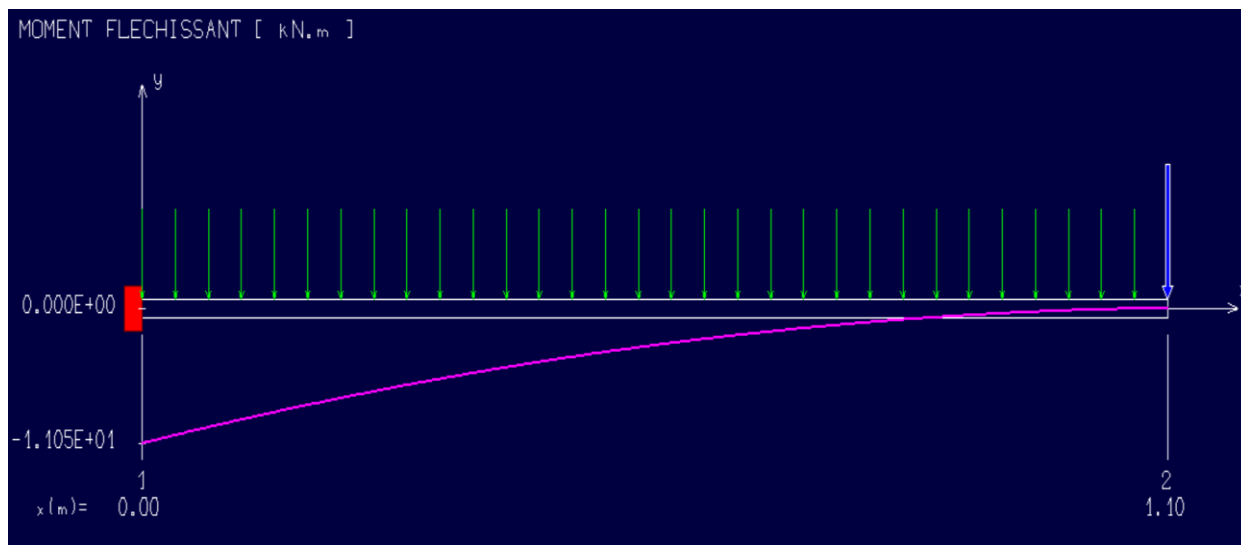


Figure 21. Diagramme du moment fléchissant à l'ELU

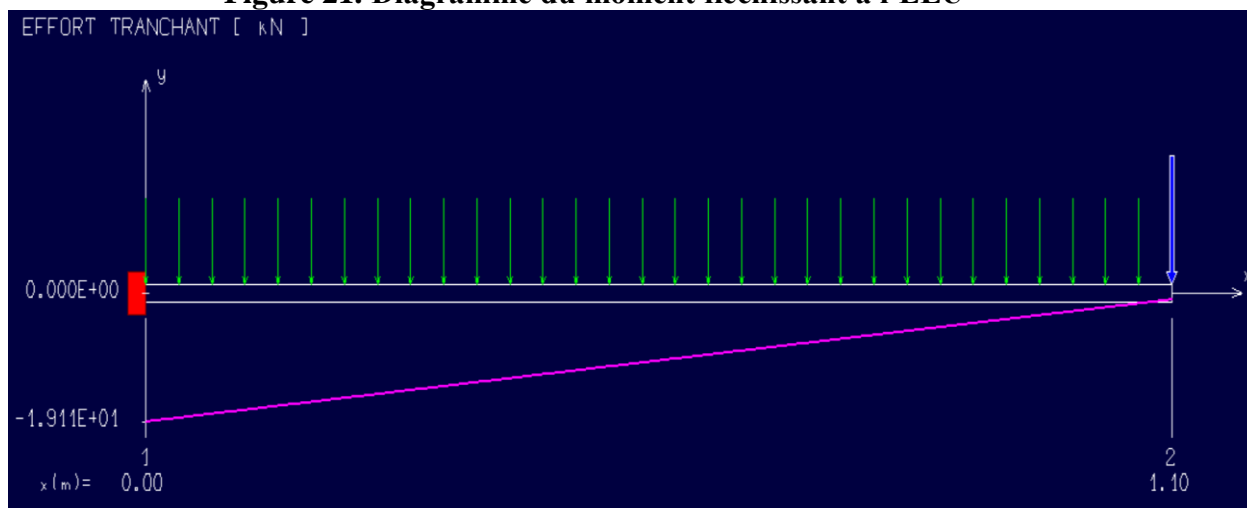


Figure 22. Diagramme des effort tranchant à l'ELU

Tableau 7. Eléments de réduction (M,T) du balcon

	Moments en appuis [kN.m]	Effort tranchant [kN]
ELU	-11.05	19.11
ELS	-8.24	13.99

2.3 Ferrailage de la dalle du balcon

Le ferrailage est réalisé à l'état limite ultime (ELU), en tenant compte de la fissuration qui est Considérée comme très préjudiciable. La section considérée pour le ferrailage a une largeur de 1,00 m et une épaisseur de 20 cm

2.3.1 ELU :

$$b = 1\text{ m}, h = 20\text{ cm}, d = 0.9 h = 18\text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_a^u \max}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{11050}{14,2 \times 100 \times 18^2} = 0,024$$

$$\mu = 0,024 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435\text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,03068$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,988$$

2.3.1.1 Détermination des armatures :

$$A_{cal} = \frac{M_a^u \max}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{11050}{435 \times 0,988 \times 18} = 1,42\text{ cm}^2$$

2.3.1.2 Condition de non fragilité : [BAEL 91] :

$$A_{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{500} = 1,73\text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_a^u = \max(A_{cal}; A_{min}) = 1,73\text{ cm}^2$$

2.3.1.3 Choix des armatures :

$$4T12 \rightarrow A_a = 4,52\text{ cm}^2$$

2.3.2 ELS :

2.3.2.1 Vérification des contraintes :

La distance y et le moment d'inertie I se calculent par les formules qui existe cas de la section rectangulaire.

- Centre de gravité :

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 4,52}{100} = 0,678\text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 18 \times 0,678 = 24,4\text{ cm}^2$$

$$Y = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,678 + \sqrt{0,678^2 + 24,4} = 4,3\text{ cm}$$

- Inertie :

$$I = \frac{b \times Y^3}{3} + 15 \times A_s(d - Y)^2 = \frac{100 \times 4,3^3}{3} + 15 \times 15(18 - 4,3)^2$$

$$= 15375,6\text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{a,ser}}{I} = \frac{8.24 \times 10^3}{15375.6} = 0.54 \text{ KN/cm}^3$$

- **Contraintes :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

$$\sigma_{bc} = K \times Y = 0.54 \times 4.3 = 2.32 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Donc : Conditions vérifiées

$$\sigma_s = 15 \times K(d - Y) = 15 \times 0.54(18 - 4.3) = 110.97 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left\{\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{n \times f_{t28}}\right\} = \min\{333.33; 201.63\} = 201 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 110.97 \leq \bar{\sigma}_s = 201 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Le choix :**

$$4T12 \rightarrow A = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$T12 \rightarrow e = 25 \text{ cm}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_R = \frac{A_1}{4} = \frac{2.95}{4} = 0.74 \text{ cm}^2$$

- **Le choix :**

$$4T10 \rightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$T10 \rightarrow e = 25 \text{ cm}$$

2.3.2.2 Vérification au cisaillement:

$$\sigma_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{19,11 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,106 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\alpha_b}; 2.5 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{CV}$$

2.3.2.3 Vérification au glissement:

$$T_u - \frac{M_u}{0.9d} \leq 0 \rightarrow 19.11 - \frac{11.05}{0.9 \times 0.18} \leq 0$$

$$\Rightarrow -49.09 < 0 \Rightarrow \text{CV}$$

2.3.2.4 Vérification de la flèche

$$\frac{1}{16} \rightarrow \frac{0.20}{1.1} \geq 0.0625 \rightarrow 0.18 \geq 0.0625 \quad CV$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4,2 \times 10^{-4}}{f_c} \rightarrow \frac{4,52}{1 \times 0.18} \leq \frac{4,2}{500} \rightarrow 0,0025 \leq 0,0084 \rightarrow CV$$

Tableau 8. Ferrailage des balcons

$M_{u(max)}$ (KN.m)	Ferrailage	Armatures de répartition
11.05	4T12	4T10

2.4 Dessin de Ferrailage :

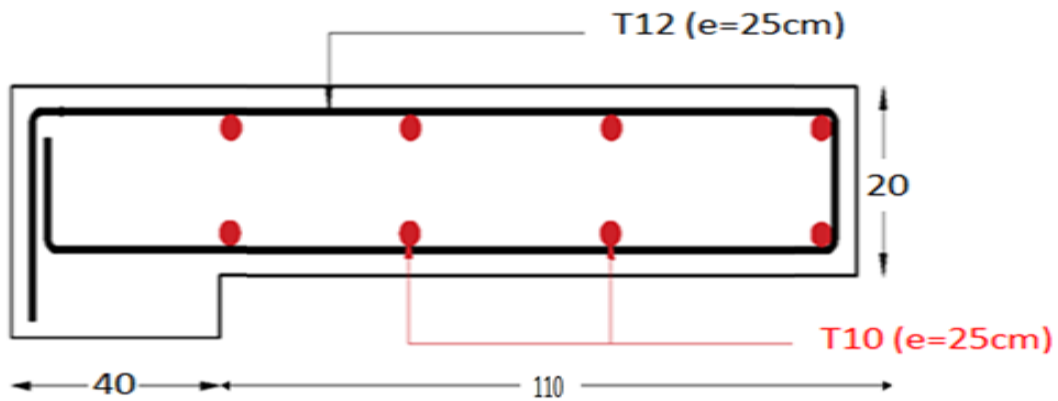


Figure 23. Schéma de ferrailage du balcon

CHAPITRE IV

Étude des éléments secondaires

Chapitre IV. Étude des éléments secondaires

1 Etude de l'escalier :

1.1 Introduction :

L'escalier est une construction architecturale constitué d'une suite régulière de marche qui permet d'accéder à un étage ou de passer d'un niveau à un autre.

C'est un ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers). Il est important dans la réglementation d'un escalier de savoir sa destination ou son usage pour bien respecter la réglementation qui lui sera appliquée.

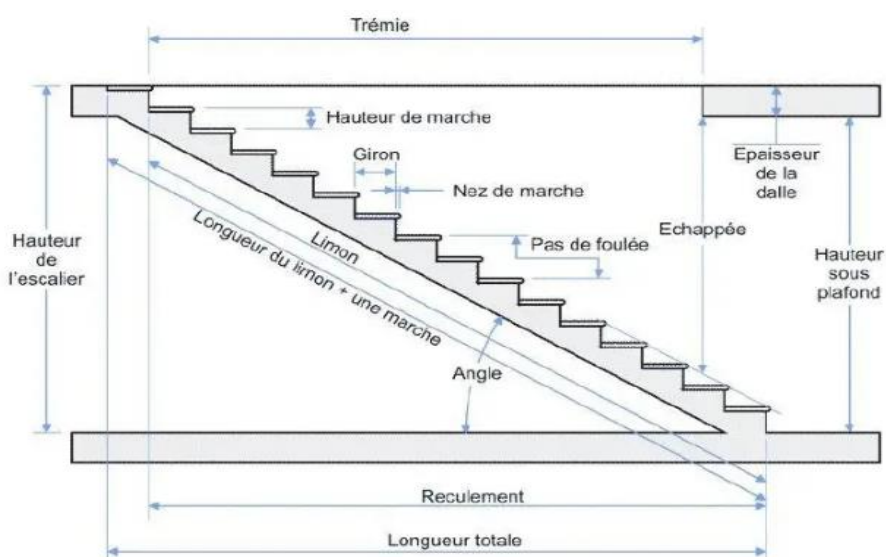


Figure 24. Terminologie de l'escalier

1.2 Définition des éléments d'un escalier :

- Le giron : c'est la distance horizontale mesurée entre le nez de marche consécutifs.
- Le contre marche : désigne la face verticale située entre deux marches consécutives.
- La marche : c'est la surface plane de l'escalier sur laquelle on pose les pieds pour monter ou descendre.
- Le nez de marche : c'est le bord avant de la marche.
- L'échappée : une hauteur libre de passage mesurée l'aplomb des marches.
- Le reculement : longueur de l'escalier projetée au sol.
- La trémie de l'escalier : l'ouverture ménagée dans un plancher permettant le passage.

- La volée : c'est l'ensemble de marches d'un escalier compris entre deux paliers consécutifs. La volée ne doit pas comporter plus de 20 à 22 marches.
- L'angle : l'angle de l'escalier qui donne la valeur du pente ou l'inclinaison de l'escalier.

1.3 Dimensionnement des escaliers de l'étage courant et le RDC :

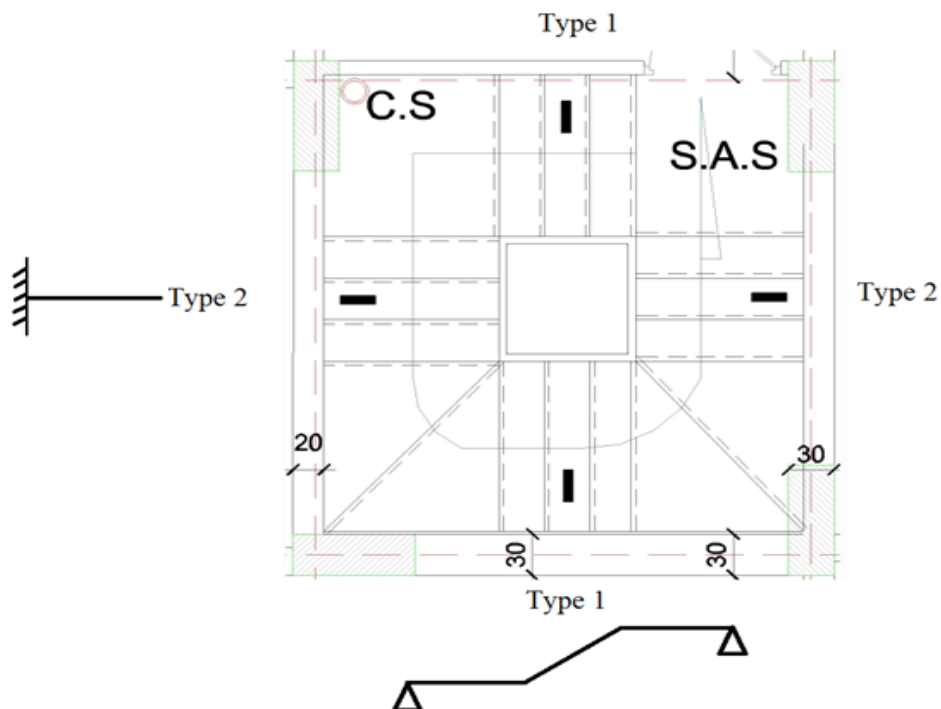


Figure 25. Schéma de l'escalier

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h". Utilise généralement la formule de BLONDEL : $60 \text{ cm} < g + 2h < 65 \text{ cm}$.

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

$$22\text{m} \leq g \leq 33\text{cm}.$$

Vérification de la loi de BLANDEL :

$$\text{Vérification de la formule de Blondel : } 59 \text{ cm} \leq g+2h \leq 66 \text{ cm}$$

On prendre :

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

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

1.3.1 Nombre de contre marches :

$$N = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18 \text{ contre marche}$$

On 3 marches

1.3.2 La ligne de foulée :

$$L_f = g \times m = 30 \times 3 = 90 \text{ cm.}$$

1.3.3 . L'inclinaison :

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.567$$

$$\alpha = 29.54^\circ$$

1.3.4 La longueur de la paillasse (L paillasse) :

$$L_{\text{paillasse}} = \frac{90}{\cos(29.54)} = \frac{90}{0.87} = 103 + 123 = 226 \text{ m.}$$

1.3.5 L'épaisseur de la paillasse :

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{226}{30} < e < \frac{226}{20}$$

$$\Rightarrow 8.7 \text{ cm} < e < 13 \text{ cm}$$

On opte pour une épaisseur de **12 cm** d'épaisseur pour la paillasse et le palier

1.4 Détermination des charges et surcharges:

1.4.1 Charges permanente et exploitation :

- **Palier :**

Tableau 9. Les charges du Palier

Désignation	Poids volumique ρ (kN/m ³)	Épaisseur e (m)	Poids G (kN/m ²)
Revêtement Horizontale	28	0.025	0.7
Mortier de pose	20	0.2	0.4
Lit de sable	18	0.02	0.36
Dalle pleine	25	0.15	3.75
Enduit de ciment	18	0.02	0.36
Charge permanente			G = 5.57 (kN/m²)
Charge d'exploitation			Q = 2.5 (kN/m²)

- **Paillasse :**

Tableau 10. Les charges de la paillasse

Désignation	Poids volumique ρ (kN/m ³)	Épaisseur e (m)	Poids G (kN/m ²)
Revêtement horizontale	28	0.025/Cos(29.5)	0.8
Revêtement verticale	28	0.025. (0,17/0,3)	0.39
Matière de pose	20	0.02	0.40
Poids propre de la paillasse	25	0.12/Cos(29.5)	3.45
Poids propre des marches	22	0.17 (1/2)	1.87
Enduit ciment	18	0,01	0.18
Charge permanente			G = 6,99 (kN/m²)
Charge d'exploitation			Q = 2.50 (kN/m²)

1.5 Marche porteuse :

1.5.1 Combinaison de charge :

❖ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$\text{Paillasse : } Q_u = 1.35Gp + 1.5Q = 1.35 \times 6.99 + 1.5 \times 2.5 = 13.18 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Palier : } Q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) = 1.35 \times 5.57 + 1.5 \times 2.5 = 11.26 \text{ KN/m}^2$$

❖ Etat limite service (E.L.S) :

$$\text{Paillasse : } Q_s = G + Q = 6.99 + 2.5 = 9.49 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Palier : } Q_s = G + Q = 5.57 + 2.5 = 8.07 \text{ KN/m}^2$$

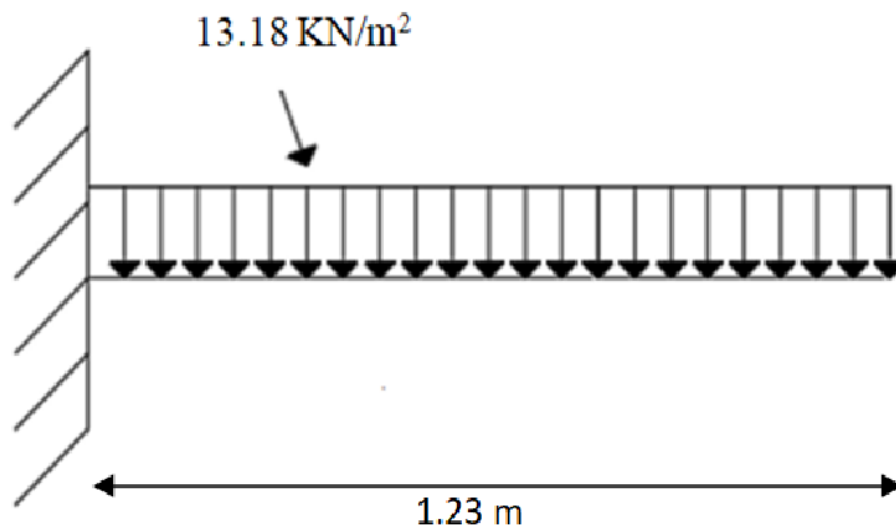


Figure 26. Schéma statique de calcul à l'ELU

1.5.2 Calcul des efforts internes :

1.5.2.1 Etat limite ultime pour la paillasse :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} = \frac{13.18 \times 1.23^2}{2} = 9.97 \text{ KN/m}$$

$$T_u = -q_u \times l = -13.18 \times 2.14 = 16.21 \text{ KN/m}$$

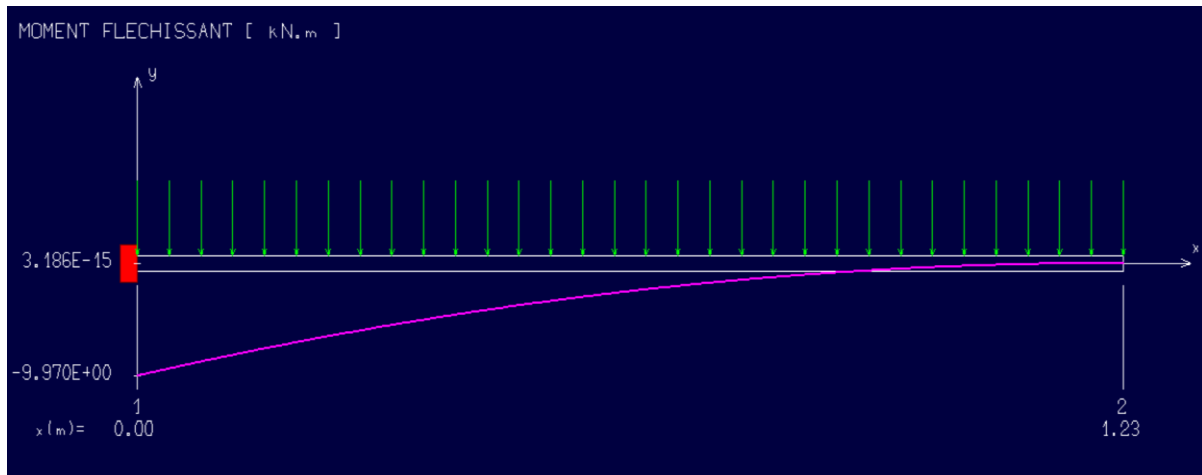


Figure 27. Diagramme du moment fléchissant à l'ELU

1.5.2.1.1 Les Calcul à l'ELU :

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

$$h = 12 \text{ cm}$$

➤ Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{9.97 \times 10^3}{100 \times 10.8^2 \times 14.2} = 0.060$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow 0.060 < 0.392$$

(Acier FeE500) pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.060}) = 0.077$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 1 - 0.4 \times 0.25 = 0.969$$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{b \times d \times \sigma_s} = \frac{9.97 \times 10^3}{0.969 \times 10.8 \times 435} = 2.19 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4T12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

➤ Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Chois des armatures :

$$4T10 \Rightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow e = 25 \text{ cm}$$

1.5.2.1.2 Vérification A L'ELU :**➤ Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 1078 \times 2.1}{500} = 1.04 \text{ cm}^2$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPA}$$

$A_{\text{cal}} > A_{\min} \rightarrow$ Condition vérifiée.

Avec un espacement de $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$.

➤ Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211)

$T_u = 16.21 \text{ KN}$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right\} = \left\{ 0.15 \times \frac{25}{1.5} \right\} = 2.5 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{16.21 \times 10^3}{1000 \times 108} = 0.15 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

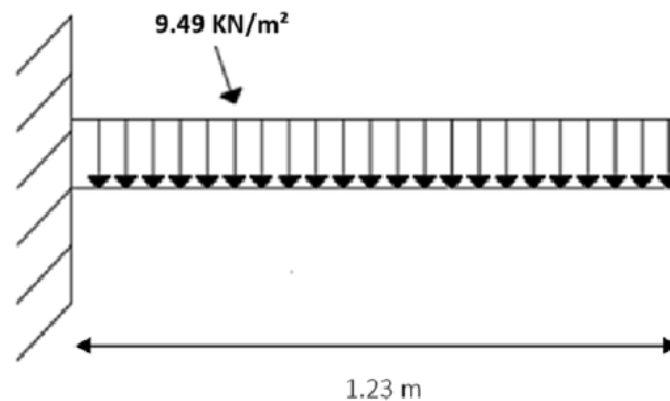


Figure 28. Schéma statique de calcul à l'ELS

1.5.2.2 Calcul des efforts internes à l'état ultime service (ELS) :

$$M_{\text{ser}} = \frac{q_{\text{ser}} \times l^2}{2} = \frac{9.49 \times 1.23^2}{2} = 7.17 \text{ KN.m}^2$$

$$T_u = -q_{\text{ser}} \times l = -9.49 \times 2.14 = -11.67 \text{ KN.m}^2$$

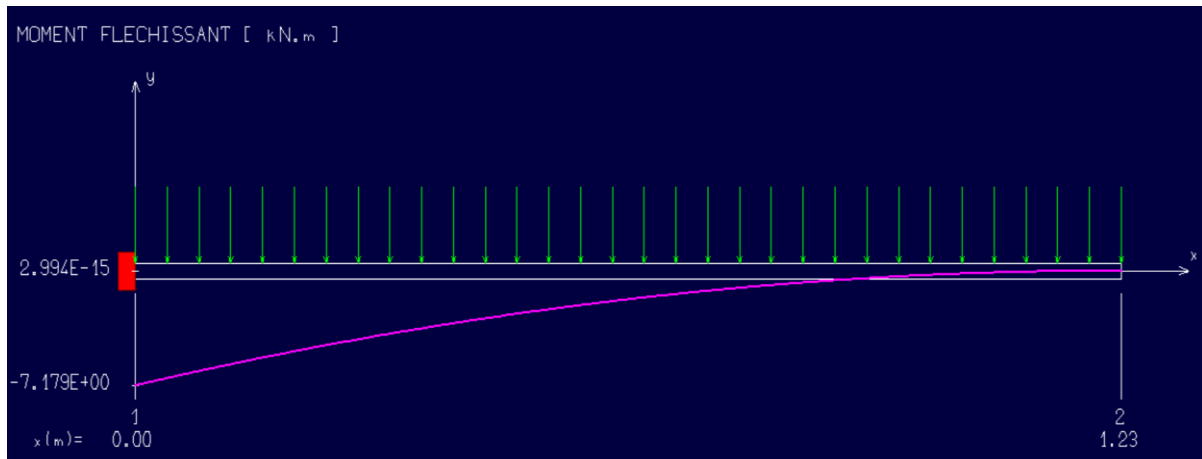


Figure 29. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

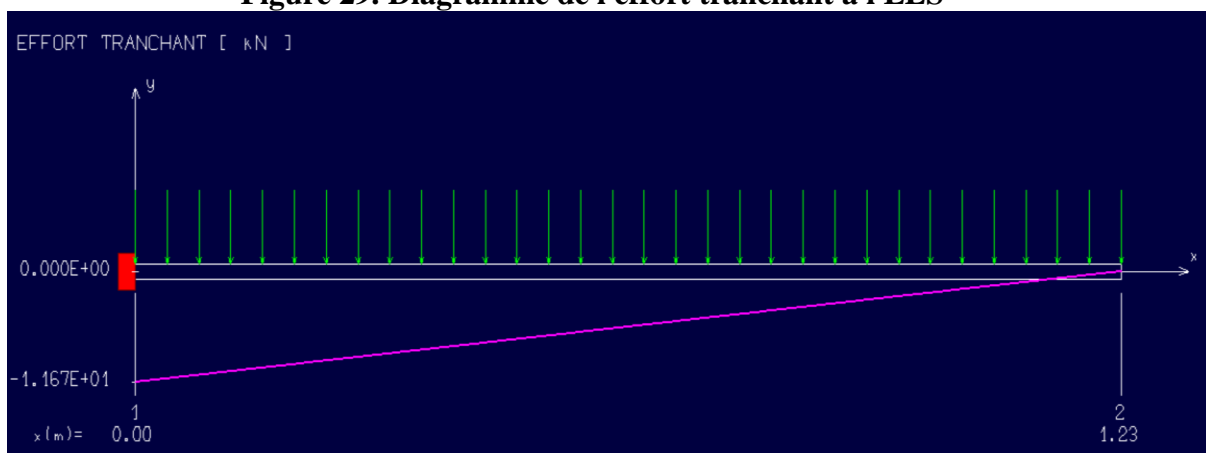


Figure 30. Diagramme du moment fléchissant à l'ELS

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$= \left(\frac{b}{2}\right) \times YI^2 - 15 \times A_{\text{coh}} \times (d - YI)$$

$$= 50 \times YI^2 - 15 \times 4,52 \times (10,8 - YI)$$

$$= 50 \times YI^2 + 67,8 \times YI - 732$$

$$YI = 3,2 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times YI^2}{3} + 15 \times (A_{\text{coh}} \times (d - YI)^2) = \frac{100 \times 3,2^2}{3} + 15 \times (4,52 \times (10,8 - 3,2)^2)$$

$$I = 4022,8 \text{ cm}^2$$

1.5.2.2.1 Vérification des contraintes dans le béton : (Art A.4.5.2/BAEL 91) :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times YI = \frac{9.49}{4022.8} \times 3.2 = 7.5 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.5 \text{Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa}$$

Condition vérifiée.

1.5.2.2.2 État limite d'ouvertures des fissures :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \min(2.3 \times f_e; 110 \times \sqrt{2 \times n}) = \min(266.67; 169.77) = 169.77 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} (d - YI) = \frac{15 \times 21.7}{3671.51} (10.8 - 6.39) = 29.8 \text{MPa}$$

1.5.2.2.3 Etat limite de déformation : (Art B.6.5.1/BAEL91) :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.17}{1.8} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.16 \geq 0.0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{ser}}{10 \times M_{ser}} \Rightarrow \frac{0.17}{1.8} \geq 0.1 \Rightarrow 0.16 \geq 0.1 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} \geq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{100 \times 10.8} \geq \frac{4.2}{500} \Rightarrow 0.00418 \geq 0.00105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

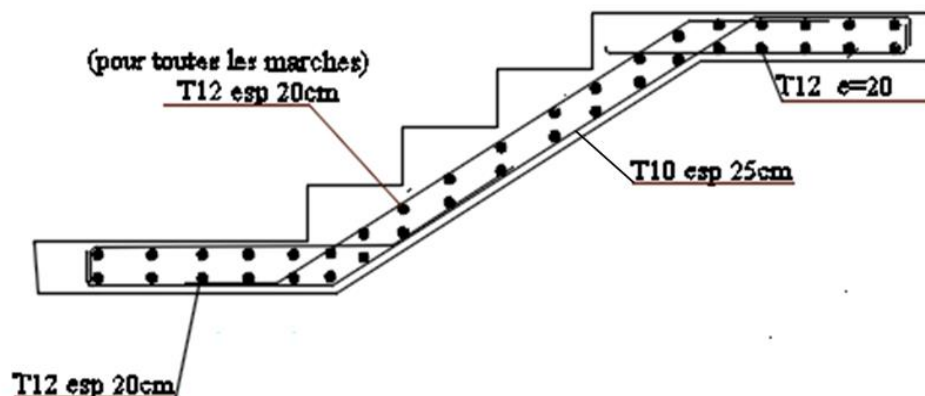
1.5.3 Dessin de ferrailage :

Figure 31. Ferrailage de la marche porteuse

1.6 Paillasse porteuse :

Les moments maximaux en appui et en travée et l'effort tranchant maximal sont résumés dans le Tableau pour ELU

Tableau 11. M_{max} en appui et en travée et T_{max} de l'escalier du sous-sol en ELU

	T _{max} [kN]	M _{max} (appui) [kN.m]	M _{max} (travée) [kN.m]
Volée 1	25.37	-6.93	13.86
Volée 2	20.23	-7	14
Volée 3	25.37	-6.93	13.86

Volée 2 :

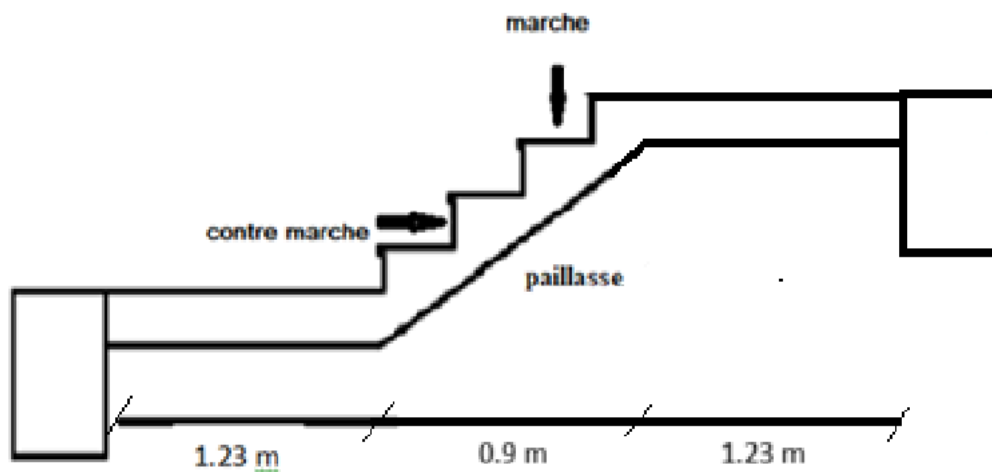


Figure 32. Un perlier d'escalier de 3 volée

1.6.1 Combinaison de la charge :

- **Etat limite ultime :(paillasse et palier)**

$$Q_{1u} : 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 6.99 + 1.5 \times 2.5 = 13.18 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{2u} : 1.35 G + 1.5 Q = 11.57 \text{ KN/ml}$$

Etat limite service :(paillasse et palier)

$$Q_{1s} : G + Q = 9.49 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{2s} : G + Q = 8.07 \text{ KN/ml}$$

1.6.1.1 Calcul des réactions :**Etat limite ultime :****En travée :**

$$\sum M/B = 0$$

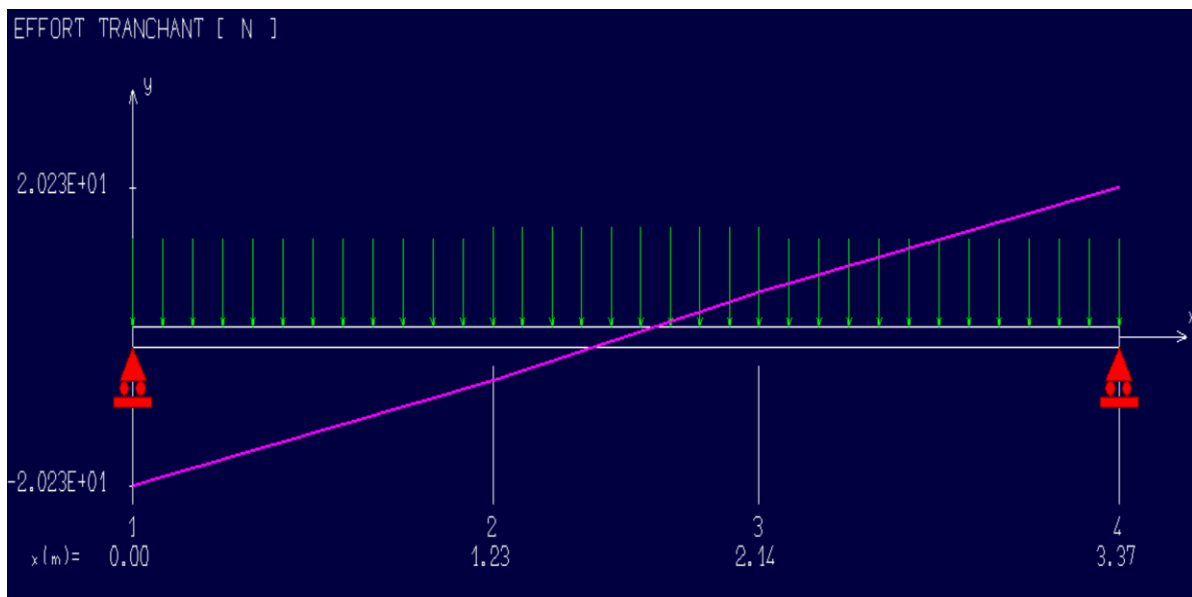
$$R_A \times 3.37 - Q_{2u} \times 1.23 \times \left(\frac{1.23}{2} + 0.9 + 1.23\right) - Q_{1u} \times 0.9 \left(\frac{0.9}{2} + 1.23\right) - Q_{2u} \times 1.23 \left(\frac{1.23}{2}\right)$$

$$R_A = \frac{11.75(3.38) + 13.18(1.51) + 11.57(0.75)}{3.37} = 20.08 \text{ KN / m}$$

Vérification :

$$\sum F = 0$$

$$R_A + R_B = 0 \Rightarrow R_A = -R_B = -20.08 \text{ KN/m}$$

1.6.1.2 Les diagrammes de l'effort tranchant et le moment fléchissant du RDM6 à E.L.U :**Figure 33. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU**

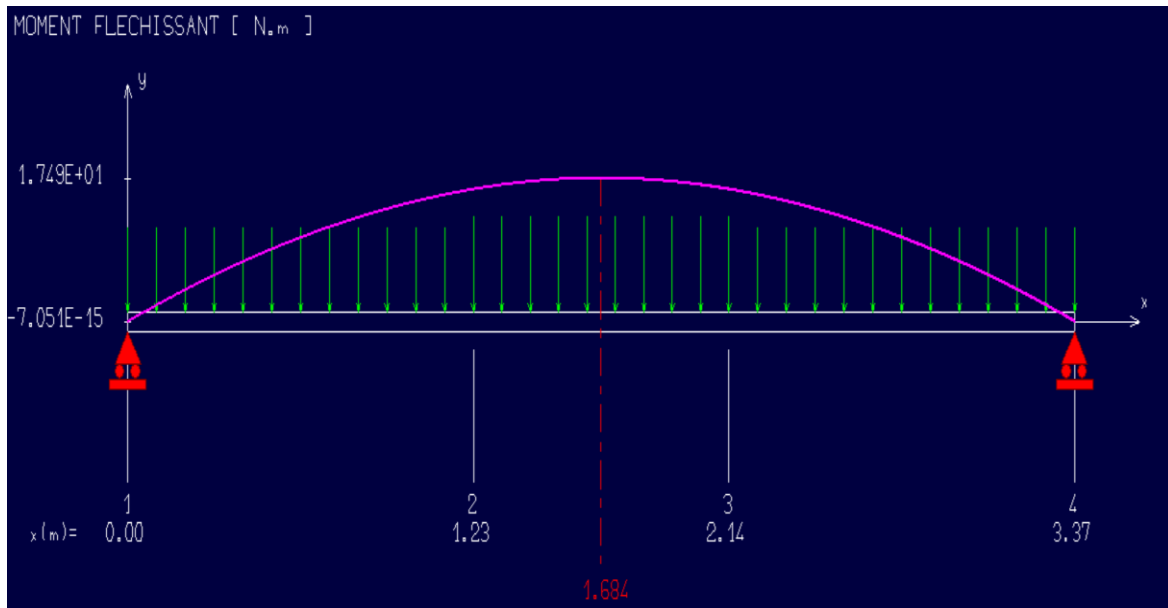


Figure 34. Diagramme de moment fléchissant à l'ELU

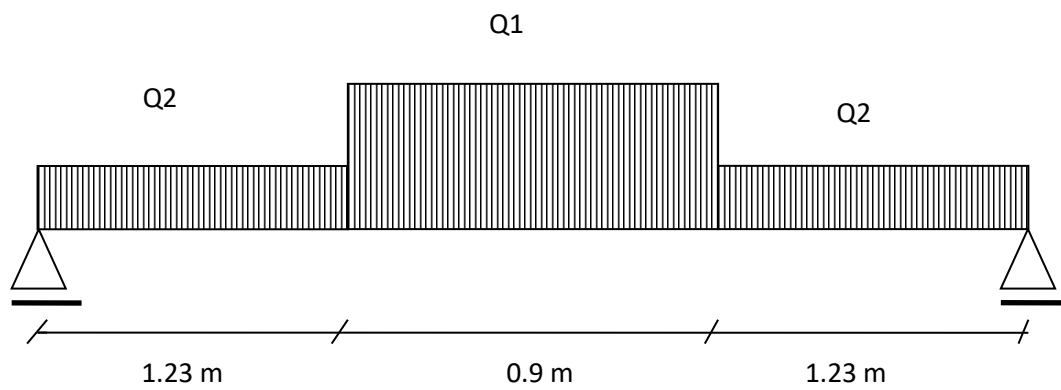


Figure 35. Schéma statique d'un escalier à pailasse avec deux escalier

1.6.1.3 Les diagrammes de l'effort tranchant et le moment fléchissant du RDM6 à E.L.S :

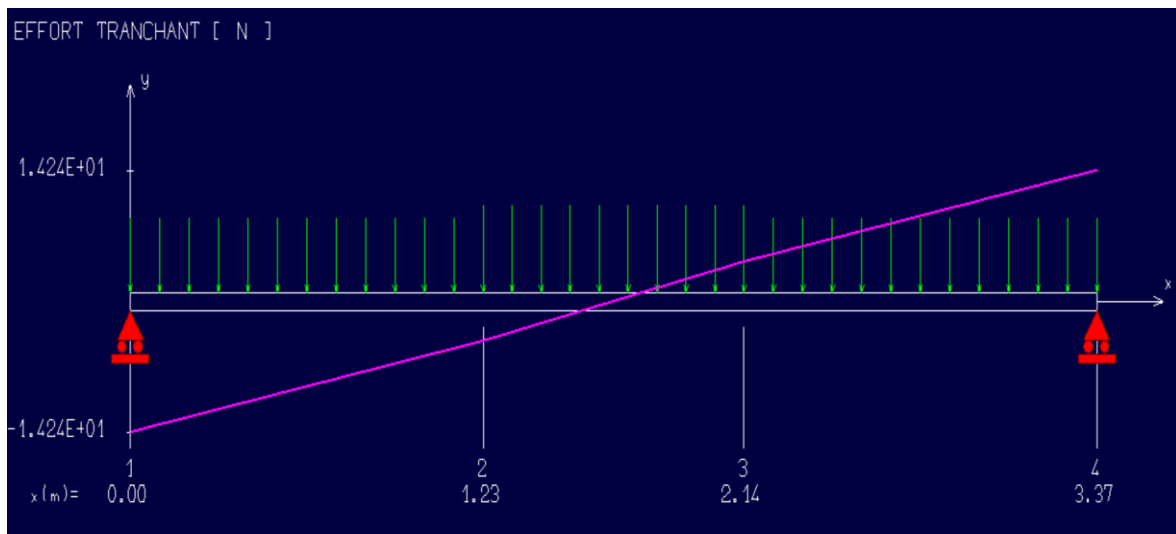


Figure 36. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.

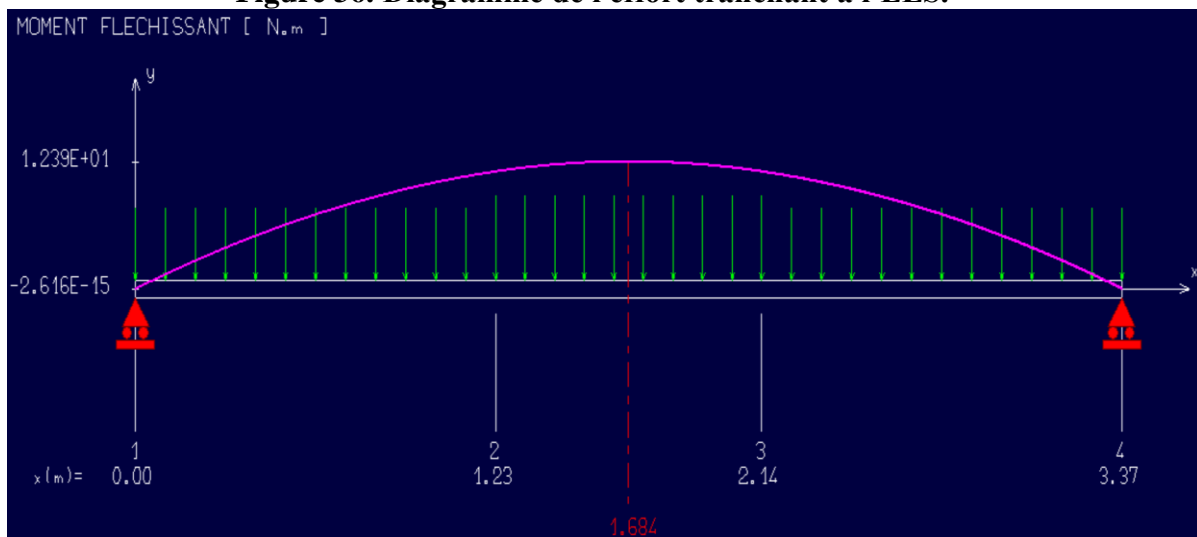


Figure 37. Diagramme de moment fléchissant à l'ELS

1.6.1.4 3.4.6.4.1. Calcul du moment fléchissant maximum :

- E.L.U :

$M(\max) = 17.49 \text{ KN.M}$

- E.L.S :

$M_{\max} = 12.39 \text{ KN.M}$

1.6.2 Calcul du ferrailage :

$$M_{tu} = 0.8M_{max} = 14 \text{ KN.m}$$

$$M_{ts} = 0.8M_{max} = 9.91 \text{ KN.m}$$

$$M_{au} = -0.4M_{max} = -7 \text{ KN.m}$$

$$M_{as} = -0.4M_{max} = -5 \text{ KN.m}$$

Tableau 12. Calcul de ferrailage en appui et en travée

Etat	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)
ELU	14	- 9.91
ELS	7	-5

1.1.1.1**1.6.2.1 ETAT limite ultime (E.L.U) En travée :****1.6.2.1.1 Vérification d l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_t^u}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{14 \times 10^3}{100 \times 10.8^2 \times 14.17} = 0.084$$

$\mu = 0.084 < \mu_l = 0.392$ (Acier FeE500) A n'existe pas, donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.094$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 0.96$$

Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\delta_s \times \beta \times d} = \frac{14 \times 10^3}{435 \times 0.96 \times 10.8} = 3.10 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité : (BAEL91)

$$A_{min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 12 = 0.96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \max (A_{cal}, A_{min}) = 3.10 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Choix des armatures :

$$5T12 \Rightarrow A = 5.65 \text{ cm}^2 \quad e = 20 \text{ cm}$$

1.6.2.2 ETAT limite service (E.L.S) En travée :

- Flexion simple section rectangulaire sans A'acier feE500

$$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- Acier feE500

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{m_a^u}{m_a^s} = \frac{9.91}{5} = 1.98$$

$$\alpha = 0.216 < \frac{1.98-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.74 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu préjudiciable aucune vérification pour } \sigma_s \end{array} \right.$$

⇒ Les armatures calculées l'état limite ultime seront maintenues

1.6.2.2.1 Armatures d répartition :

$$A_r^t \geq \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$4T10 \Rightarrow 3.14 \text{ cm}^2$$

ETAT limite ultime (E.L.U) En appuis :

1.6.2.2.2 Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{9.91 \times 10^3}{100 \times 10.8^2 \times 14.17} = 0.059$$

$$\mu = 0.059 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.076$$

$$\Rightarrow \beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 0.97$$

1.6.2.2.3 Détermination des armatures :

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\delta_s \times \beta \times d} = \frac{9.91 \times 10^3}{435 \times 0.97 \times 10.8} = 2.17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

1.6.2.2.4 Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 12 = 0.96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}, A_{\min}) = 2.17 \text{ cm}^2/\text{m}$$

1.6.2.2.5 Choix des armatures :

$$5T12 \Rightarrow A = 5.65 \text{ cm}^2 \quad e = 20 \text{ cm}$$

1.6.2.3 ETAT limite service (E.L.S) En appuis :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu préjudiciable aucune vérification pour } \sigma_s \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{m_a^u}{m_a^s} = \frac{9.91}{5} = 1.98$$

$$\alpha = 0.216 < \frac{1.98-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.74 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = 0.36 \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu préjudiciable aucune vérification pour } \sigma_s \end{array} \right.$$

⇒ Les armatures calculées l'état limite ultime seront maintenues

1.6.2.3.1 Armatures de répartition :

$$A_r \geq \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$4T10 \Rightarrow 3.14 \text{ cm}^2 \quad e = 25 \text{ cm}$$

1.6.2.3.2 Vérification des contraintes de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{14.24 \times 10^3}{1000 \times 108} = 0.13 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = 0.13 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \\ \text{il n'y a pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right.$$

⇒ les armatures transversales ne sont pas nécessaires

1.6.3 3.4.6.5.3. Dessin de ferrailage :

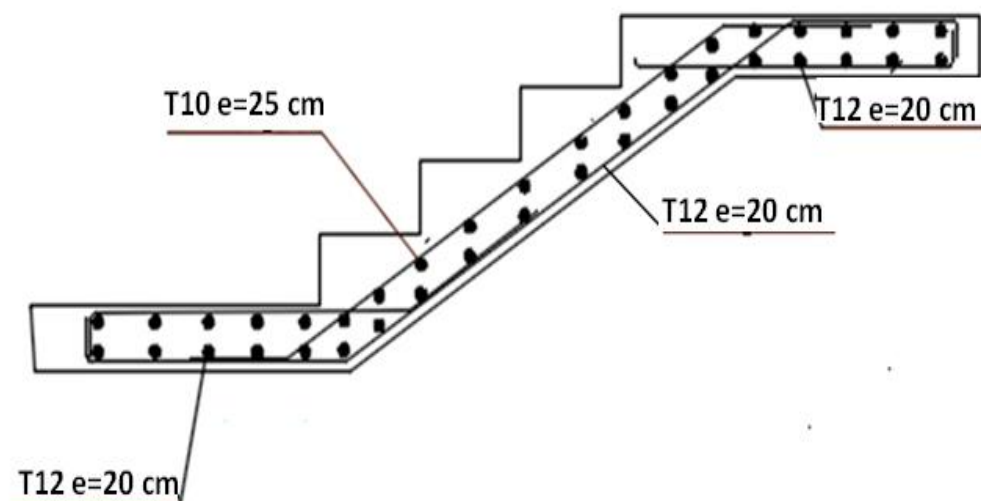


Figure 38. Ferrailage de l'escalier

2 L'acrotère :(Terrasse inaccessible)

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

Il est soumis à la flexion composée due à :

- Un effort normal dû à son poids propre (G).
- Un moment dû à la surcharge (Q)

Il a pour rôle de :

- Protection d'étanchéité.
- Servant comme garde-corps.
- Entretien des façades.

2.1 Principe de calcul :

- Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.
- L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS.

2.2 .Évaluation des charges:

- Charge permanente : $G= 2.20 \text{ KN/ml}$
- Surcharge d'exploitation : $Q= 1 \text{ KN/ml}$

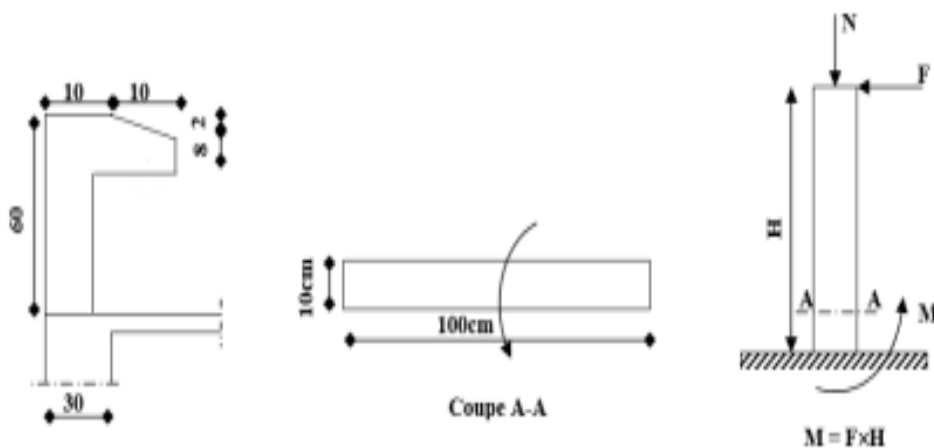


Figure 39. Schéma statique de l'acrotère

2.3 La force horizontale F_p :

$$A' = 0.069 \text{ m}^2$$

$$W_p = A' \times 1 \text{ ml} \times 22 = 1.52 \text{ KN/ml}$$

$$A = 0.15 \quad \text{Coefficient d'accélération de la zone lia.}$$

$$W_p = 1.52 \text{ kN/ml} \quad \text{Poids de l'acrotère.}$$

$$C_p = 0.8 \text{ KN} \quad \text{Facteur de la force horizontale}$$

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

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.52 = 0.73 \text{ KN/ml}$$

Calcul des moments fléchissant et l'effort tranchant :

- Calcul a E.L.U:

$$N_u = 1.35 \times W_p = 2.052 \text{ KN} \quad M_u = 1.5 \times F_p \times h = 0.66 \text{ KN}$$

- Calcul a E.L.S:

$$N_s = W_p = 1.52 \text{ KN} \quad M_s = F_p \times h = 0.44 \text{ KN}$$

2.4 Ferrailage :

2.4.1 Calcul d'excentricité :

$$M_u = N_u \times e_u \Rightarrow e_u \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.66}{2.056} = 0.32 \text{ m}$$

$$M_s = N_s \times e_s \Rightarrow e_s \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.44}{1.52} = 0.28 \text{ m}$$

$$e_0 = \frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.016 \text{ m}$$

$(e_u; e_s) > e_0$ Tout le problème de flexion composée, lorsque la section est partiellement comprimée se ramener à un calcul de flexion simple en prenant comme moment fictif

$$M_{au} = N_u * e_a \text{ Avec : } (e_a).$$

À distance entre le point d'application du centre de pression (c) et le centre de gravité des armatures tendues.

$$e_a = e_u + \left(d - \frac{h}{2} \right) \text{ Avec } d = 0.6 \times h_t = 0.09 \text{ m}$$

$$e_a = 0.32 + \left(0.09 - \frac{0.1}{2} \right) = 0.36 \text{ m}$$

On obtient une section fictive d'acier Alu puis on déduit la section d'acier tendue de flexion composée :

$$M_{ua} = N_u * e_a = 0.32 \times 0.052 = 0.656 \text{ KN.m}$$

2.4.2 E.L.U :

$$\mu = \frac{M_a^u}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{0.656 \times 10^3}{100 \times 6^2 \times 14.17} = 0.0128$$

$$\mu = 0.0128 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.016$$

$$\Rightarrow \beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 0.993$$

$$A_u = \frac{M_u}{\delta_s \times \beta \times d} = \frac{9.91 \times 10^3}{435 \times 0.993 \times 6} = 0.38 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 0.38 - \frac{2052}{100 \times 435} = 0.31 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 6 \times \frac{2.1}{500} = 0.579 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 0.579 \text{ cm}^2$$

- **choix d'armatures :**

$$A_{\text{réel}} = A_{\min} = 4T8 \Rightarrow 2.01 \text{ cm}^2 \quad e = 20 \text{ cm}$$

2.4.3 E.L.S :

$$e_{\text{ser}} = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{0.44}{1.52} = 0.30 \text{ m}$$

$$e'_0 = \frac{h}{2} = 0.05 \text{ m}$$

$$C = e'_0 - \frac{h}{2} = 5 - 30 = -25 \text{ cm} < 0$$

$$q = -2C^3 - \frac{90A}{b} (c - d') \frac{90A}{b} (d - c) = -2$$

2.4.4 Vérification au cisaillement : art A.6.1.1, 3 BAEL91.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Avec :

$$Vu = 1.5 \times Q = 1.5 \times Fp = 1.5 \times 0.73 = 1.095 \text{ KN/ml}$$

$$\tau_u = \frac{1095}{100 \times 6 \times 100} = 0.0182 < \tau_u = \min \{15 \times f_{c28} \times \tilde{\alpha}_s = 2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}\} = 2.5 \text{ MPa.}$$

Condition vérifiée

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

2.5 Dessin de ferrailage :

L'action sismique est renversible, donc on dispose le même ferrailage pour les deux faces (extérieure et intérieure).

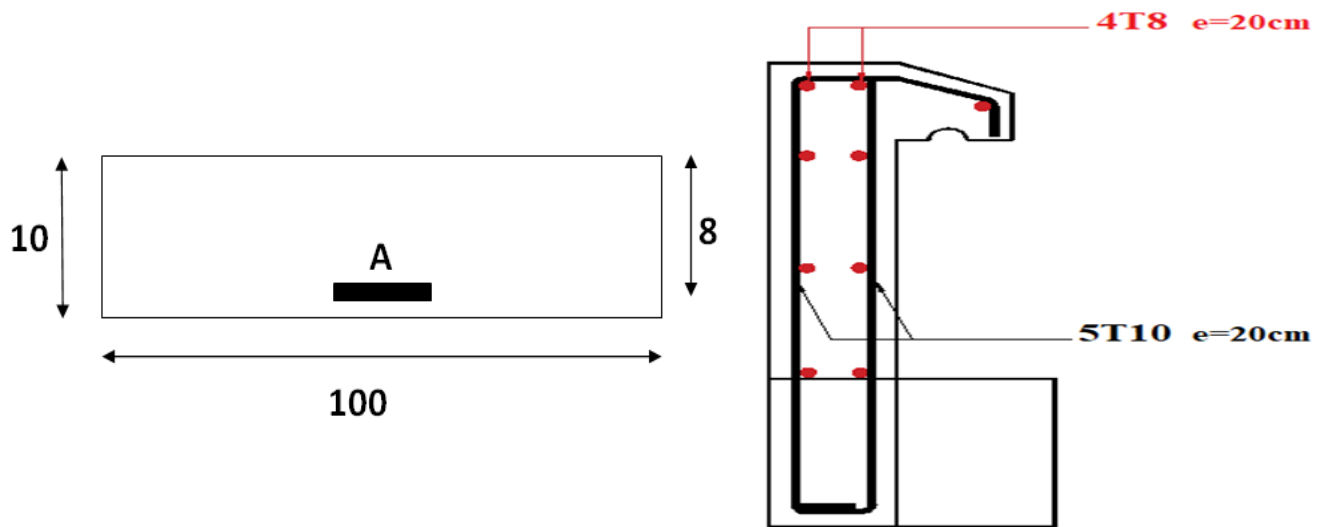


Figure 40. Schéma ferrailage de l'acrotère

CHAPITRE V

Étude sismique

Chapitre V. Étude sismique

1 Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. 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 implique de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en évidence le comportement dynamique de l'ouvrage.

2 Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amortie. Cela permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettront de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

3 Critères de classification par le RPA2024 :

3.1 Classification des zones sismiques :

Wilaya de Mostaganem (Salamander) groupe de communes zone VI (RPA 2024)

3.2 Classification de l'ouvrage :

Notre ouvrage étant un bâtiment d'habitation et commercial, il sera classé en groupe 2. (RPA2024)

3.3 Classification du site :

Selon le rapport géotechnique relatif à cet ouvrage, on est en présence d'un sol « Ferme » de catégorie S2.

4 Choix de la méthode de calcul :

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « RPA 2024 ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul de la réponse sismique :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

4.1 Méthode statique équivalente :

Cette méthode faisant appel aux règlements et codes par les quelles les forces sismiques équivalentes dont le principe est de remplacer la force dynamique réelle que se développe dans la construction par un système de forces statiques fictives, les efforts sont considérés équivalentes aux effets de l'action sismique.

4.1.1 Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

4.2 Méthode dynamique modale spectrale :

Il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

5 Méthode statique équivalente :

5.1 vérification de force sismique:

Calcul de la force sismique totale par la méthode statique équivalente : La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions selon la formule :

$$V = \lambda \cdot S_{ad} g (T_0) \cdot W$$

S_{ad} (4.1) $g (T_0)$: Ordonnée du spectre de calcul (cf. § 3.3.3) pour la période T_0

T₀ : Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée (cf. § 4.2.4).

λ: Coefficient de correction $\lambda = 0.85$: si $T_0 \leq (2.T_2)$

et si le bâtiment a plus de 2 niveaux 1, autrement

5.1.1 Calcul Spectre de réponse de calcul:

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S. \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2.5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{si: } 0 \leq T \leq T_1 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] & \text{si: } T_1 \leq T \leq T_2 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right) & \text{si: } T_2 \leq T \leq T_3 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left(\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right) & \text{si: } T_3 \leq T \leq 4S \end{cases}$$

- **R**: coefficient de comportement de la structure
- **T₁, T₂** : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site
- **Q** : facteur de qualité
- **A** : coefficient d'accélération de calcul pour un sol de classe S2
- **I** : coefficient d'importance
- **S**: coefficient de site

5.1.1.1 Périodes caractéristiques T₁, T₂ :

Pour un site type S2 : T₁ = 0.15 s ; T₂ = 0.5 s ; T₃ = 2 s [RPA 2024 -Tableau 3.3]

5.1.1.2 formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$\mathbf{Tempirique} = C_T \cdot (h_N)^{\frac{3}{4}}$$

avec:

- **Tempirique** [unité en s]: période fondamentale (4.4)
- **h_N** [unité en m]: Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- **CT** : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné

par Tableau.(4.4)

$$T_{empirique} = 0.05 \times (33.66)^{\frac{3}{4}} = 0.698 \text{ s}$$

Détermination des paramètres du spectre de réponse :

5.1.1.2.1 Coefficient d'accélération de zone A :

Zone V, groupe 2, (D'après la classification sismique de wilaya de Mostaganem (de Salamander). RPA 2024, alors d'après les deux critères précédents on obtient :

$$A = 0.25$$

5.1.1.2.2 Coefficient de comportement global de la structure R :

La valeur de R est donnée par le tableau 3.17 R.P.A 2024 en fonction du système de contreventement

Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R = 4.5b**

5.1.1.2.3 Facteur de qualité Q :

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum P_q$ [Formule 4.4] P q: est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q est satisfait ou non.

Q : Facteur de qualité, défini par : $Q = 1 + \sum_1^3 p_q = 1$

Tableau 13. Pénalités du facteur de qualité

Critère « q »	P _q
1. Régularité en plan	0.05
2. Régularité en élévation	0.2
3. Redondance en plan	0.05

5.1.1.3 Poids total de la structure :

Le poids de la structure W est égal à la somme des poids W_i de chaque niveau (i).

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi}: Poids dû aux charges permanentes et aux équipements fixes éventuels, solidaires de la structure. W

W_{Qi}: Poids dû aux charges d'exploitation. Qi W

β: Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, le tableau 6.2 présent les masses calculé le **Robot**.

$$w_i = 35489.16 \text{KN}$$

5.1.1.4 Modélisation de la structure :

5.1.1.4.1 Disposition des voiles :



Figure 41. Disposition des voiles

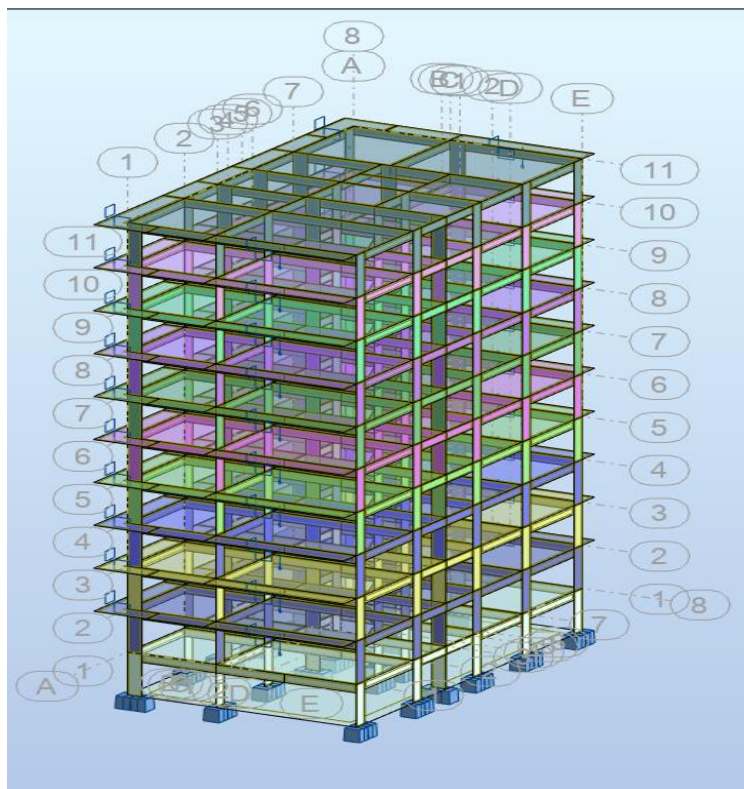


Figure 42. Vue de la structure modalisée

5.1.2 Calcul de la force sismique totale :

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure par la formule suivante : $V = \lambda \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \cdot W$

Donnée sismique de la structure :

$$\frac{S_{ad}}{g}(T_0) \left\{ \begin{array}{l} = A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right) \\ = 0.25 \times 1 \times 1.2 \left[2.5 \frac{1}{4.5} \right] \times \left(\frac{0.5}{0.698} \right) \end{array} \right.$$

$$\frac{S_{ad}}{g}(T_0) = 0.119$$

$$V = \lambda \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \cdot W = 0.85 \times 0.119 \times 35489.16 = \mathbf{3589.72 \text{ KN}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} vx_{calc} = V_{TH} \geq 0.8 \times 3589.72 \\ vy_{calc} = V_{TH} \geq 0.8 \times 3589.72 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} vx_{calc} = 3201,74 \geq 0.8 \times 3589.72 \\ vy_{calc} = 3142,90 \geq 0.8 \times 3589.72 \end{array} \right.$$

- **Résultats de calcul :**

Tableau 14. taux de participation modale

Mode	Période(s)	Ux	Uy	masse modal UX(%)	masse modal UY(%)
1	0,79	39,44	12,18	39,44	12,18
2	0,75	72,62	31,67	33,19	19,50
3	0,61	72,92	73,12	0,30	41,45
4	0,29	76,33	76,61	3,41	3,49
5	0,27	87,45	78,16	11,12	1,54
6	0,22	87,51	87,46	0,05	9,30
7	0,17	88,44	88,56	0,93	1,10
8	0,16	92,33	88,97	3,90	0,41
9	0,13	92,36	92,39	0,02	3,42
10	0,12	92,96	92,89	0,61	0,49

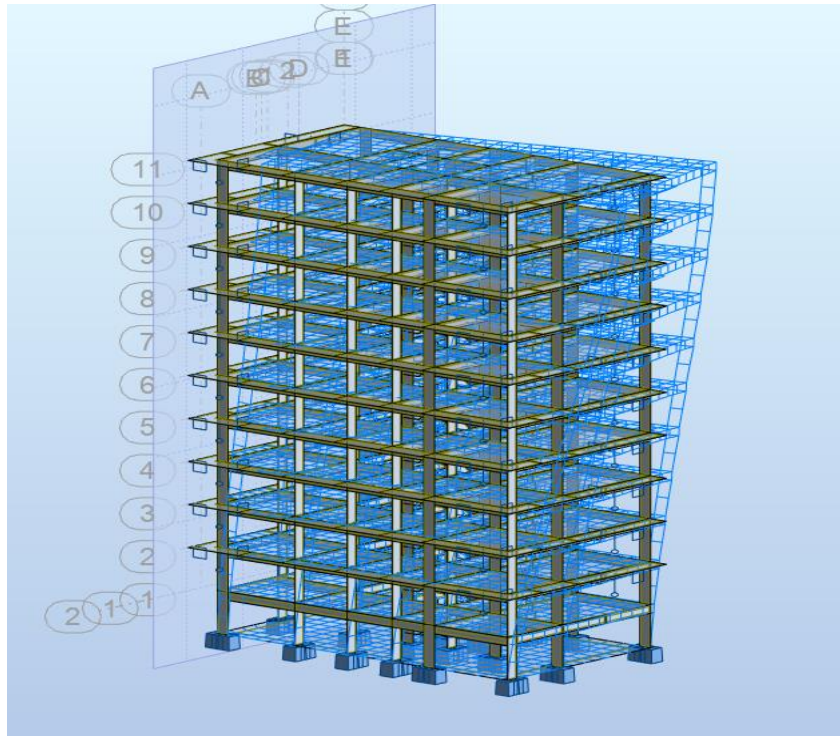


Figure 43. Séisme sens (x-x)



Figure 44. Séisme sens (y- y)

5.2 Vérification de la Masse cumulée:

Direction xx : 10eme t mode : Masse cumulée = 92.96 % >90% **Condition vérifié.**

Direction yy : 10eme t mode : Masse cumulée = 92.89 % >90% **Condition vérifié.**

5.3 Evaluation des excentricités :

Selon les RPA on doit calculer deux types d'excentricités :

5.3.1 Excentricités théoriques :

$$\begin{cases} E_{xt} = X_m - X_t = 6.039(m) - 5.987(m) = 0.052(m) \leq 0.05 \times Lx \rightarrow CV \\ E_{xt} = Y_m - Y_t = 10.871(m) - 10.747(m) = -0.124(m) \leq 0.05 \times Ly \rightarrow CV \end{cases}$$

$$\begin{cases} E_{xt} = 0.052(m) \leq 0.05 \times 13.92 = 0.696 \rightarrow CV \\ E_{xt} = -0.124(m) \leq 0.05 \times 24.17 = 1.208 \rightarrow CV \end{cases}$$

5.4 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 4.4

σ_K : est le déplacement horizontal au niveau (k) de la structure.

σ_{eK} : est le déplacement élastique dû aux forces sismiques V.

R : est le coefficient de comportement (R = 4,5b)

Tableau 15. Vérification des déplacements inter étage selon x et y

Niveaux	h (mm)	δ_{ekx} (mm)	δ_{eky} (mm)	$\delta_{kx} = (R/QF)^* \delta_{ekx}$ (mm)	$\delta_{ky} = (R/QF)^* \delta_{eky}$ (mm)	$\Delta_{kx} = \delta_{kx} - \delta_{k-1x}$ (mm)	$\Delta_{ky} = \delta_{ky} - \delta_{k-1y}$ (mm)	0,0075 h (mm)	Observation $\Delta_{kx} < 0,0075h$	Observation $\Delta_{ky} < 0,0075h$
1 étage	3060	0,1	0,1	0,45	0,45	0	-0,45	22.9	vérifiée	vérifiée
2 étage	3060	0,1	0,2	0,45	0,9	0	0	22.9	vérifiée	vérifiée
3 étage	3060	0,1	0,2	0,45	0,9	0	0	22.9	vérifiée	vérifiée
4 étage	3060	0,1	0,2	0,45	0,9	0	0	22.9	vérifiée	vérifiée
5 étage	3060	0,1	0,2	0,45	0,9	0	0	22.9	vérifiée	vérifiée
6 étage	3060	0,1	0,2	0,45	0,9	0	0	22.9	vérifiée	vérifiée
7 étage	3060	0,1	0,2	0,45	0,9	0	0	22.9	vérifiée	vérifiée
8 étage	3060	0,1	0,2	0,45	0,9	0	0	22.9	vérifiée	vérifiée
9 étage	3060	0,1	0,2	0,45	0,9	0	0,45	22.9	vérifiée	vérifiée
10 étage	3060	0,1	0,1	0,45	0,45	0,45	0	22.9	vérifiée	vérifiée
11 étage	3060	0	0,1	0	0,45	0	0,45	22.9	vérifiée	vérifiée

D'après RPA 2024, Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 0.75% de la hauteur de l'étage.

$\Delta_K \leq 0.75\% \times h_e = 2.29\text{cm}$, donc **la condition est vérifiée**

5.5 Vérification de l'effet $P - \Delta$:

Les effets du 2^{ème} ordre ou effet $P - \Delta$ peuvent être négligés dans les cas des bâtiments si la Condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\vartheta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K}$$

- Si $0.10 < \vartheta_K < 0.20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égal à $\frac{1}{1-\vartheta_K}$.
- Si $\vartheta_K > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

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'.

$$\vartheta = \frac{P_K \times \Delta_{KY}}{V_{KY} \times h_K}$$

Δ_{KX} est le déplacement entre étage dans la direction x (due à l'effort EX) ;

Δ_{KY} est le déplacement entre étage dans la direction y (due à l'effort EY) ;

V_{KX} est l'effort horizontale au niveau K (due à l'effort EX) ;

V_{KY} est l'effort horizontale au niveau K (due à l'effort EY).

Tableau 16. Un tableau récapitulatif

Niveau	Height	P	V _x	U _x	Δ _x	Θ _x	check
	mm	kN	kN	cm	mm	0,0141	
ETAGE1	3060	-35489,2	3162	0,1	-0,3	0,0141	NO P-DELTA
ETAGE2	3060	-32304	3095,21	0,4	-0,2	0,0141	NO P-DELTA
ETAGE3	3060	-28939,8	2931,32	0,6	-0,3	0,0141	NO P-DELTA
ETAGE4	3060	-25623,9	2719,63	0,9	-0,2	0,0141	NO P-DELTA
ETAGE5	3060	-22319,8	2502,28	1,1	-0,3	0,0141	NO P-DELTA
ETAGE6	3060	-19064	2289,44	1,4	-0,2	0,0141	NO P-DELTA
ETAGE7	3060	-15820	2069,82	1,6	-0,2	0,0141	NO P-DELTA
ETAGE8	3060	-12624,2	1827,55	1,8	-0,2	0,0141	NO P-DELTA
ETAGE9	3060	-9440,16	1541,67	2	-0,2	0,0141	NO P-DELTA
ETAGE10	3060	-6304,42	1163,76	2,2	-0,2	0,0141	NO P-DELTA
ETAGE11	3060	-3185,18	652,43	2,4	2,4	0,0141	NO P-DELTA

Tableau 17. Un tableau récapitulatif

Niveau	Height	P	V _y	U _y	Δ _y	Θ _y	check
	mm	kN	kN	cm	mm	0,0141	
ETAGE1	3060	-35489,16	3118,82	0,1	-0,2	0,0141	NO P-DELTA
ETAGE2	3060	-32303,98	3058,55	0,3	-0,2	0,0141	NO P-DELTA
ETAGE3	3060	-28939,82	2910,15	0,5	-0,2	0,0141	NO P-DELTA
ETAGE4	3060	-25623,94	2715,62	0,7	-0,2	0,0141	NO P-DELTA
ETAGE5	3060	-22319,84	2506,9	0,9	-0,2	0,0141	NO P-DELTA
ETAGE6	3060	-19064	2287,73	1,1	-0,2	0,0141	NO P-DELTA
ETAGE7	3060	-15819,95	2047,75	1,3	-0,2	0,0141	NO P-DELTA
ETAGE8	3060	-12624,16	1778,79	1,5	-0,1	0,0141	NO P-DELTA
ETAGE9	3060	-9440,16	1465,34	1,6	-0,2	0,0141	NO P-DELTA
ETAGE10	3060	-6304,42	1074,89	1,8	0	0,0141	NO P-DELTA
ETAGE11	3060	-3185,18	586,08	1,8	1,8	0,0141	NO P-DELTA

6 Conclusion :

À partir de cette étude dynamique, nous constatons que notre bâtiment étudié satisfait toutes les exigences imposées par le règlement parasismique algérien (RPA2024), à savoir ;

- Vérification de la participation massique.
- Condition sur la résultante de la force sismique est vérifiée
- Stabilité au renversement est vérifiée suivant les deux directions principales
- Vérification de Excentricités théoriques est vérifiée
- Condition sur l'effet P- Δ est vérifiée dans les deux sens
- Déplacements latéraux inter étages est vérifiés
- Vérification de l'effort normal réduit est vérifiée.

À partir de ce constat, nous pouvons en conclure que notre bâtiment présente une conception parasismique saine avec des dimensions des éléments structuraux adéquates.

CHAPITRE VI

Ferrailage des éléments structuraux

Chapitre VI. Ferrailage des éléments structuraux

1 Les Voiles :

1.1 Généralités :

Les voiles sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, en générale ils sont verticaux et chargés dans leur plan. Ils peuvent être construits en béton armé ou non armé.

Le rôle des voiles est de :

- Reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportées par les planchers ;
- Participer au contreventement de la construction (vent et séisme) ;
- Servir de cloisons de séparation entre locaux.

Les voiles sont utilisés en façade, en pignons ou à l'intérieur (murs de refends) des constructions.

Un poteau rectangulaire dans la largeur est supérieure à quatre fois son épaisseur est considéré comme un voile.

Qu'ils soient appelés armés ou non armés, les voiles en béton comportent un minimum d'armatures :

- Au droit des ouvertures (concentration de contraintes) ;
- A leur jonction avec les planchers
- A leurs extrémités.

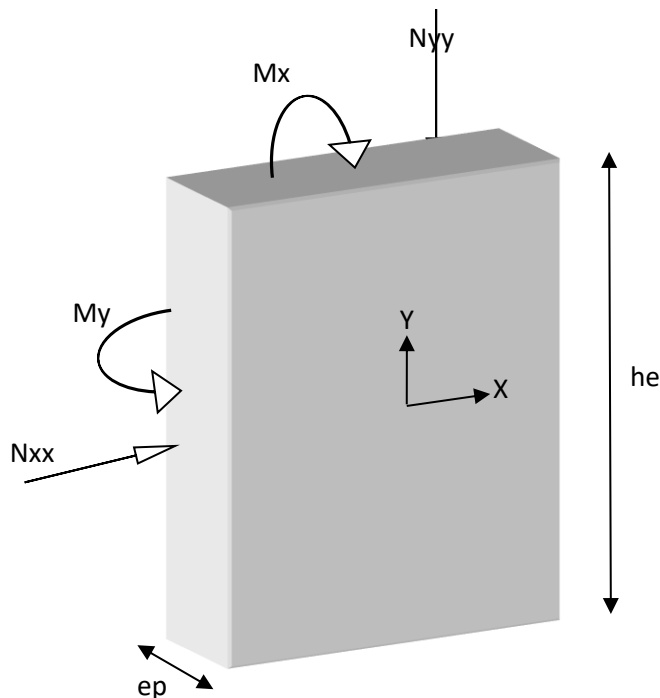


Figure 45. Schéma du voile

1.2 Définition d'un Voile :

Le voile est donc sollicité par un effort normal N , un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

1. D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile et d'armatures verticales uniformément réparties.
2. D'armatures horizontales, parallèles aux faces du murs et elles est aussi uniformément réparties.
3. D'armatures transversales (epingles) (perpendiculaires aux parement du voile)

1.3 Procédure de ferrailage :

Pour le ferrailage des voiles, on devra calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux conformément aux règlements **CBA 93** et **RPA 99 version 2003**.

L'apparition de logiciels modernes d'analyse de structure, utilisant la méthode des éléments finis pour modéliser et analyser les structures a considérablement aidé l'étude du comportement globale de la structure en effet, l'obtention directe des efforts et des contraintes en tout point de la structure facilite, après une bonne interprétation des résultats du modèle retenue, permet l'adoption d'un bon ferrailage.

Le calcul se fait par une méthode simplifiée, basée sur les contraintes.

Note : Les moments max et min et N du voile sont lues à partir du fichier résultat de ROBOT2022.

1^{er} cas : Section Entièrement Comprimée

2^{ème} cas : Section Entièrement tendue

3^{ème} cas : Section Partiellement Tendue

1.3.1 Armatures verticales Art 7.7.4.1 du RPA 2024:

Ils sont disposés on deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le RPA exige un pourcentage minimal égal à 0,5% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme.

1.3.2 Armatures horizontales Art 7.7.4.2 du RPA 2024:

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures ; les barres horizontales doivent être disposé vers l'extérieure.

1.3.3 Règles communes Art 7.7.4.3 du RPA 2024:

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est comme suit :

- Globalement dans la section du voile : 0,15%
- En zone courante : 0,4 % Armatures transversales
- L'espace des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : (1,5.a ; 30 cm).
- Les deux nappes doit être reliées avec au moins 4 épingle par mètre carré.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'abouts) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :
- $\begin{cases} 50\emptyset \text{ pour les barres situées dans les zones où le renversement de sign des efforts est possible} \\ 60\emptyset \text{ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action des combinaisons} \end{cases}$
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espace ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espace des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la largeur du voile Cet espace d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$\frac{A_h}{S} \geq \frac{\bar{V}}{z \times f_e}$$

1.4 Calcul de ferraillage :

Les résultats sont présentés sous forme de cartographies illustrant la répartition des aciers de manière claire et détaillée

L'armature verticale, considérée comme l'axe principal, est désignée par Ax

L'armature horizontale, perpendiculaire à l'axe principal, est désignée par Ay

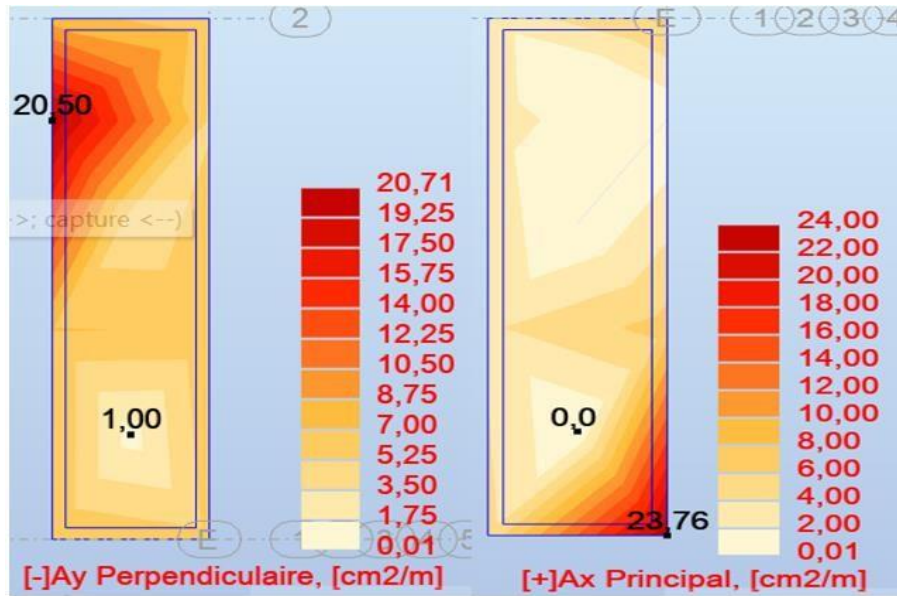


Figure 46. Ferrailage de voile 40

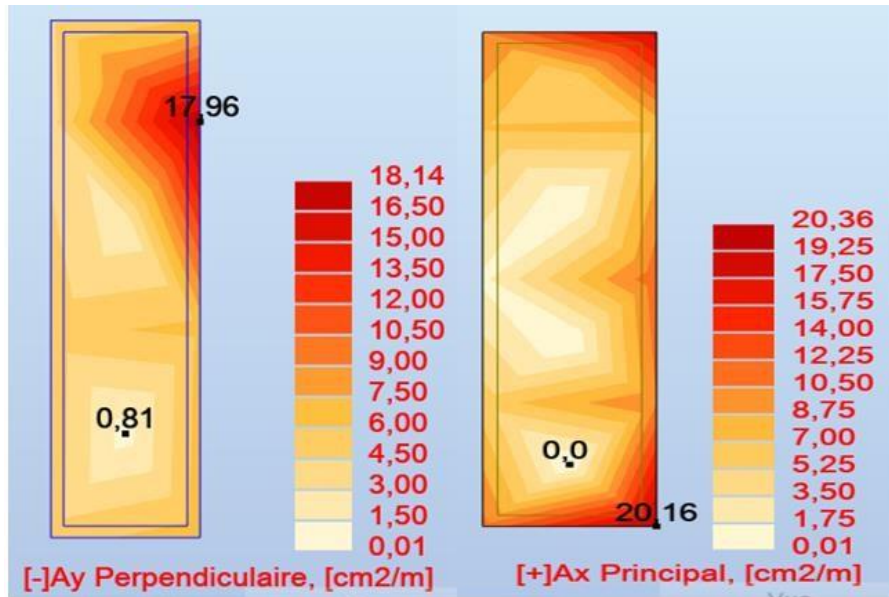


Figure 47. Ferrailage de voile 35

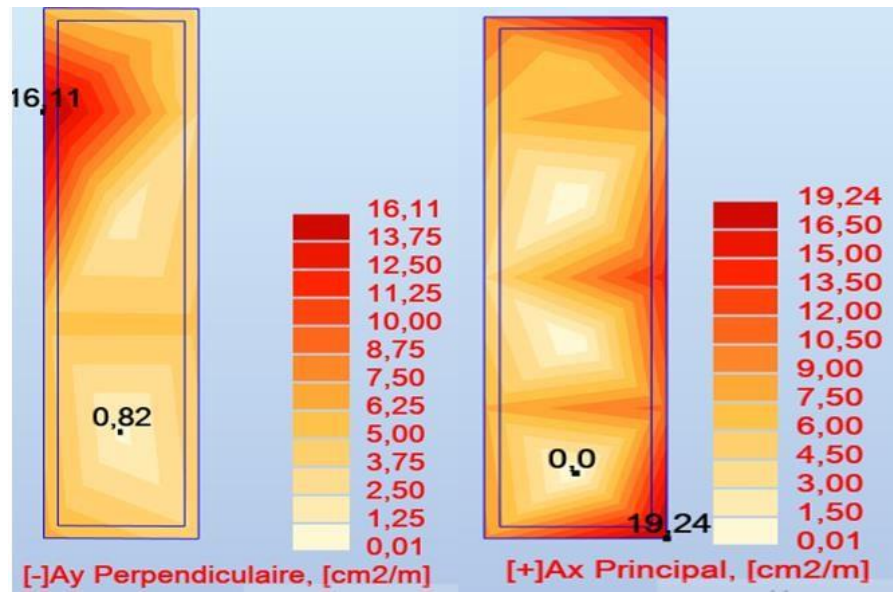


Figure 48. Ferrailage de voile 30

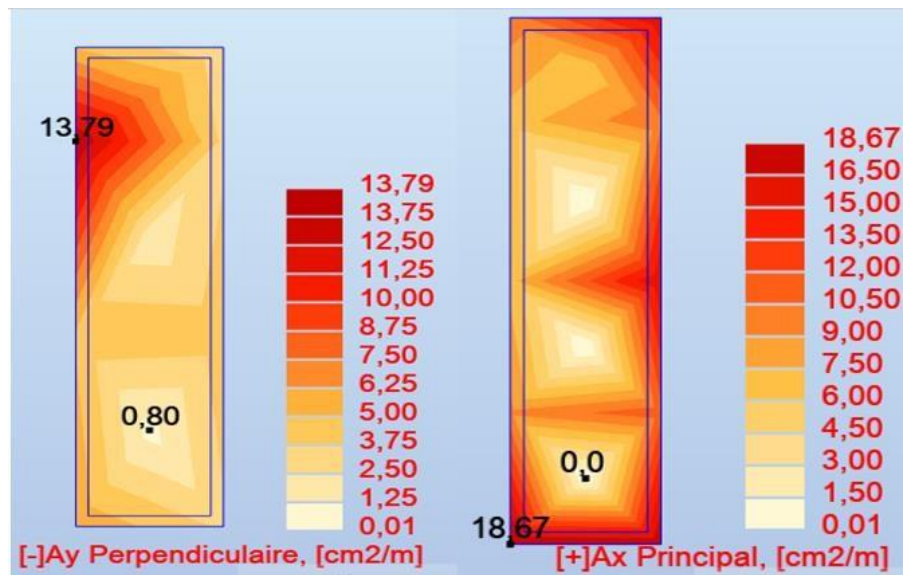


Figure 49. Ferrailage de voile 25

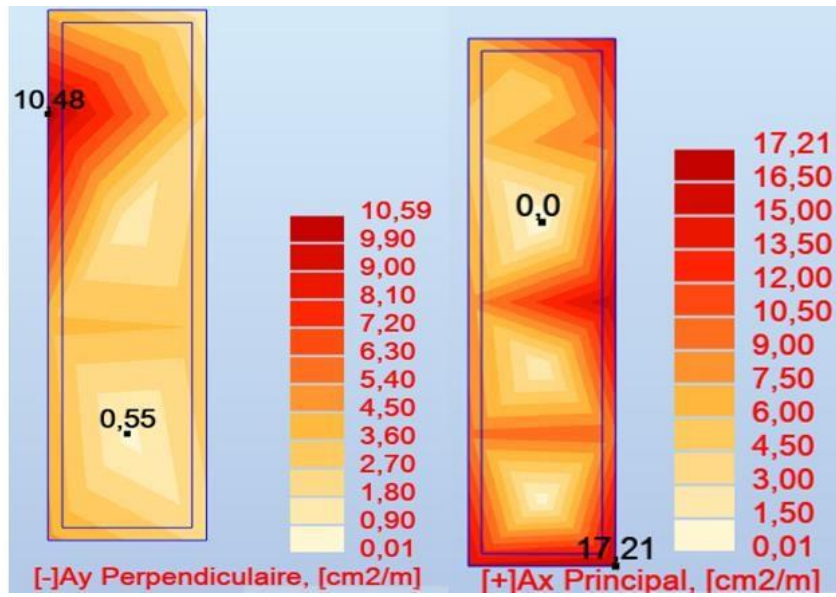


Figure 50. Ferrailage de voile 20

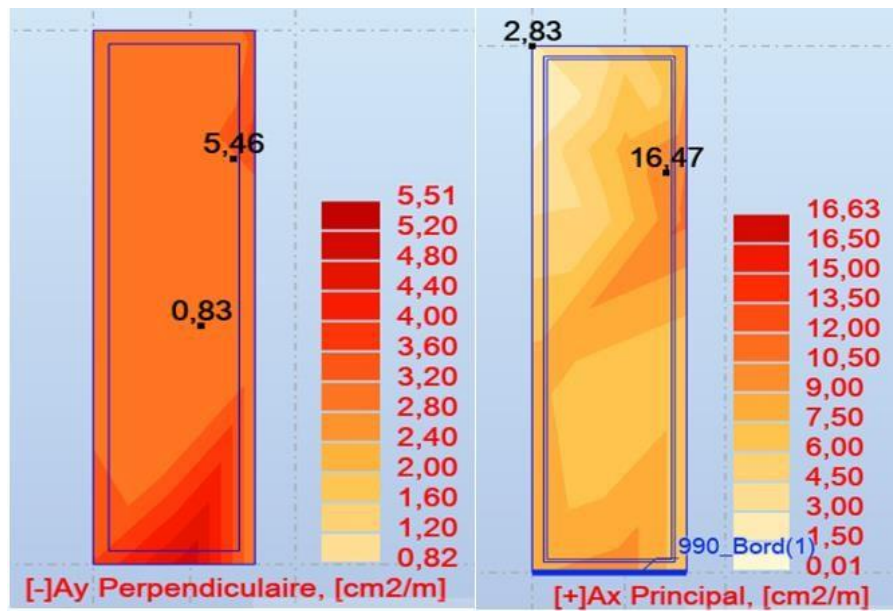


Figure 51. Ferrailage de voile 15

Tableau 18. Les résultats de ferrailage

Épaisseur (cm)	AX (cm²)	Choix d'armature	Espacement (cm)	AY (cm²)	Choix d'armature	Espacement (cm)
40	24.00	8 T20 (25.13 cm ²)	10	20.71	5T20+5T16 (25.76 cm ²)	10
35	20.36	4T20+4T16 (20.61 cm ²)	10	18.14	10T16 (20.11 cm ²)	10
30	19.24	4T20+4T16 (20.61 cm ²)	10	16.11	9T16 (18.10 cm ²)	10
25	18.67	4T20+4T16 (20.61 cm ²)	10	13.79	7T16 (14.07 cm ²)	15
20	17.21	2T20+6T16 (18.35 cm ²)	10	10.59	6T16 (12.06 cm ²)	15
15	16.63	4T20+4T12 (17.09 cm ²)	10	5.51	5T12 (5.65 cm ²)	20

1.5 Exemple de calcul ferrailage d'un voile 40 (plus défavorable) :

les sollicitations dans le tableau qui suit sont obtenues après l'étude dynamique et sismique.

Tableau 19. Ferrailage Verticales des voiles

cas	sollicitations	Panneau	Ferrillages calculés	Amin Bael	Amin RPA	Choix
ELU	Nyymax=-4703,43 Mxxcor=-43,52	93	As1 = 5.6 As2 = 5.6 (cm2)	As min = 11.2 (cm2)	12	
	Mxxmax=53,68 Nyycor=-1459,53	230	As1 = 5.6 As2 = 5.6 (cm2)	As min = 11,2 (cm2)	12	
	Nyymin=-1108,85 Mxxcor=1.41	238	As1 = 5.6 As2 = 5.6 (cm2)	As min = 11,2 (cm2)	12	
ACC	Nyymax=-6713,58 Mxxcor=-31,96	92 CAS 9	As1 = 5.6 As2 = 5.6 (cm2)	As min = 9,6 (cm2)	12	
	Mxxmax=-150,14 Nyycor=-3388,98	92 CAS 9	As1 =5.6 As2 = 5 .6 (cm2)	As min = 9,6 (cm2)	12	
	Nyymin=2047,74 Mxxcor=29.09	75 CAS 6	As1 =22.3 As2 = 22.3(cm2)	As min = 44,6 (cm2)	12	8T20 8T20
ELS	Nyymax=-3428,97 Mxxmax=39,11		As1 =5.6 As2 = 5.6(cm2)	/	/	

1.5.1 Ferrailage verticales des voiles à l'ELU

- Flexion composée :
- ✓ Section rectangulaire entièrement tendue ou partiellement tendue :

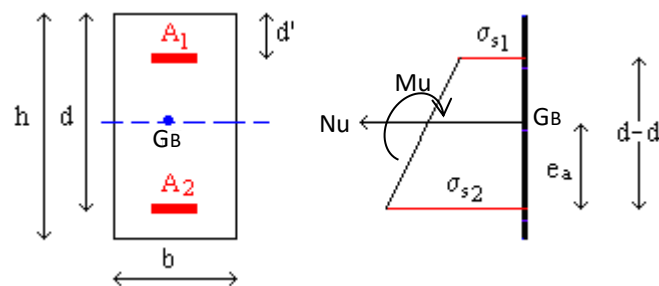


Figure 52. Flexion composée, section rectangulaire et N effort de traction

Pour une section rectangulaire on a : $Y_G = \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20cm$

L'excentricité de l'effort normal par rapport au centre de gravité :

$$e_0 = \frac{100M}{N} = \frac{100 \times 29}{2047.74} = 1.42 [\text{cm}]$$

✓ Détermination de la nature de sollicitation :

- Si $e_0 \leq d - Y_G$
- On a : $d - Y_G = 36 - 20 = 16 \text{ cm}$ alors $e_0 \leq d - Y_G$ donc :
- Section entièrement tendue donc le calcul est comme suivant :

Détermination des sections des armatures tendues : $\sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$$\sigma_{10} = \frac{500}{1} = 500 \text{ MPa}$$

✓ Calcul des sections des armatures tendues :

$$A_2 = \frac{N(Y_G - d' + e_0)}{\sigma_{10}(d - d') \times 100} \quad ; \quad A_1 = \frac{N}{100 \times \sigma_{10}} - A_2 [\text{cm}^2]$$

$$A_2 = \frac{2047.74(20 - 4 + 1.42)}{500(36 - 4) \times 100} = 22.28 \text{ cm}^2 \quad ; \quad A_1 = \frac{2047.74}{100 \times 500} - 22.28 = 18.66 \text{ cm}^2$$

- **Choix armatures :**

8T20 \rightarrow 25.13 cm²

T20 \rightarrow esp = 10cm

1.5.2 Ferrailage verticales des voiles à l'ELS

➤ **Section rectangulaire entièrement tendue :**

Considérons une section rectangulaire soumise aux efforts N_{ser} (traction) et M_{ser} dont le diagramme des contraintes est :

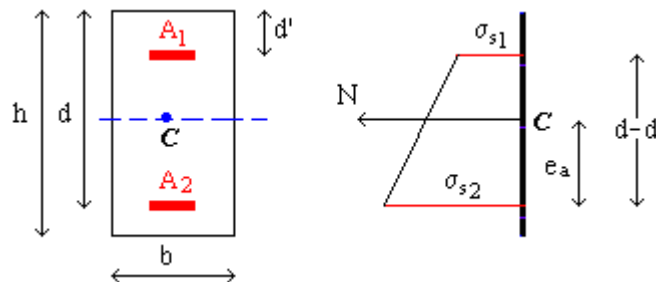


Figure 53. Section rectangulaire entièrement tendue

✓ **Condition pour que la section soit entièrement tendue :**

Une section rectangulaire soumise à la flexion composée sera entièrement tendue, si l'effort normal est un effort de traction appliqué entre les armatures.

✓ **Détermination des contraintes :**

$$\sigma_{s_1} = \frac{N \cdot e_a}{100 \cdot (d - d') \cdot A_1} \quad ; \quad \sigma_{s_2} = \frac{N(d - d' - e_a)}{100 \cdot (d - d') \cdot A_2}$$

$$\sigma_{s_1} = \frac{3428.97 \cdot 1.14}{100(36-4)14.52} = 121.2 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_{s_2} = \frac{3428.97(36-4-1.14)}{100(36-4)15.07} = 95.27 \text{ MPa}$$

N en [N] ; b, h, e_a, d et d' en [cm] ; A_1, A_2 en [cm²] ; $\Rightarrow \sigma_{s_1}, \sigma_{s_2}$ en [MPa].

$\sigma_b = 8.29 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ Donc le ferrailage à l'ELU convient à l'ELS

$\sigma_b = 6.14 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ Donc le ferrailage à l'ELU convient à l'ELS

• **Choix des armatures**

8T20 $\rightarrow 25.13 \text{ cm}^2$

T20 $\rightarrow \text{esp} = 10 \text{ cm}$

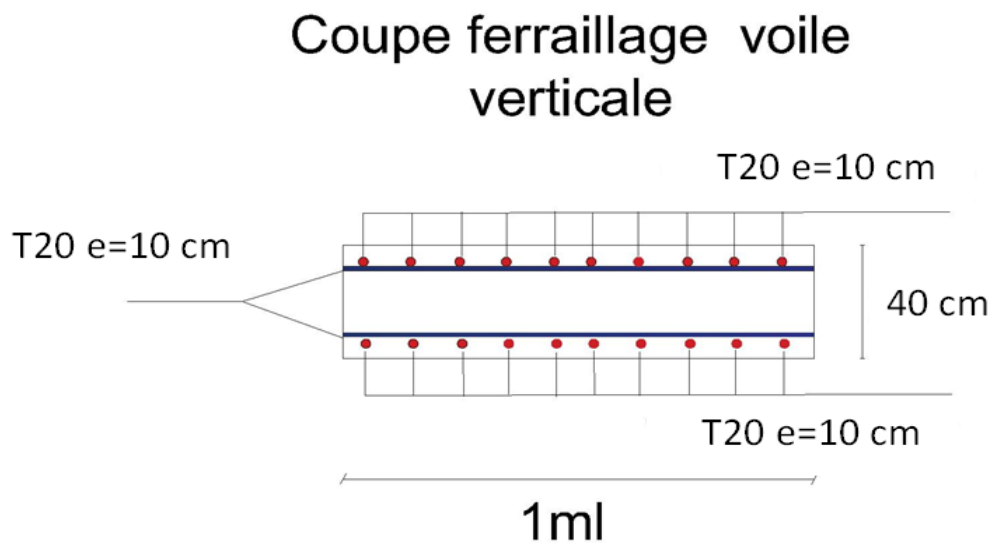


Figure 54. Coupe ferrailage voile vertical

Tableau 20. Ferraillage horizontale des voiles

cas	sollicitations	Panneau	Ferraillages calculés	Amin Bael	Amin RPA	Choix
ELU	Nxxmax=-1170,55 Myycor=-84,52	244	As1 = 0 As2 = 0 (cm2)	As min = 9,6 (cm2)	12	
	Myymax=-146,05 Nxxcor=-734,44	229	As1 = 0 As2 = 0 (cm2)	As min = 9,6 (cm2)	12	
	Nxxmin=347,86 Myycor=45,68	244	As1 = 7.3 As2 = 0.7 (cm2)	As min = 9,6 (cm2)	12	
ACC	Nxxmax=-1378,94 Myycor=-81,36	92 9(cas)	As1 = 0 As2 = 0 (cm2)	As min = 9,6 (cm2)	12	
	Myymax=314,94 NXXcor=287,53	226 6(cas)	As1 = 21.9 As2 = 0 (cm2)	As min = 9,6 (cm2)	12	8T20 8T20
	Nxxmin=775,14 Myycor=82,30	238 6(cas)	As1 = 12.9 As2 = 2.6 (cm2)	As min = 9,6 (cm2)	12	
	Nxxmax= 252,70 Myymax=33,49	244	As1 = 0 As2 = 0 (cm2)	/	/	

1.5.3 Ferraillage horizontale des voiles à l'ELU :

➤ **Flexion composée :**

- **Section rectangulaire entièrement tendue ou partiellement tendue :**

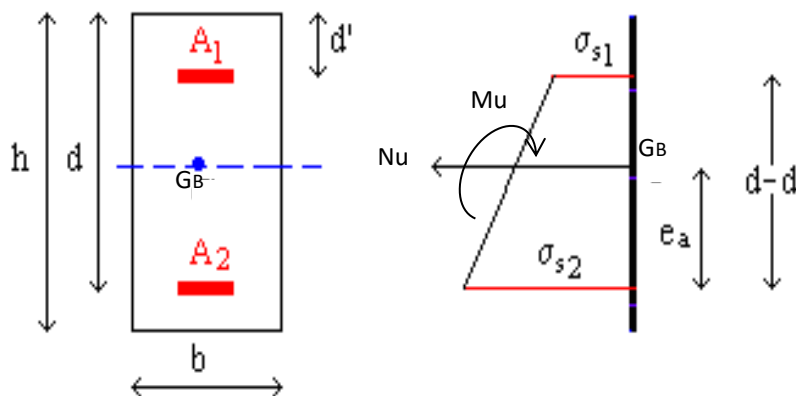


Figure 55. Flexion composée, section rectangulaire et N effort de traction

Pour une section rectangulaire on a : $YG = \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20$

- **L'excentricité de l'effort normal par rapport au centre de gravité :**

$$e_0 = \frac{100M}{N} [cm^2] = \frac{100 \times 314.940}{287530} = 109.53 \text{ cm}$$

- **Détermination de la nature de sollicitation :**

Si $e_0 = 109.53 \text{ cm} \leq d - YG = 16 \text{ cm}$

⇒ Section entièrement tendue donc le calcul est comme suivant :

- **Détermination des sections des armatures tendues :**

$$\sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 500 \text{ MPa}$$

- **Calcul des sections des armatures tendues :**

$$A_2 = \frac{N(YG - d' + e_0)}{\sigma_{10}(d - d')100} ; A_1 = \frac{N}{\sigma_{10} \times 100} [cm^2]$$

$$A_2 = \frac{287.530(20 - 4 + 109.53)}{500(36 - 4)100} = 21.64 ; A_1 = \frac{287.530}{500 \times 100} = 0.0 [cm^2]$$

- **Section rectangulaire (bxh) sans armatures comprimées :**

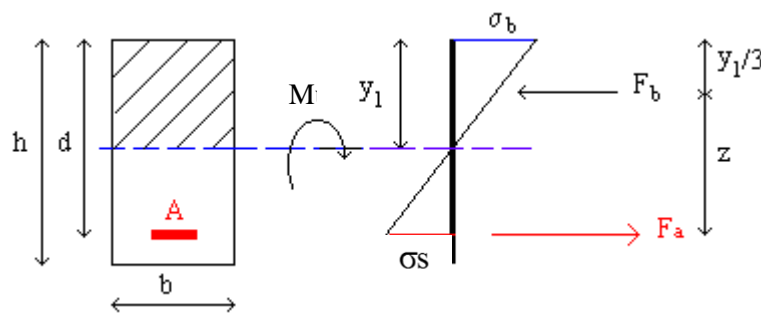


Figure 56. Section rectangulaire sans armature comprimée

- **Calcul de la contrainte du béton :**

$$\Sigma_b = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 18.48 \text{ Mpa}$$

- **Calcul du moment réduit :**

$$\dot{i} = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2} = 0.112$$

$$\mu < \mu_{AB} = 0.186 \quad \implies \text{pivot A ; A' n'existe pas.}$$

$$\mu_L = 0.8 \alpha_L (1 - 0.4 \alpha_L) = 0.186$$

$$\mu < \mu_L \quad \implies \text{donc A' n'existe pas}$$

- **Détermination de la section des armatures tendues :**

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.149 \quad \implies \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.940$$

La section est :

$$A = \frac{M}{\sigma_s \times \hat{\alpha} \times d} = 15.89 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des sections des armatures réelles :**

$$\begin{cases} A' = Af = 15.89 \text{ cm}^2 \\ A = Af + \frac{N}{100 \times \sigma_{10}} = 15.89 + \frac{287530}{100 \times 500} = 21.64 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- **Choix des armatures :**

$$8T20 \rightarrow A = 25.13 \text{ cm}^2$$

$$T20 \rightarrow \text{esp} = 10\text{cm}$$

1.5.4 Ferrailage horizontale des voiles à l'ELS :

➤ Section rectangulaire entièrement tendue :

Considérons une section rectangulaire soumise aux efforts N_{ser} (traction) et M_{ser} dont le diagramme des contraintes est :

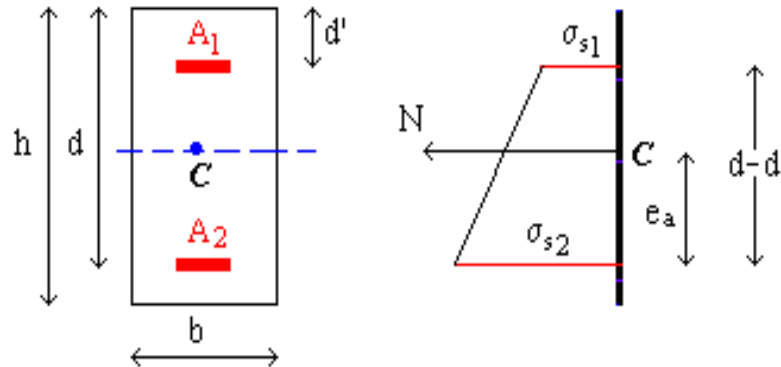


Figure 57. Section rectangulaire entièrement tendue

Pour une section rectangulaire on a : $Y_G = \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20\text{cm}$

✓ L'excentricité de l'effort normal par rapport au centre de gravité :

$$e_0 = \frac{100M}{N} = \frac{100 \cdot 33.490}{252.700} = 13.25 \text{ [cm]}$$

✓ Détermination de la nature de sollicitation :

- Si $e_0 \geq d - Y_G$
- On a : $d - Y_G = 36 - 20 = 16\text{ cm}$ alors $e_0 \geq d - Y_G$ donc :
- Section partiellement tendue donc le calcul est comme suivant :

Détermination des sections des armatures tendues : $\sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$$\sigma_{10} = \frac{500}{1} = 500\text{MPa}$$

✓ Condition pour que la section soit entièrement tendue :

Une section rectangulaire soumise à la flexion composée sera entièrement tendue, si l'effort normal est un effort de traction appliqué entre les armatures.

✓ **Détermination des contraintes :**

$$\sigma_{s_1} = \frac{N \cdot e_a}{100 \cdot (d - d') \cdot A_1} \quad ; \quad \sigma_{s_2} = \frac{N(d - d' - e_a)}{100 \cdot (d - d') \cdot A_2}$$

$$\sigma_{s_1} = \frac{252.700 \cdot 13.25}{100(36-4)18.66} = 9.43 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_{s_2} = \frac{252.700(36-4-1.14)}{100(36-4)22.28} = 100.44 \text{ MPa}$$

N en [N] ; b, h, e_a, d et d' en [cm] ; A_1, A_2 en [cm²] ; $\Rightarrow \sigma_{s_1}, \sigma_{s_2}$ en [MPa].

$\sigma_{s_1} = 9.43 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$ Donc le ferrailage à l'ELU convient à l'ELS

$\sigma_{s_2} = 100.44 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$ Donc le ferrailage à l'ELU convient à l'ELS

• **Choix des armatures**

8T20 $\rightarrow 25.13 \text{ cm}^2$

T20 $\rightarrow \text{esp} = 10 \text{ cm}$

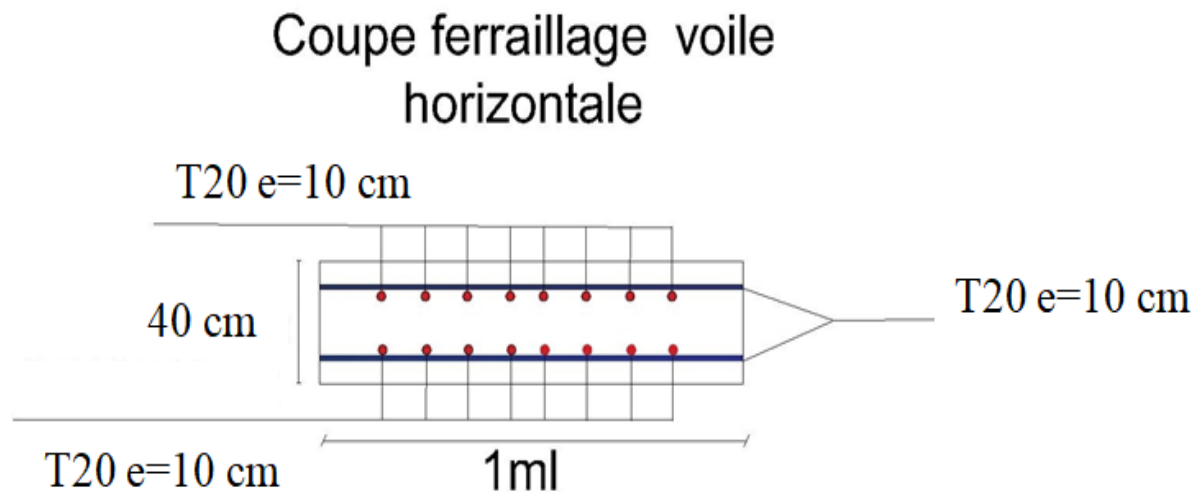


Figure 58. Coupe ferrailage voile horizontale

2 Poutre voile :

On a : $b = 40\text{cm}$ $h = 60\text{cm}$

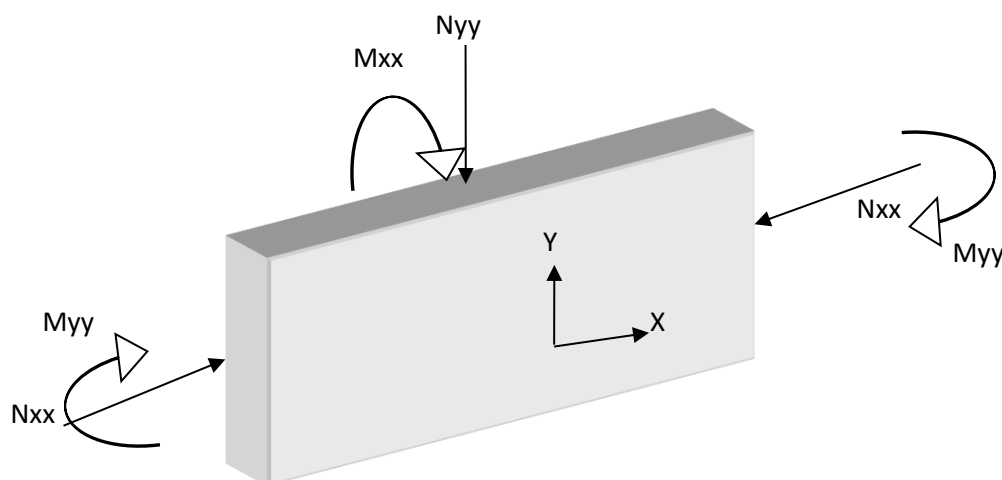


Figure 59. Schéma poutre voile

2.1 Calcul de ferrailage :

Les résultats sont présentés sous forme de cartographies illustrant la répartition des aciers de manière claire et détaillée

Tableau 21. Les résultats de ferrailage

Type de Poutre voile	AX (cm ²)	Choix d'armature	Espacement (cm)
40*60	28.03	10 T20 (31.42 cm ²)	10
35*60	25.42	10 T20 (31.42 cm ²)	10
30*60	13.56	10T14 (15.93 cm ²)	10
25*60	12.02	8T14 (12.32 cm ²)	10
20*60	9.74	10T12 (11.31 cm ²)	10
15*60	10.55	10T12 (11.31 cm ²)	10

2.2 Exemple de calcul ferrailage d'un poutre voile 40*60 (plus défavorable) :

les sollicitations dans le tableau qui suivent sont obtenues après l'étude dynamique et sismique.

Tableau 22. Ferrailage Horizontale des poutres voile

cas	sollicitations	Panneau	Ferraillages calculés	Amin Bael	Amin RPA	Choix cm ²
ELU	Nxxmax=1421,56 Myycor=14,21	278	As1 = 17.4 As2 = 15.3 (cm2)	As min = 9,6 (cm2)	12	
	Myymax=-82,75 Nxxcor=-527,84	129	As1 = 0 As2 = 0 (cm2)	As min = 9,6 (cm2)	12	
	Nxxmin=-1307,60 Myycor=-16,04	1548	As1 = 0 As2 = 0 (cm2)	As min = 9,6 (cm2)	12	
ACC	Nxxmax= -3565,04 Myycor=-62,88	246 9(cas)	As1 = 0 As2 = 0 (cm2)	As min = 9,6 (cm2)	12	
	Myymax= -132,62 NXXcor=-1017,43	268 9(cas)	As1 = 0 As2 = 0 (cm2)	As min = 9,6 (cm2)	12	
	Nxxmin=2881,37 Myycor=18,38	249 6(cas)	As1 = 30.0 As2=27.7 (cm2)	As min = 9,6 (cm2)	12	10T20 A=31.42
ELS	Nxxmax=1035,44 Myymax= 10,35		As1 = 28.3 As2 =13.2 (cm2)	/	/	

2.3 Ferrailage horizontale des poutres voile à l'ELU

➤ Flexion composée :

✓ Section rectangulaire entièrement tendue ou partiellement tendue :

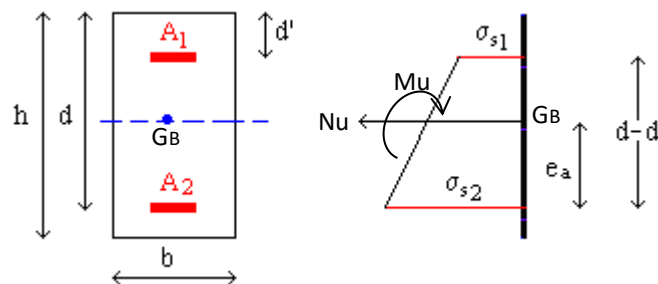


Figure 60. Flexion composée, section rectangulaire et N effort de traction

Pour une section rectangulaire on a : $Y_G = \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20cm$

L'excentricité de l'effort normal par rapport au centre de gravité : $e_0 = \frac{100M}{N} = \frac{100 \times 18}{2881} = 0.62[\text{cm}]$

✓ **Détermination de la nature de sollicitation :**

- Si $e_0 \leq d - Y_G$
- On a : $d - Y_G = 36 - 20 = 16 \text{ cm}$ alors $e_0 \leq d - Y_G$ donc :
- Section entièrement tendue donc le calcul est comme suivant :

Détermination des sections des armatures tendues : $\sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$$\sigma_{10} = \frac{500}{1} = 500 \text{ MPa}$$

✓ **Calcul des sections des armatures tendues :**

$$A_2 = \frac{N(Y_G - d' + e_0)}{\sigma_{10}(d - d') \cdot 100} ; A_1 = \frac{N}{100 \sigma_{10}} - A_2 \quad [\text{cm}^2]$$

$$A_2 = \frac{2881(20 - 4 + 0.62)}{500(36 - 4) \times 100} = 29.93 \text{ cm}^2 ; A_1 = \frac{2881}{100 \times 500} - 29.93 = 27.69 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix des armatures**

10T20 $\rightarrow 31.42 \text{ cm}^2$

T20 $\rightarrow \text{esp} = 10 \text{ cm}$

2.4 Ferrailage horizontale des poutres voile à l'ELS

➤ **Flexion composée :**

✓ **Section rectangulaire entièrement tendue ou partiellement tendue :**

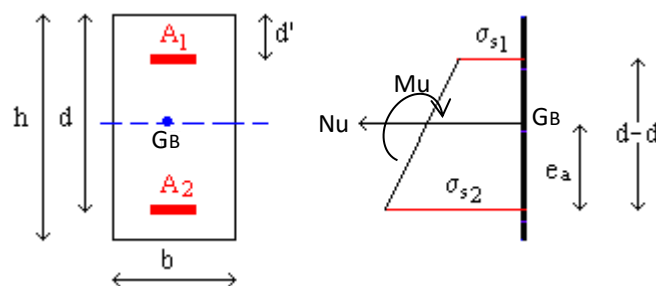


Figure 61. Flexion composée, section rectangulaire et N effort de traction

Pour une section rectangulaire on a : $Y_G = \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$

L'excentricité de l'effort normal par rapport au centre de gravité : $e_0 = \frac{100M}{N}$

$$e_0 = \frac{100 \cdot 10}{1035} = 0.97 [\text{cm}]$$

✓ **Détermination de la nature de sollicitation :**

- Si $e_0 \leq d - Y_G$
- On a : $d - Y_G = 36 - 20 = 16 \text{ cm}$ alors $e_0 \leq d - Y_G$ donc:
- Section entièrement tendue donc le calcul est comme suivant :

✓ **Détermination des sections des armatures tendues :**

$$\sigma_{10} = \frac{500}{1} = 500 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s1} = 156.85 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s2} = 175.09 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

Donc le ferrailage à l'ELU convient à l'ELS

✓ **Choix des armatures**

$$10T20 \rightarrow 31.42 \text{ cm}^2$$

$$T20 \rightarrow \text{esp} = 10 \text{ cm}$$

✓ **Ferrailage verticale :**

$$A_Y = \frac{A_X}{4} = 6.92 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix des armatures**

$$10T12 \rightarrow 11.31 \text{ cm}^2$$

$$T12 \rightarrow \text{esp} = 10 \text{ cm}$$

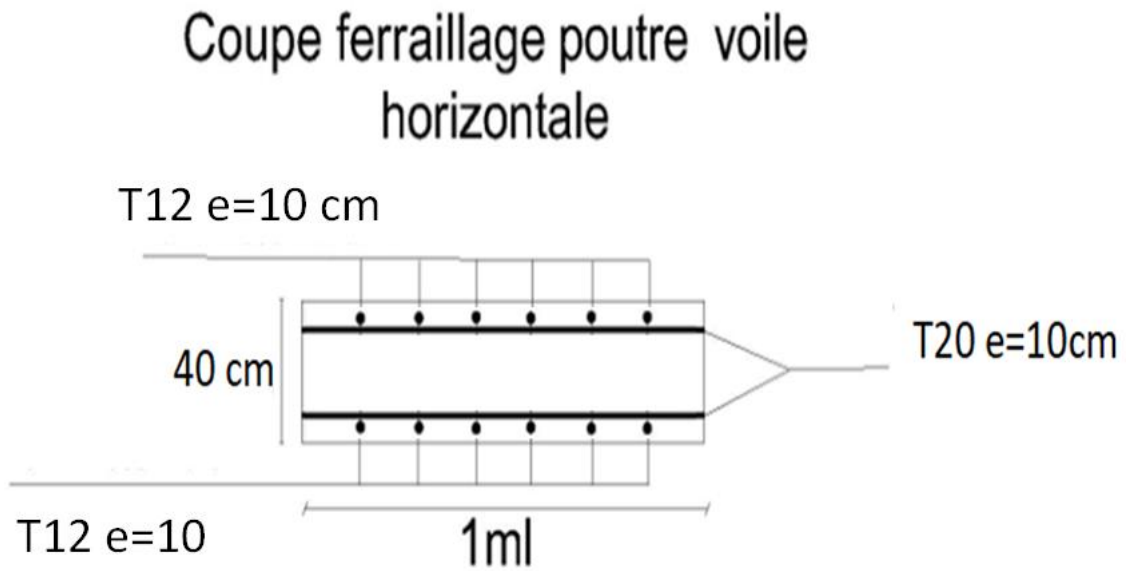


Figure 62. Coupe ferrailage poutre voile horizontale

CHAPITRE VII

Étude de l'infrastructure

Chapitre VII. Étude de l'infrastructure

1 Introduction

La conception et la construction des fondations est cruciale pour assurer la stabilité de la structure à long terme. Dans ce chapitre nous nous fixons comme objectif de choisir le type de fondation convenable, déterminer ses dimensions et de la quantité d'acier nécessaire. Il existe des fondations superficielles, semi-profondes et profondes. Le choix reposera sur la nature du sol, la charge à supporter et la géométrie de la structure.

Il y a lieu d'envisager en premier lieu les fondations superficielles de type :

- Semelle filante ;
- Radier général ;
- Fondation profonde.

2 Choix du type de fondation

Nous nous intéressons au radier. Il consiste en une dalle de béton armé coulée directement sur le sol avec ou non des nervures, il est considéré comme un plancher renversé.

3 Avantage du radier

Le poids de la dalle est reparti sur une grande surface ce qui permet de réduire la pression du sol et de minimiser le risque d'affaissement.

Il présente une facilité d'exécution par rapport aux autres fondations : peu de coffrage, ne nécessite pas une importante excavation. Avantage du radier Le poids de la dalle est reparti sur une grande surface ce qui permet de réduire la pression du sol et de minimiser le risque d'affaissement. Il présente une facilité d'exécution par rapport aux autres fondations : peu de coffrage, ne nécessite pas une importante excavation.

4 Pré dimensionnement

Il fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont les murs voiles et soumis à l'action du sol agissant du bas vers le haut de manière uniforme : il est supposé infiniment rigide.

Son épaisseur doit satisfaire aux conditions :

- De rigidité ;
- Forfaitaire ;
- De non poinçonnement ;
- De non cisaillement.

4.1 Condition de rigidité

$$L_e \geq \frac{2L_{max}}{\delta} \text{ et } l_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times b}} \quad \square$$

L_e : longueur élastique du radier ;

L_{\max} : longueur du panneau le plus sollicité = 6,35m E

: module de Young = $3.2 \cdot 10^6$ MPa ;

I : moment d'inertie du radier

K : coefficient d'élasticité du sol = 15000 kN/m³

B : largeur du panneau le plus sollicité = 4.00m

Nous obtiendrons en remplaçant :

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E}} \times \left(\frac{2b}{\delta}\right)^4$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 15000}{3.2 \times 10^6}} \times \left(\frac{2b}{\delta}\right)^4$$

$$h \geq 90 \text{ cm}$$

On prend : $h = 90 \text{ cm}$

4.2 Condition forfaitaire :

2.1.1.1.1

$$2.1.1.1.2 \quad \frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow \frac{7.46}{8} \leq h \leq \frac{7.46}{5} = 0.93 \text{ m} \leq h \leq 1.49 \text{ m}$$

4.3 Condition de non cisaillement :

Pour le panneau le plus sollicité : $L_x = 5,47 \text{ m}$ et $L_y = 7,46 \text{ m}$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{5.47}{7.46} = 0.73 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens}$$

$$T_x = q \times \frac{L_x \times L_y}{2L_x + L_y} \text{ et } T_y = \frac{q \times L_x}{3}$$

$$q = \frac{N}{Sb} = \frac{54993,96}{327,16} = 168.09 \text{ KN/m} \begin{cases} T_x = 306,48 \text{ KN/m} \\ T_y = 372,77 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Nous devons vérifier : $\hat{\sigma}_u \leq \bar{\delta}_u$

$$\hat{\sigma}_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{T_{\max}}{b \times 0.9h}$$

$$\bar{\delta}_u = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\bar{\alpha}_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$h \geq \frac{T_{\max}}{0.9b \times \bar{\delta}_u} = \frac{372.77}{0.9 \times 1 \times 2500} = 0.16 \text{ m}$$

4.4 Condition de non poinçonnement

$$N_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\bar{a}_b}$$

N_u : charge maximale appliquée par les voiles sur le radier (ELU) ;

$$N_u = 1851,31 \text{ KN}$$

U_c : périmètre cisailé dans le plan moyen du radier ;

$$U_c = 2(a_1 + b_1) \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} a_1 = a + h \\ b_1 = b + h \end{cases}$$

$$U_c = 2(a_1 + b_1) = 4h + 2(0,6 + 0,4) = 4h + 2$$

$$N_u \leq 0,045 \times (4h^2 + 2h) \times \frac{25 \times 1000}{1,5}$$

$$3000 h^2 + 1500 h - 1851,31 \geq 0$$

$$h \geq 0,57 \text{ m}$$

Les conditions sont tout satisfaites.

4.5 Caractéristiques du radier

$$h_{\text{radier}} = 120 \text{ cm}$$

$$S = 327,16 \text{ m}^2$$

$$\text{Poids propre : } Gr = \sigma_b \times h \times S = 25 \times 1 \times 327,16 = 8179 \text{ KN}$$

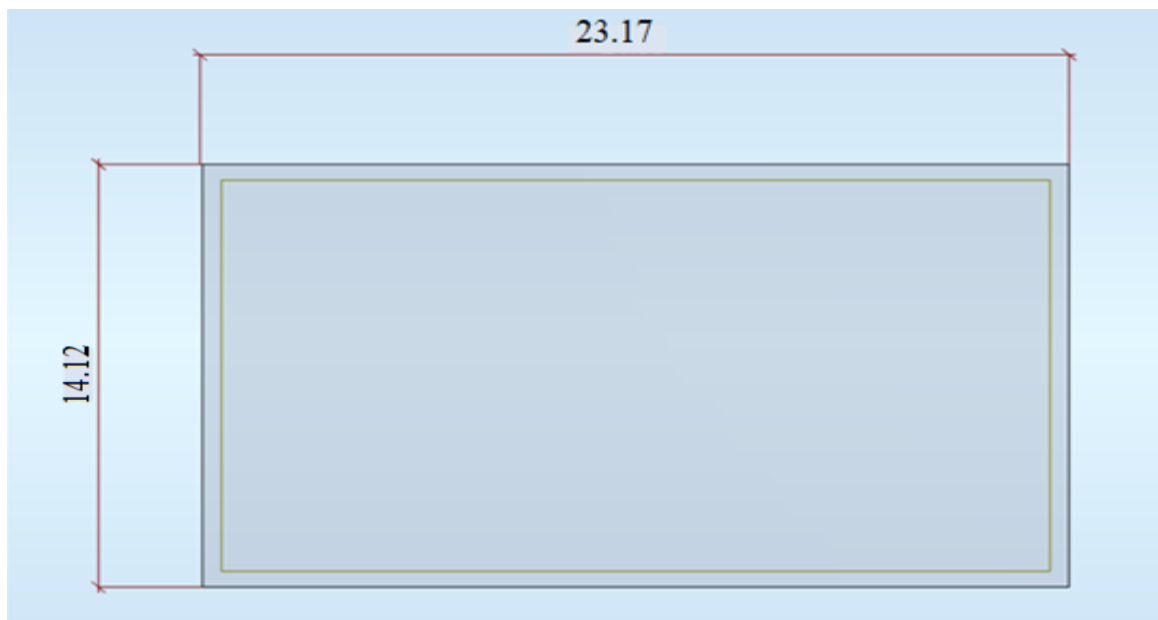


Figure 63. Dimensions du radier en mètre

5 Vérification des contraintes

Les contraintes calculées sous le radier doivent rester inférieures à la contrainte admissible du sol qu'on va majorer avec un coefficient de 1.5

$$\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ Mpa} ; 1,5\sigma_{\text{sol}} = 3,5 \text{ Mpa}$$

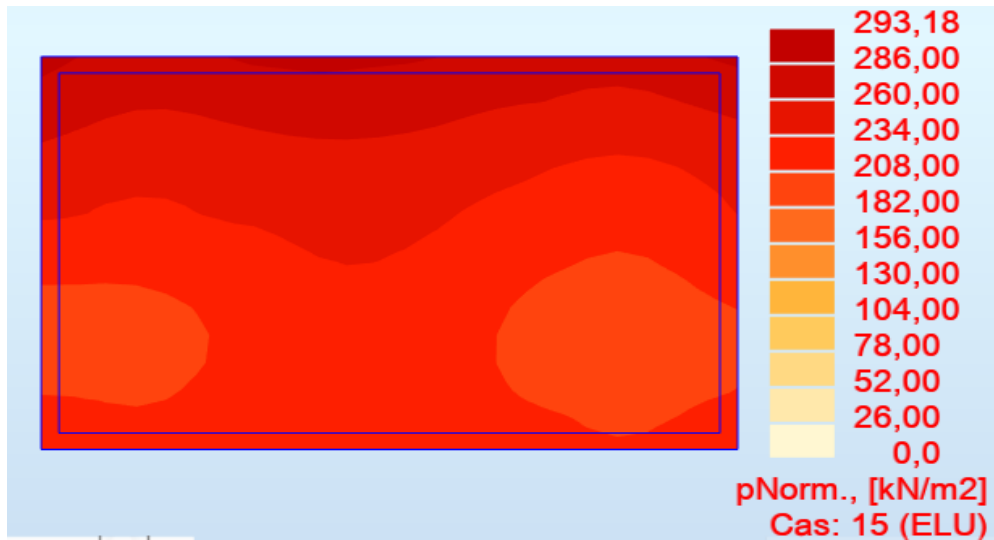


Figure 64. Cartographie de contrainte du radier sur le sol à l'ELU

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = \frac{3 \times 2,93 + 0,0}{4} = 2,19 < 3,5 \text{ MPa}$$

=

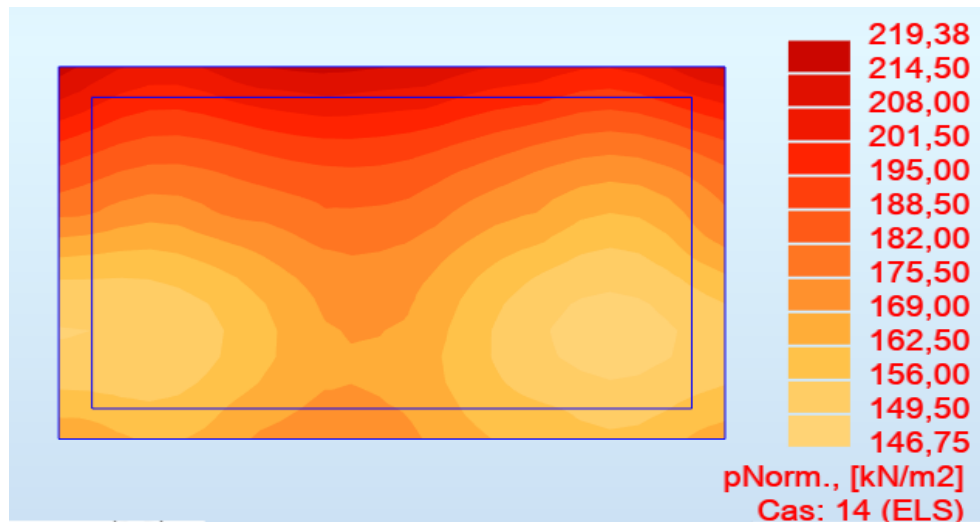


Figure 65. Cartographie de contrainte du radier sur le sol à l'ELS

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = \frac{3 \times 2,19 + 1,46}{4} = 2,00 < 3,5 \text{ MPa}$$

6 Vérification de l'effet sous pression

Nous devons nous assurer que notre radier est en sécurité vis-à-vis du phénomène de soulèvement sous l'effet de la pression hydrostatique. Pour cela, il faut vérifier :

$$P > 1,5 \times S \times \gamma \times Z$$

P : poids du bâtiment ;

Z : profondeur d'ancrage ;

S : surface du radier ;

γ : Poids volumique de l'eau = 10KN/m³

$$1,5 \times S \times \gamma \times Z = 1,5 \times 327,16 \times 10 \times 4 = 19629.6 \text{ KN}$$

$$P=35489.16\text{kN} > 19629.6 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

7 Calcul du ferrailage du radier

Le calcul se fera en flexion simple. Les résultats figurent dans le tableau suivant avec ROBOT 2022 et les dimensions suivantes :

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

$$h = 120 \text{ cm}$$

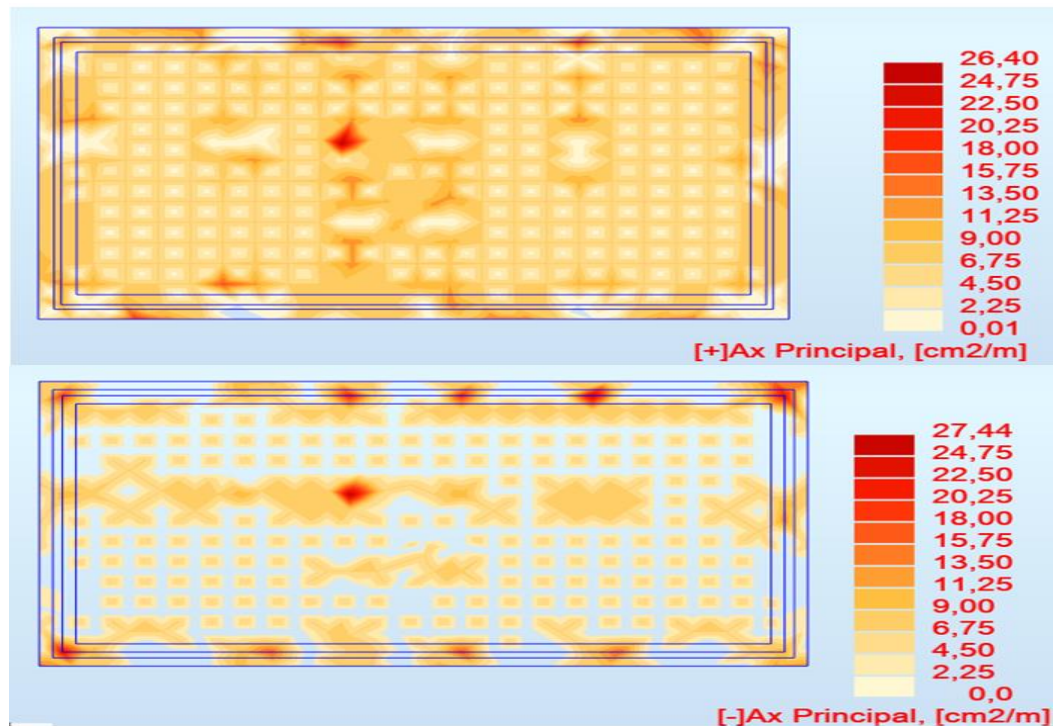


Figure 66. Cartographie du ferrailage X

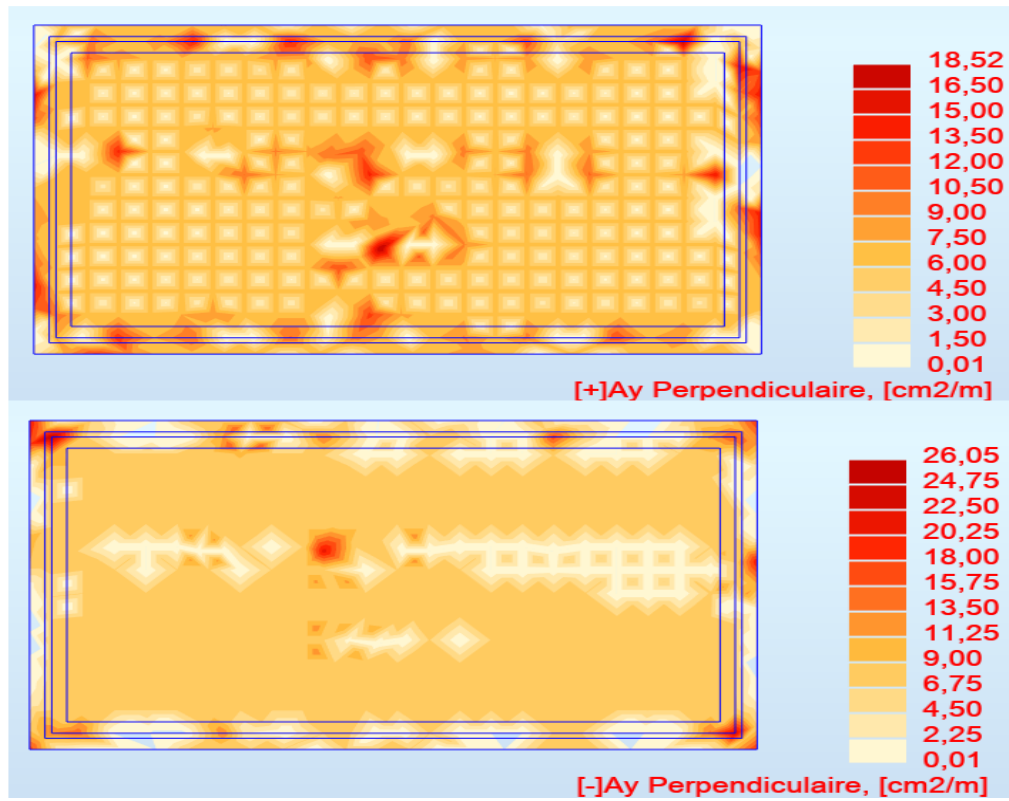


Figure 67. Cartographie du ferrailage Y

Tableau 23. Choix des armatures de radier

Sens	[X-X]		[Y-Y]	
	A (cm ² /m)	Le choix	A (cm ² /m)	Le choix
nape inférieure	27,44	10T20	18,52	10T16
nape supérieure	26,40	10T20	26,05	10T20
Espacement	10 cm		10 cm	

8 Dessin de ferrailage

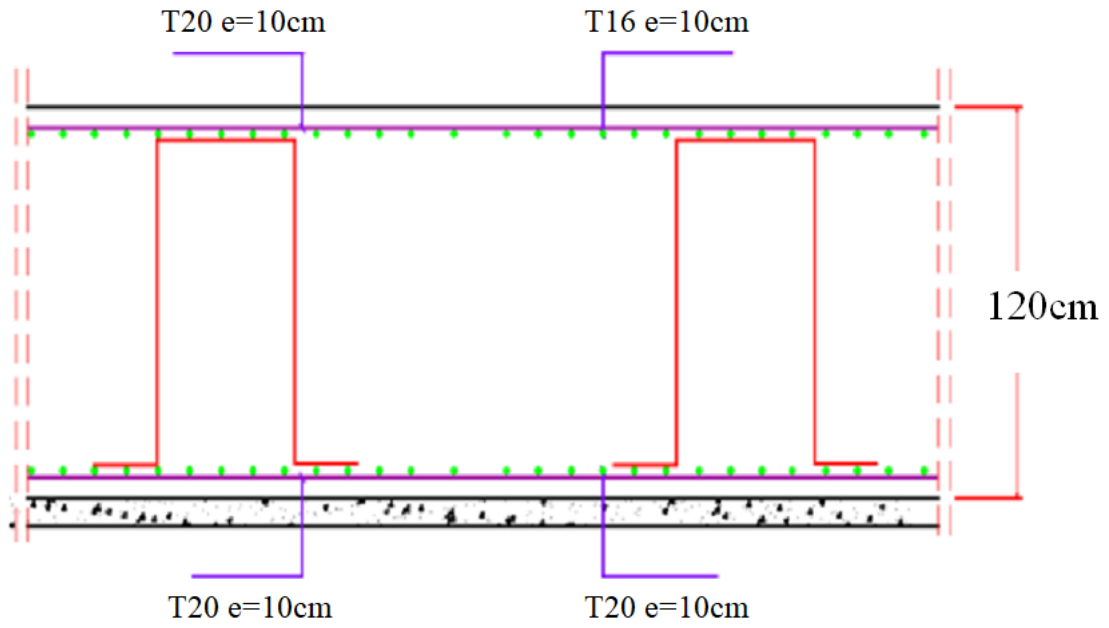


Figure 68. Ferrailage du radier

Conclusion générale

-Le rôle de l'ingénieur en structure dans un projet de construction d'un immeuble est fondamental. Il doit concevoir et calculer les éléments de la structure de manière qu'ils puissent résister à toutes les sollicitations prévues et a présenté une durabilité satisfaisante pendant toute la période d'exploitation.

-Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises durant notre cycle de formation de master pour analyser, étudier et contrôler un projet de bâtiment réel. Nous avons saisi combien il est important de bien analyser une structure avant de la calculer.

L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permette de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

-Dans l'étude sismique, plusieurs dispositions des voiles ont été testées. La variante retenue a donné des résultats acceptables en termes de participation massique, d'effort, de période et de déplacement.

La quantité des voiles n'impliquent pas nécessairement un bon comportement de la structure, c'est la disposition optimale qui permet de donner des résultats satisfaisants se traduisant d'une part par un bon comportement de l'ouvrage et d'autre part par une économie sur les quantités de béton et de l'acier.

-Le management du projet devient un paramètre essentiel dans n'importe quelle étude, grâce auquel on obtient un meilleur contrôle des activités qui permettent d'atteindre les objectifs dans le respect des coûts et de délai.

-Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera une référence pour d'autres projets de fin d'études.

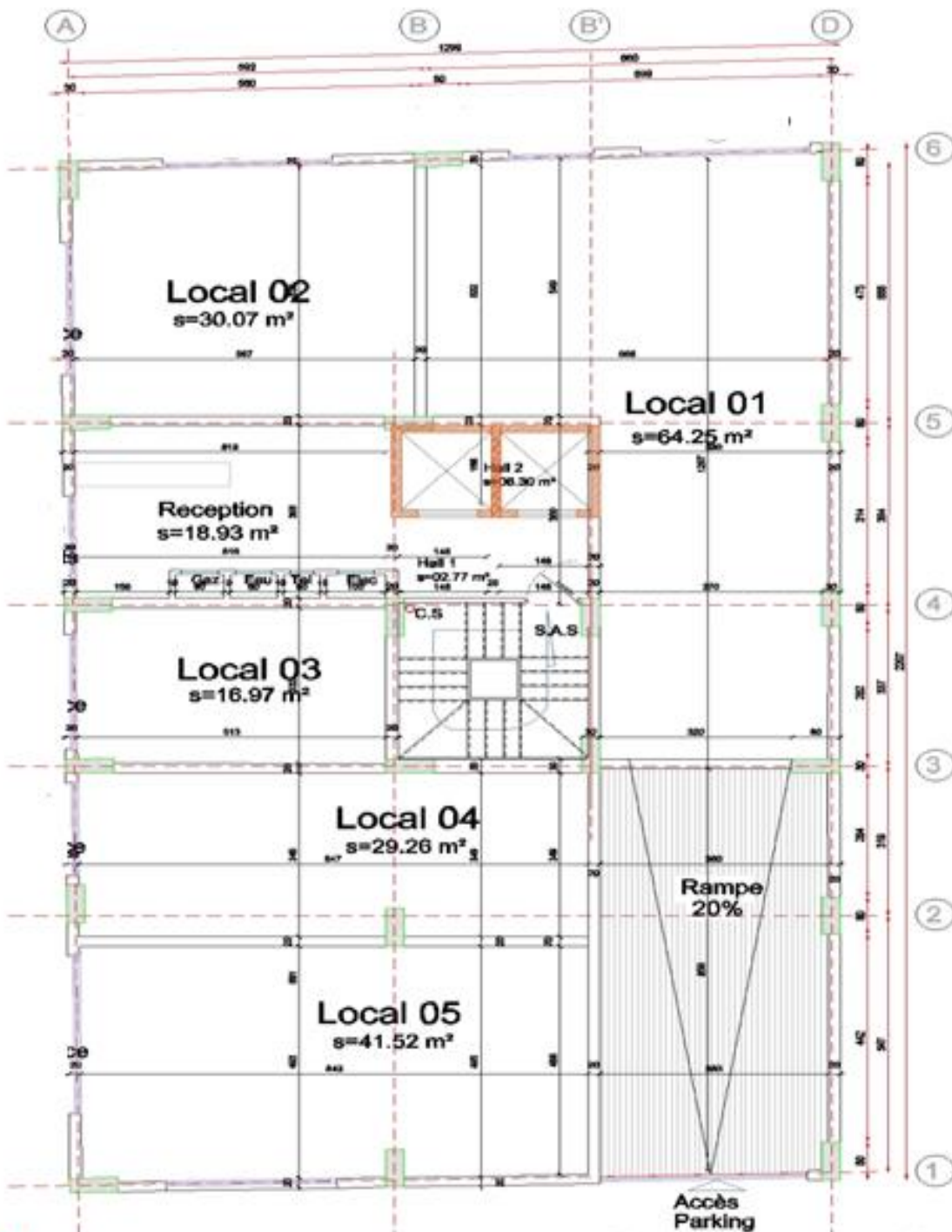
Références bibliographiques

- [BAEL, 91] Révisé 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- [CBA 93] Règle de Conception et de Calcul des Structures en Béton armé.
- [DTR B.C 2.2] Charges permanentes et Charges d'Exploitation.
- [RPA 2024] Règles parasismiques algériennes.
- R. Taleb, B. Eldjouzi, Cours de dimensionnement des voiles en B.A
- B. Abderrahim, B. Anes, Conception et dimensionnement d'un bâtiment (SS + RDC + 10) à usage d'habitation en zone sismique, Master en génie civil, 2017, École Nationale Polytechnique. 144 p

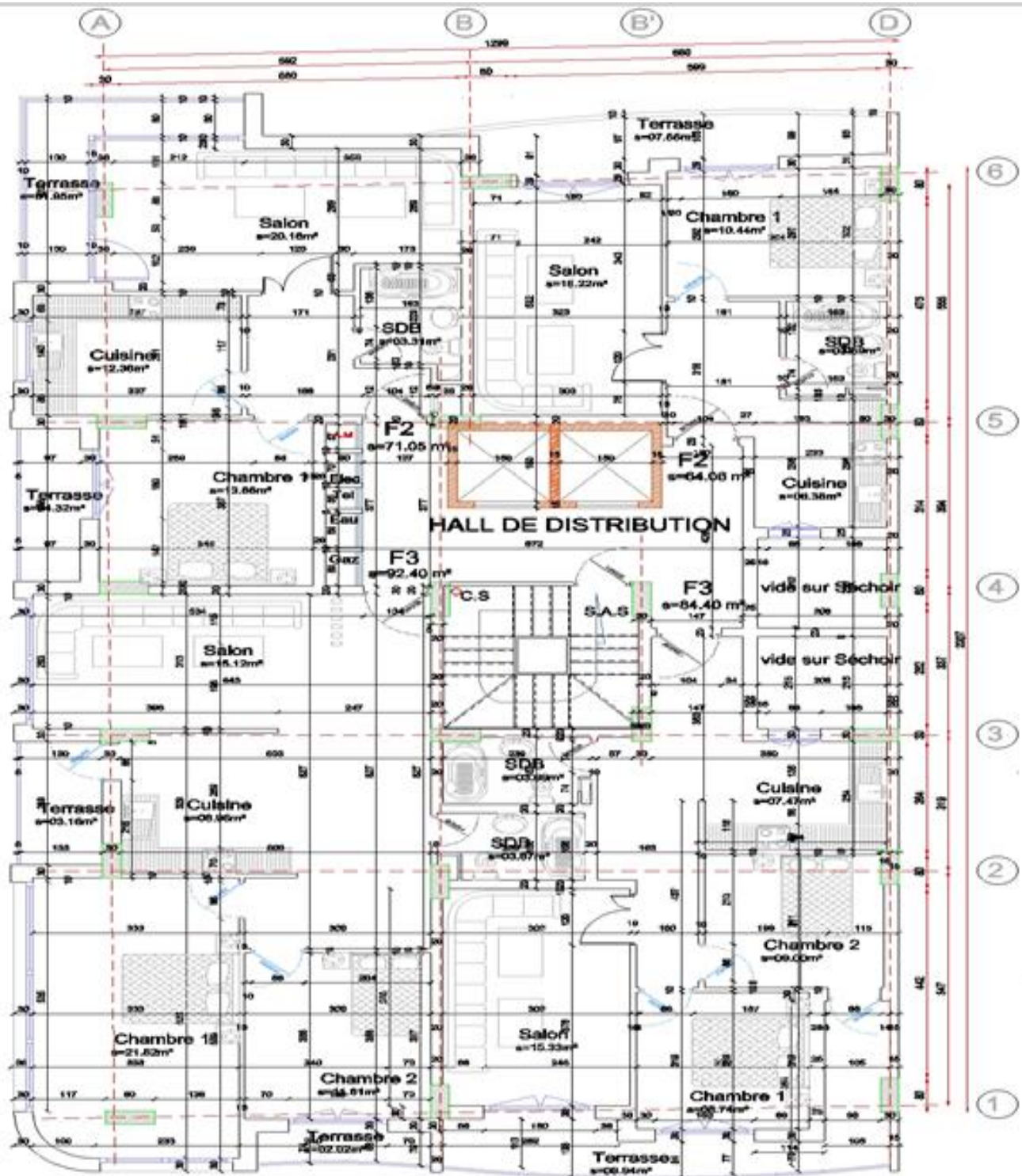
Logiciel utilisé :

- ❖ Microsoft Word 2010
- ❖ Microsoft Excel 2010
- ❖ Robot Structural Analysis Professional 2022
- ❖ RDM 6
- ❖ Autodesk 2016
- ❖ Robot expert

ANNEXE :

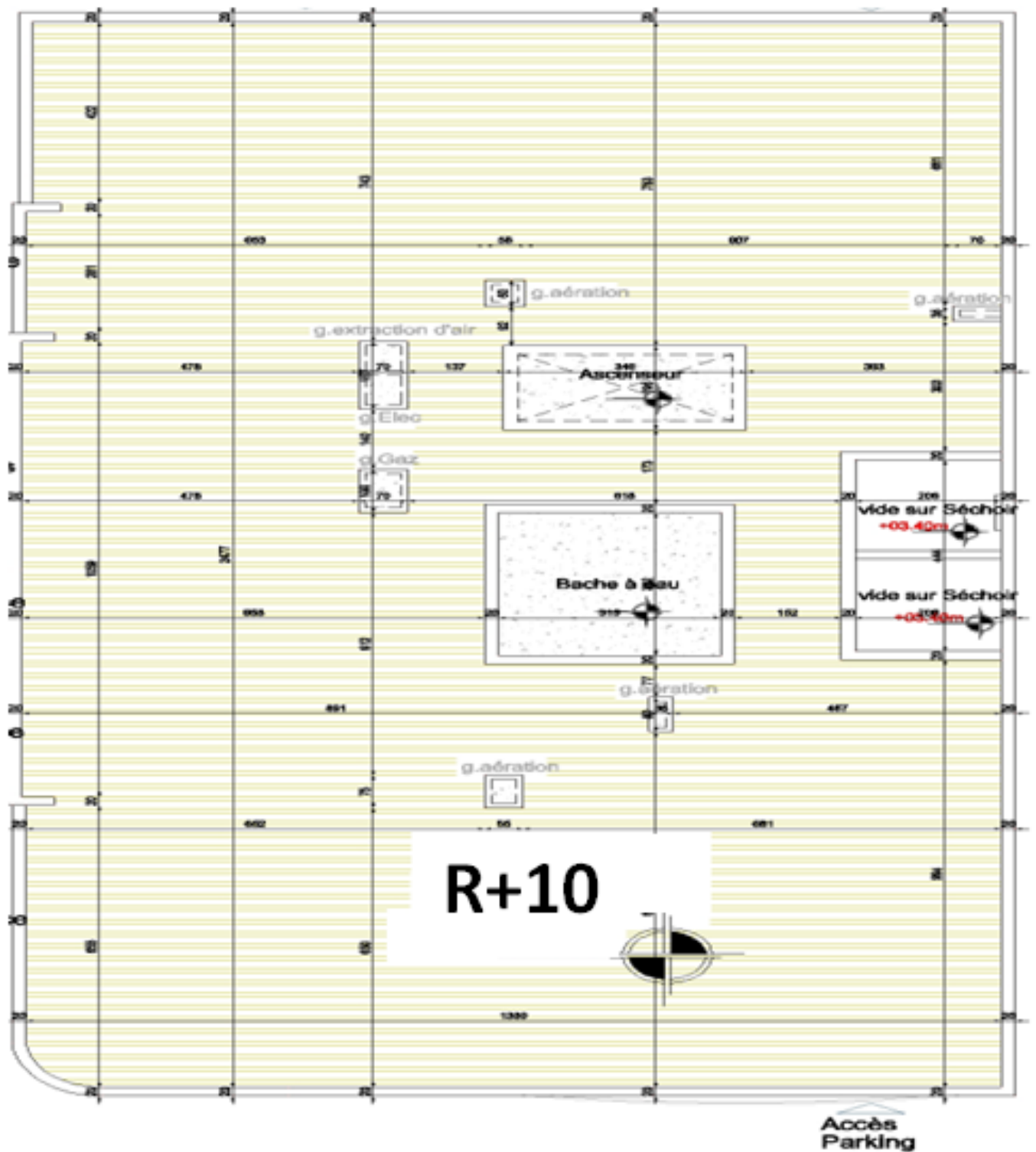


Plan du Rez De Chaussée
ECH: 1/50



Plan étage courant

ECH: 1/50



Plan de Toiture

ECH: 1/50