



وزارة التعليم العالي والبحث العلم
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche
Scientifique

جامعة عبد الحميد ابن باديس مست
Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem
كلية العلوم والتكنولوجيا

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie Civil et Architecture



N° d'ordre : M...../GC/2021

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie civil.

Spécialité : Structures.

Thème :

*ÉTUDE TECHNIQUE D'UN BATIMENT EN R+10 ETAGES+ SOUS-SOL A USAGE
MIXTE AVEC UN SYSTEME CONSTRUCTIF « MURS PORTEURS »*

Présenté par :

- CARVALHO ALEX LUIS AUGUSTO
- FULANO VALDEMAR SEBASTIAO ALBERTO

Soutenu le 30/06/2021 devant le jury composé de :

- Président : M^r. ZELMAT YASSINE
- Examineur : M^r. REZIGUA AHMED
- Encadreur : M^r. BAHAR SAD

Année universitaire :2020/2021

REMERCIEMENTS

Tout d'abord, nous aimerons remercier le bon Dieu pour la santé, la provision et le courage qu'il nous a donné tout au long de notre parcours universitaire.

*Nous adressons nos plus sincères remerciements à **Mr. Bahar Sadek** notre encadreur pour sa direction, ses conseils et sa disponibilité pour l'élaboration de ce projet.*

Nous sommes très reconnaissants à nos professeurs qui ont contribué à notre formation et à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin pour que ce travail soit achevé.

Nous remercions également tous les membres du jury que nous ont fait l'honneur d'examiner et d'apporter leur jugement critique sur notre travail afin d'alourdir nos compétences.

Nous sommes profondément reconnaissants.

Carvalho Alex Luis Augusto & Fulano Valdemar Alberto

DEDICACE

Je dédie ce travail à mes chers parents qui m'ont toujours soutenu durant tout mon parcours, à qui j'exprime mon profond amour et ma sincère gratitude. Longue vie et que dieu vous protège.

- ❖ *À mes frères, à qui je souhaite beaucoup de bonheur.*
- ❖ *À toute ma grande famille.*
- ❖ *À ma défunte mère Mme Isaura Lourenço De Carvalho.*
- ❖ *À vous mes chers amis avec qui j'ai passé d'agréables moments, spécialement Richard Adamo Zama, Claudio Marina Cossa, Lazaro Alberto Chambal, Valdemar Fulano, Abudo Siteo, Siaquil Vucane, Libório Jose.*

Et à tous mes collègues spécialement Brice Tene MBA, Mahamat Zene. Et à toutes personnes qui m'aime et que je n'ai pas cité.

Carvalho Alex Luis Augusto

DEDICACE

Aucun langage ne saurait exprimer mon respect et considération pour le soutien et encouragement que m'a été disponibilisé par :

- ❖ Ma très chère mère Mme Emilia Huo, à qui je dois tout et rien, qu'a toujours été un exemple pour moi d'honnête, respect, bataille pour achever ses rêves. Je tiens à honorer la FEMME que vous êtes ;*
- ❖ Mon père Mr. Fulano Sebastião ;*
- ❖ Mes amis et collègues avec qui j'ai vécu tout sort d'expérience au long de ce parcours (spécialement à Siteo Abudo) ;*
- ❖ Mon frère et sœur, Timoteo Sambo et Neya Fulano, respectivement ;*

Je vous dédie ce travail en reconnaissance de l'amour que vous m'offrez quotidiennement et votre bonté exceptionnelle.

Fulano Valdemar Alberto

RESUME :

Ce projet présente une étude technique détaillée d'un bâtiment en béton armé à usage multiple (habitation, commercial, bureau et parking) constitué d'un sous-sol et d'un rez-de-chaussée plus 10 étages, implanté à la wilaya d'Oran. Cette région est classée comme zone de sismicité moyenne (zone IIa) selon le RPA version 2003.

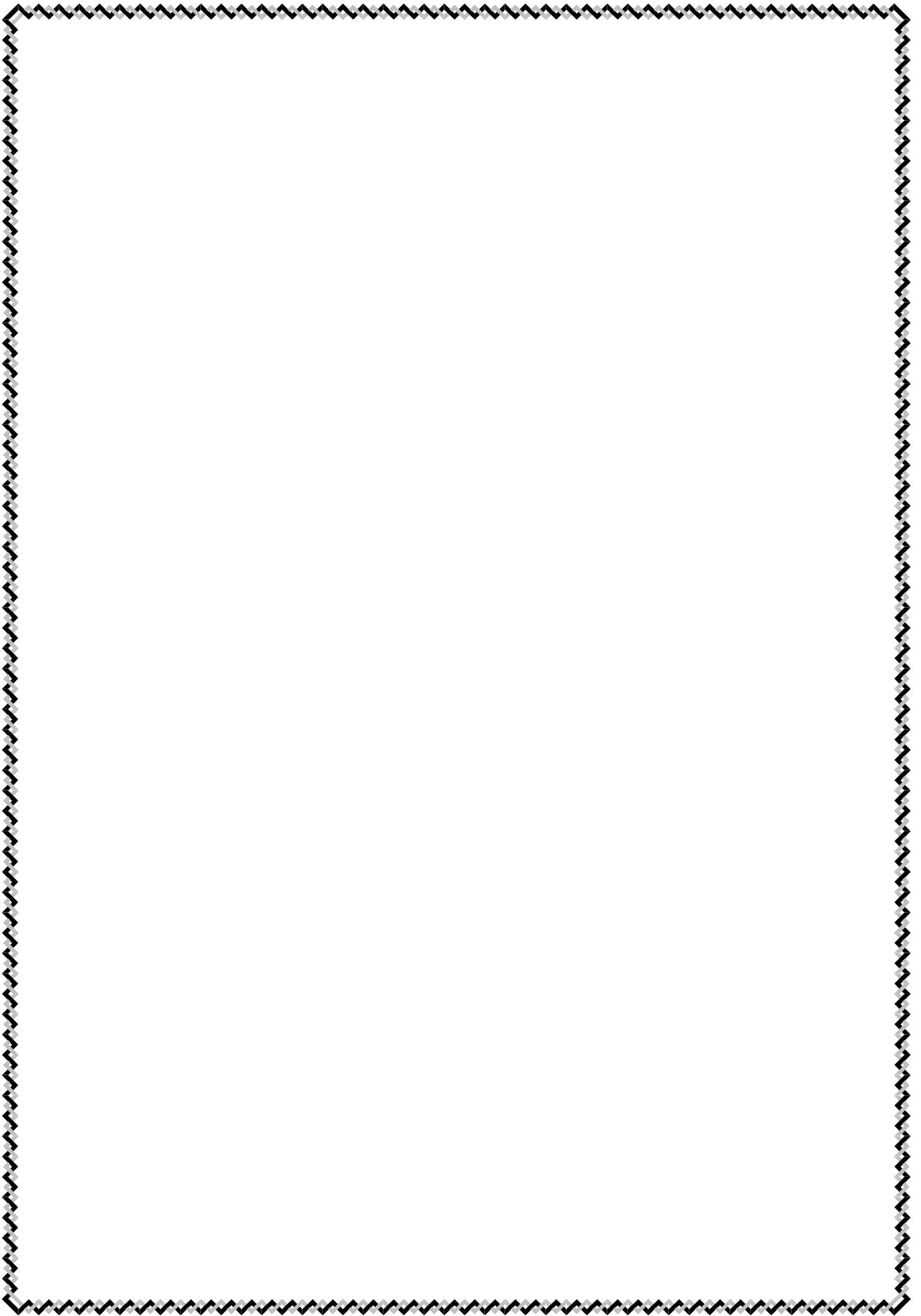
Le travail est basé sur une étude complète de la conception et implantation de la structure, qu'est divisé en plusieurs chapitres :

- ✓ L'introduction et la description de la structure ainsi que les caractéristiques des matériaux ;*
- ✓ Descente des charges et prédimensionnement des éléments structuraux ;*
- ✓ L'étude des éléments secondaires ;*
- ✓ L'étude dynamique de la structure réalisée à l'aide du logiciel ROBOT STRUCTUIRAL ANALYSYS version 2020 ;*
- ✓ L'étude des éléments structuraux ;*
- ✓ La dernière partie comprend l'étude des éléments résistants de l'infrastructure.*

Pour finir, on traduit les résultats conceptives de toute la structure sur des plan d'exécution à l'aide du logiciel AUTOCAD version 2020.

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

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, murs porteurs, Robot, Autocad, seisme, RPA99V2003.



ABSTRACT:

This project presents a detailed technical study of reinforced concrete building for multiple use (residential, commercial, office and parking) including basement and a ground floor plus 10 floors, located in the wilaya of Oran, this region is classified of medium seismicity (zone IIa) according to the RPA version 2003.

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

- ✓ *The introduction and description of the structure as well as the materials characteristics;*
- ✓ *Lowering of loads and pre-sizing of structural elements;*
- ✓ *The study of secondary elements;*
- ✓ *The dynamique study of the structure carried out using the software ROBOT STRUCUTRAL ANALYSYS version 2020;*
- ✓ *The study of structural elements;*
- ✓ *The last chapter includes the study of the resilient elements of the infrastructure.*

Finally, the designed results of the entire structure are translated into execution plans using AUTOCAD version 2020 software.

This study was carried out considering the recommendations of the modified BAEL99 and the Algerian seismic rules RPA99 version 2003.

Key words : Building , reinforced concrete ,load-bearing walls, Robot , autocad , seism,RPA99V2003

Sommaire :

Remerciements

Dédicace

Résumé

Abstract

I.	GENERALITES SUR LES VOILES -----	1
I.1	Introduction : -----	1
I.2	Définition des murs porteurs : -----	1
I.3	Classification des types de voiles :-----	2
I.4	Rôle des murs porteurs : -----	3
I.5	L'utilisation Des Murs Voiles :-----	3
I.6	Les Caractéristiques Du Comportement Des Voiles :-----	3
I.7	Mode De Fonctionnement Des Murs Voiles :-----	3
I.8	L'effet de séisme sur les voiles (murs porteurs) :-----	5
II.	PRESENTATION DE L'OUVRAGE -----	7
II.1	Introduction : -----	7
II.2	Présentation du projet : -----	7
II.2.1	Caractéristiques de la structure :-----	7
II.3	Caractéristiques géotechniques : -----	8
II.4	Plan d'architecture : -----	9
II.5	Caractéristiques techniques :-----	10
II.6	Caractéristiques mécaniques des matériaux :-----	12
II.6.1	Le Béton : -----	12
II.6.1.1	Résistance à la compression :-----	12
II.6.1.2	Résistance à la traction :-----	13
II.6.1.3	Module de déformation longitudinale : -----	13
II.6.1.4	Module de déformation instantanée : -----	13
II.6.1.5	Module de déformation longitudinale différée : -----	13
II.6.1.6	Coefficient de Poisson : -----	13
II.6.1.7	Les Contrainte Limites : -----	13
II.6.2	Acier :-----	15
II.6.2.1	Caractéristiques mécaniques : -----	15

II.6.2.2	Diagramme déformations contraintes :-----	15
II.6.2.3	Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :-----	16
III.	PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES-----	19
III.1	Introduction :-----	19
III.2	Prédimensionnement des planchers :-----	19
III.2.1	Plancher à dalle pleine :-----	19
III.3	Evaluation des charges et surcharges :-----	20
III.3.1	Les charges permanentes et d'exploitations :-----	20
III.4	Prédimensionnement des voiles :-----	23
III.4.1	Voiles porteurs et de contreventement :-----	23
III.4.1.1	Voile étage courant :-----	24
III.4.1.2	Voile RDC :-----	24
III.4.1.3	Voile périphérique :-----	24
III.5	Prédimensionnement des poutres noyées :-----	24
III.6	Conclusion :-----	25
IV.	ÉTUDE DES PLANCHERS-----	27
IV.1	Introduction :-----	27
IV.2	Principe de calcul :-----	27
IV.2.1	Hypothèses de calcul :-----	28
IV.2.2	Dalle portante dans deux directions :-----	28
IV.2.2.1	Les conditions d'appuis :-----	29
IV.2.3	Étapes de calcul-----	30
IV.2.3.1	Calcul de l'enrobage-----	30
IV.2.3.2	Calcul des sollicitations :-----	31
IV.3	Combinaisons fondamentales :-----	32
IV.3.1	Plancher terrasse (accessible) :-----	32
IV.3.2	Plancher étage courant :-----	32
IV.3.3	Plancher RDC-----	32
IV.4	Calcul des moments fléchissant :-----	32
IV.4.1	Panneau dalle portant sur deux directions (les panneaux 1, 2, 3 ,4, 5,6...10) : -	32
IV.4.2	Pour le plancher terrasse accessible :-----	33
IV.4.2.1	ELU :-----	33
IV.4.2.2	ELS :-----	34
IV.4.3	Pour le plancher des étages courants :-----	34
IV.4.3.1	ELU-----	35

IV.4.3.2	ELS	-----	36
IV.4.4	Pour le plancher RDC :	-----	37
IV.4.4.1	ELU	-----	37
IV.4.4.2	ELS	-----	38
IV.5	Détermination des armatures :	-----	42
IV.5.1	Plancher terrasse :	-----	42
IV.5.1.1	Le sens X	-----	42
IV.5.1.2	Le sens Y	-----	45
IV.5.1.3	Vérification de l'effort tranchant	-----	48
IV.5.1.4	La vérification de la flèche :	-----	49
IV.5.2	Plancher étage courant :	-----	49
IV.5.2.1	Suivant le sens x	-----	49
IV.5.2.2	Suivant le sens Y	-----	52
IV.5.2.3	Armatures :	-----	55
IV.5.2.4	Vérification de l'effort tranchant :	-----	55
IV.5.2.5	La vérification de la flèche :	-----	56
IV.5.3	Plancher RDC	-----	56
IV.5.3.1	Suivant le sens x	-----	56
IV.5.3.2	Suivant le sens Y	-----	59
IV.5.4	Vérification de l'effort tranchant :	-----	62
IV.5.5	La vérification de la flèche :	-----	62
IV.6	Conclusion	-----	63
V.	ÉTUDE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX	-----	65
V.1	L'acrotère :	-----	65
V.1.1	Calcul des sollicitations :	-----	65
V.1.1.1	Charge permanente :	-----	65
V.1.1.2	Charge d'exploitation :	-----	65
V.1.2	Calcul des efforts Normal et moments fléchissant :	-----	66
V.1.2.1	Etat limite ultime (ELU) :	-----	66
V.1.2.2	Etat limite service (ELS) :	-----	66
V.1.3	Détermination de la section des armatures :	-----	66
V.1.3.1	Etat limite ultime (ELU) :	-----	66
V.1.3.2	Etat limite service (ELS)	-----	68
V.1.4	Vérification au cisaillement :	-----	70
V.2	Balcon :	-----	70

V.2.1	Détermination des charges et surcharges : -----	71
V.2.2	Les combinaisons des charges : -----	71
V.2.3	Détermination des efforts et moments d'encastrement :-----	71
V.2.4	Calcul du ferrailage : -----	72
V.2.5	Vérification au cisaillement :-----	75
V.2.6	Vérification de la flèche :-----	75
V.3	Étude des escaliers -----	76
V.3.1	Introduction : -----	76
V.3.2	Dimensionnements :-----	78
V.3.3	Descente des charges : -----	80
V.3.4	Détermination Des sollicitations : -----	81
V.3.5	Ferrailage : -----	81
V.3.5.1	E.L.U : -----	82
V.3.5.2	E.L.S : -----	88
V.3.6	Vérification de la flèche : -----	91
V.3.7	Vérification de l'effort tranchant :-----	92
V.3.8	Schéma de ferrailage :-----	93
V.4	L'ascenseur-----	94
V.4.1	Introduction : -----	94
V.4.2	Caractéristiques de la machine : -----	94
V.4.3	Charge et surcharge de la machine :-----	95
V.4.4	Charge et surcharge de la dalle :-----	96
V.4.5	Dimensionnement de la dalle :-----	96
V.4.6	Combinaison des charges de la dalle : -----	96
V.4.7	Moments fléchissant agissants sur la dalle : -----	97
V.4.7.1	E.L.U : -----	97
V.4.7.2	E.L.S : -----	97
V.4.7.3	Evaluation des moments M_x et M_y dus au système de levage (méthode BAEL91):98	
V.4.7.4	Superposition des moments fléchissant :-----	99
V.5	Calcul du ferrailage :-----	100
V.5.1	E.L.U :-----	101
V.5.2	E.L.S : -----	102
V.5.3	Vérification de l'effort tranchant :-----	104
V.5.4	Condition de non poinçonnement :(B.A.E. L 91/Art : A.5.2.42) :-----	105

VI. ETUDE DYNAMIQUE-----	107
VI.1 Introduction :-----	107
VI.2 Méthodes de calcul :-----	107
VI.2.1 Méthode statique équivalente :-----	107
VI.2.1.1 Conditions d'application de la méthode statique équivalente :-----	107
VI.2.2 Les méthodes dynamiques-----	108
VI.2.2.1 La méthode d'analyse modale spectrale :-----	108
VI.2.2.2 La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :-----	108
VI.3 Classification de l'ouvrage selon les rpa99 /v2003 :-----	108
VI.4 Choix de la méthode :-----	108
VI.5 Calcul de la force sismique V_{statique} :-----	109
VI.5.1 Classification du site :-----	109
VI.5.2 Coefficient d'accélération de zone (A) :-----	109
VI.5.3 Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :-----	109
VI.5.4 Facteur de correction d'amortissement (η) :-----	110
VI.5.5 Périodes caractéristiques (T1, T2) :-----	110
VI.5.6 Estimation de la période fondamentale (T) :-----	110
VI.5.7 5.7. Coefficient de comportement global de la structure (R) :-----	111
VI.5.8 Facteur de qualité (Q) :-----	111
VI.5.9 Le poids de la structure :-----	112
VI.6 Étapes à suivre pour la modélisation de la structure :-----	113
VI.7 Caractéristiques géométriques des voiles :-----	113
VI.8 Résultats obtenus après les calculs :-----	116
VI.9 Méthode d'analyse modale spectrale :-----	118
VI.9.1 Principe :-----	118
VI.9.2 Force sismique par la méthode modale spectrale :-----	118
VI.9.3 Calcul de la force sismique selon la hauteur :-----	119
VI.9.4 Evaluation des excentricités :-----	120
VI.9.5 Vérification des déplacements inter étage :-----	122
VI.9.6 Justifications vis-à-vis de l'effet P- Δ :-----	123
VI.9.7 Vérification vis-à-vis au renversement :-----	124
VI.10 Conclusion :-----	126
VII. ÉTUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX-----	128
VII.1 Introduction :-----	128
VII.2 Étude des poutres :-----	128

VII.3	Poutre Noyée :-----	128
VII.3.1	Introduction :-----	128
VII.3.2	Les moments fléchissant des poutres : -----	128
VII.3.3	Combinaisons d'actions : -----	128
VII.3.4	Ferraillage des poutres : -----	129
VII.3.5	Poutres noyées principales : -----	129
VII.3.6	Poutres noyées secondaires (Chainages) : -----	131
VII.3.7	Résumée des calculs des ferrailages des poutres :-----	135
VII.3.8	Calcul des armatures transversales :-----	135
VII.3.9	Section d'armature des barres transversales d'après le RPA 99/V2003 : ---	136
VII.3.10	Vérification de l'effort tranchant : -----	136
VII.3.11	Schémas de ferrailage des poutres noyées principales (60 x 30) cm ² -----	137
VII.3.12	Schémas de ferrailage des poutres noyées secondaires (22 x 55) cm ² : -----	137
VII.4	étude des voiles :-----	138
VII.4.1	Introduction :-----	138
VII.4.2	Les avantages remarquables des voiles de contreventement-----	138
VII.4.3	Ferraillage des voiles :-----	138
VII.4.4	Prescriptions imposées par RPA99/V2003 : -----	138
VII.4.5	Sollicitations sur les voiles : -----	140
VII.4.6	Calcul du Ferraillage des voiles : -----	141
VII.4.6.1	Les voiles V1 (L=1.4m) :-----	141
VII.4.6.2	Les voiles V2 (L=2.5m) :-----	145
VII.4.6.3	Les voiles de la cage d'escalier et ascenseur (V3) : -----	148
VII.4.6.4	Les voiles V3x (L=3.10m):-----	148
VII.4.6.5	Les voiles V3y (L=3.10m) :-----	151
VII.5	Schéma Ferraillage de voiles :-----	154
VII.6	Étude du mur voile périphérique :-----	156
VII.6.1	Calcul de la poussée des terres : -----	157
VII.6.2	Calcul des sollicitations -----	158
VII.6.3	Calcul des moments : -----	158
VII.6.4	Calcul du ferrailage :-----	159
VII.6.5	Ferraillage : -----	160
VIII.	ÉTUDE DES FONDATIONS -----	162
VIII.1	Introduction-----	162
VIII.2	Choix du type de fondation-----	162

VIII.3	Étude du radier -----	163
VIII.3.1	Prédimensionnement du radier : -----	163
VIII.4	Dimensionnement des poutres -----	166
VIII.4.1	Poutre principale -----	166
VIII.4.2	Poutre secondaire (les poutres supportent la charge triangulaire)-----	166
VIII.5	Détermination des sollicitations -----	166
VIII.5.1	Calcul du poids propre du radier-----	166
VIII.6	Combinaison d'action -----	167
VIII.6.1	Vérification des contraintes sous radier-----	167
VIII.7	Vérification de l'effet de sous pression-----	168
VIII.8	Ferraillage du radier -----	169
VIII.8.1	Détermination des sollicitations-----	169
VIII.8.2	Calcul des moments-----	170
VIII.9	Calcul du ferraillage-----	170
VIII.9.1	Étude du débord de radier-----	170
VIII.9.2	Représentation schématique :-----	171
L=50cm	-----	171
T=qL	-----	171
M=qL ² /2	-----	171
VIII.9.3	Vérification au cisaillement : -----	171
VIII.9.4	Condition de non fragilité : -----	171
VIII.9.5	Schéma de ferraillage du radier :-----	172
VIII.9.6	Conclusion -----	173
IX.	CONCLUSION GENERALE -----	175
X.	Bibliographie -----	177

Liste des figures :

Figure 1 : Mur voile en Béton Armé.....	1
Figure 2 : Coffrage banche.....	2
Figure 3 : les différents types des voiles.	2
Figure 4 : Mode de rupture des voiles élancés.	4
Figure 5 : Mode de rupture des voiles courtes.	5
Figure 6 : Plan de masse.....	8
Figure 7 : plan étage courant.	9
Figure 8 : plan RDC.	9
Figure 9 : plan sous-sol.	10
Figure 10 : Diagramme contrainte-déformation du béton pour ELU. [BAEL91 /A.4.3, 4] ...	14
Figure 11 : Diagramme contrainte /déformation de béton.	14
Figure 12 : Diagramme déformations-contraintes. [C.B.A93 /A.2.2.2].	15
Figure 13 : Coupe verticale d'un mur extérieur.	22
Figure 14 : Coupe verticale d'un mur intérieur.....	23
Figure 15 : coupe de voile en élévation.	24
Figure 16 : poutre noyée.	24
Figure 17 : dimensions de la poutre noyée.....	25
Figure 18 : moment d'encastrement des dalles rectangulaires.....	28
Figure 19 : Schéma d'un panneau continu au-delà de ses appuis.	29
Figure 20 : Schéma des panneaux de rive.	30
Figure 21 : Enrobage.	31
Figure 22 : dimensions de l'acrotère.	65
Figure 23 : schéma statique de balcon.	70
Figure 24 : coupe transversal du balcon.....	70
Figure 25 : Coupe transversale un mètre linéaire 1ml du balcon.....	70
Figure 26 : Diagramme d'effort tranchant.	71
Figure 27 : Diagramme du moment fléchissant.	71
Figure 28 : Diagramme d'effort tranchant.	72
Figure 29 : Diagramme du moment fléchissant.	72
Figure 30 : ferrailage du balcon.	75
Figure 31 : les escaliers.	76
Figure 32 : escalier à double quartier tournant.....	77
Figure 33 : escalier étage courant « vue en plan ».	78
Figure 34 : escalier étage courant « vue en plan ».	79
Figure 35 : schéma statique volée 1 et 3.	80
Figure 36 : Section d'escalier à ferrailer.	81
Figure 37 : Diagramme d'effort tranchant.	82
Figure 38 : Diagramme du moment fléchissant.	82
Figure 39 : volée 2 (dalle pleine encastree sur 2 appuis) «vue en plan ».	84
Figure 40 : moment d'encastrement des dalles rectangulaires sur deux appuis.	84
Figure 41 : enrobage.....	85
Figure 42 : Diagramme d'effort tranchant.	88
Figure 43 : Diagramme du moment fléchissant.	88
Figure 44 : ferrillages longitudinales et de repartition étage curant « volée 3 », coupe 2-2.	93

Figure 45 : ferrailages longitudinales et de repartition étage courant « volée 1 », coupe 1-1. .	93
Figure 46 : ferrailages longitudinales et de repartition du RDC « volée 1 », coupe 1-1.	93
Figure 47 : ferrailages longitudinales et de repartition du RDC « volée 3 », coupe 2-2.	93
Figure 48 : Ferrailage de la dalle « volée 2 » pour l'étage courant et RDC.	94
Figure 49 : ascenseur.....	94
Figure 50 : Cage d'ascenseur.	96
Figure 51 : Zone d'impact.....	97
Figure 52 : Dimensions de la charge concentrée.....	98
Figure 53 : 1 ^{er} Disposition de voiles.	113
Figure 54 : 2 ^{ème} disposition des voiles choisie.	114
Figure 55 : Vue 3D de la structure.	115
Figure 56 : la courbe de spectre de réponse.	117
Figure 57 : facteur dynamique	119
Figure 58 : ferrailage de la poutre (60x30) en travée.....	137
Figure 59 : ferrailage de la poutre (60x30) en appui.	137
Figure 60 : Schémas de ferrailage des poutres (22 x55) cm ²	137
Figure 61 : Disposition vertical des armatures dans les voiles.	140
Figure 62 : Schéma de ferrailage pour les voiles de longueur L=1.40m (voiles 1x et 1y). .	154
Figure 63 : ferrailage pour la voile de la cage d'escalier (voiles 3y) en zone d'about	154
Figure 64 : ferrailage pour la voile d'ascenseur de longueur L=2.50m (Voiles 2x en zone d'about.....	155
Figure 65 : ferrailage pour les voiles d'ascenseur de longueur L=2.50m (2y) en zone courante	155
Figure 66 : ferrailage pour les voiles de longueur L=4.85m en zone d'about	155
Figure 67 : ferrailage pour la voile de longueur L=4.85m en zone courante.....	156
Figure 68 : voiles périphériques.	157
Figure 69 : Schéma statique d'une voile périphérique.....	158
Figure 70 : Schéma de ferrailage du mur voile.	160
Figure 71 : Dimension du radier.	165
Figure 72 : Section transversale des nervures dans les deux sens.....	166
Figure 73 : Ancrage de la structure	168
Figure 74 : Les sollicitations sur la dalle.....	169
Figure 75 : schema statique du debord de radier.....	171
Figure 76 : ferrailage du radier (nappe superieure).....	172
Figure 77 : ferrailage du radier (nappe inferieure).....	173

Liste des tableaux :

Tableau II.1 : différents types d'acier.....	15
Tableau III.1 : charges du Planchers terrasse.....	20
Tableau III.2 : charges Planchers étage courant.....	20
Tableau III.3 : charges du plancher rdc.....	21
Tableau III.4 : charges du plancher balcon.	21
Tableau III.5 : plancher sous-sol.....	22
Tableau III.6 : charges des mus extérieurs.....	22

Tableau III.7 : charges des murs interieurs.	23
Tableau IV.1 : Tableau des moments fléchissant des différents panneaux dalles constituant le plancher terrasse.	39
Tableau IV.2 : des moments fléchissant des différents panneaux dalles constituant le plancher étage courant.	40
Tableau IV.3 : des moments fléchissant des différents panneaux dalles constituant le plancher RDC.	41
Tableau V.1 : tableau des sollicitations.	66
Tableau V.2 : récapitulatif des moments et des efforts tranchants.	72
Tableau V.3 : Les efforts et armatures sur le balcon.	73
Tableau V.4 : Charge permanente de la paillasse.	80
Tableau V.5 : Charge permanente de dalle pleine.	81
Tableau V.6 : Les efforts agissants sur les volées 1 et 3 à l'ELU.	82
Tableau V.7 : Les efforts agissants sur les vilées 1 et 3 à l'ELS.	88
Tableau V.8 : Charges permanentes de la machine.	95
Tableau V.9 : Récapitulation des résultats de ferrailage de la dalle.	102
Tableau V.10 : Les contraintes dans le béton.	104
Tableau VI.1 : Coefficient d'accélération de zone (A).	109
Tableau VI.2 : pourcentage d'amortissement critique $\xi(\%)$	110
Tableau VI.3 : Périodes caractéristiques (T_1 et T_2).	110
Tableau VI.4 : Coefficient C_T	111
Tableau VI.5 : Coefficient de comportement.	111
Tableau VI.6 : Valeurs des pénalités (p_q).	112
Tableau VI.7 : Modes propres, périodes propres et masse effectives.	116
Tableau VI.8 : Période choisie pour le calcul du (D).	116
Tableau VI.9 : les forces sismiques des deux directions.	118
Tableau VI.10 : les forces sismiques des deux directions.	119
Tableau VI.11 : Les valeurs des forces sismiques selon la hauteur de chaque niveau.	120
Tableau VI.12 : récapitulatif des excentricités, masses, centre de masse et torsion selon X et Y de chaque étage.	121
Tableau VI.13 : Vérification des déplacements inter étage selon X et Y.	122
Tableau VI.14 : vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ	124
Tableau V.15 : la valeur de M_s et M_r suivant X.	125
Tableau VI.16 : la valeur de M_s et M_r suivant Y.	125
Tableau VII.1 : Résultats des moments et des efforts tranchants donnés par Autodesk Robot.	129
Tableau VII.2 : Ferrailage des poutres.	135
Tableau VII.3 : Vérification de l'effort tranchant dans les poutres.	136
Tableau VII.4 : Sollicitation obtenues par ROBOT.	141
Tableau VII.5 : Récapitulatif de ferrailage des voiles V1.	144
Tableau VII.6 : Vérification des contraintes de cisaillement de la voile V1.	144
Tableau VII.7 : Tableau de sollicitations pour les voiles V2.	145
Tableau VII.8 : Tableau de ferrailage pour les voiles 2.	147
Tableau VII.9 : Vérification des contraintes de cisaillement des voiles V2.	147
Tableau VII.10 : Tableau de sollicitations pour les voiles de la cage d'escalier et ascenseur.	148

Tableau VII.11 : Tableau de ferrailage pour les voiles de la cage d'escalier et ascenseur (L=2.55m).	150
Tableau VII.12 : Vérification des contraintes de cisaillement de la voile V3.....	150
Tableau VII.13 : ferrailage pour les voiles de la cage d'escalier et ascenseur (L=3.10m).	153
Tableau VII.14 : Détermination des moments fléchissant du mur voile.....	159
Tableau VII.15 : Sections des armatures longitudinales du mur voile.....	159
Tableau VIII.1 : Les différentes sollicitations sur le radier.....	167
Tableau VIII.2 : Détermination des moments fléchissant du radier.	170
Tableau VIII.3 : Evaluation des sections d'armatures longitudinales du radier.	170

LISTE DES NOTATIONS :

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

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

E_{ij} : déformations instantanées.

E_{vj} : déformations différées.

ν : coefficient de poisson.

α : Angle, coefficient dimension.

δ_k : déplacements relatifs.

Δk : déplacements admissibles inter étages.

β : Coefficient de pondération.

γ : coefficient partiel de sécurité.

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier.

γ_b : coefficient de sécurité du béton.

θ : coefficient d'application de charge

σ_{st} : contrainte d'acier.

σ_{bc} : contrainte du béton.

ϵ_{bc} : déformation du béton en compression.

f_e : limite élastique d'acier.

E_b : module de déformation du béton.

E_s : module de déformation du béton.

A : coefficient d'accélération de zone.

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

E : charge sismique.

ρ : poids volumique.

μ : moment réduit.

τ : contrainte tangentielle.

ELU : état limite ultime.

ELS : état limite service.

A_s : aire d'une section d'acier.

A_t : section d'armatures transversales.

A_r : armatures de rive.

A_{min} : armatures minimales.

A_v : armatures verticales.

A_h : armatures horizontales.

\emptyset : diamètre.

T_u : contrainte ultime de cisaillement.

T : période.

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

e : enrobage.

h_d : épaisseur des dalles.

e_p : épaisseur.

L : longueur.

M_t : moment en travée.

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

M_a : moment en appuis.

M_1 : coefficient par rapport aux armatures tendus : coefficient de PIGEAUD.

M_2 : coefficient de PIGEAUD.

M^u : moment à l'état limite ultime ;

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

S_t : espacement.

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

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

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

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

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

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

M_r : moment de renversement.

M_s : moment stabilisant.

M_f : moment fictive.

a : épaisseur du de voile.

d : hauteur utile

C : centre de pression.

h_e : hauteur libre d'étage.

V_u : effort tranchant.

Wp : poids propre de l'acrotère.

C_p : facteur de force horizontale.

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

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

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

P : force concentrée.

L_v : longueur de la volée.

f : flèche.

\bar{f} : flèche admissible.

Q_u : charge calculée à l'état limite ultime.

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

D : facteur d'amplification dynamique.

Q : facteur de qualité.

R : coefficient de comportement ;

W : poids total de la structure.

ξ : pourcentage d'amortissement critique.

d : dimension du bâtiment mesurée à sa base.

p_q : pénalité.

W_{Gi} : poids des charges permanentes.

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

V : effort sismique

Fi : force concentrée au sommet de la structure.

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

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

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

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

ex_1, ey_1 : l'excentricité accidentelle dans les directions X et Y.

L_r : longueur de recouvrement.

CHAPITRE I

Généralités

I. GENERALITES SUR LES VOILES

I.1 Introduction :

L'utilisation des voiles en béton armé (mur porteur) comme des éléments porteurs pour les constructions parasismiques deviennent de plus en plus fréquents, la raison est que les murs de contreventements, autres leurs rôles porteurs vis-à-vis des charges verticales et sa particularité de prendre les efforts horizontaux, ont une grande capacité de dissipation d'énergie lors d'un évènement sismique.

I.2 Définition des murs porteurs :

Les « *MURS PORTEURS* » sont des murs destinés à supporter la structure des planchers d'un bâtiment. Ils constituent le squelette de ce dernier, et reposent sur ses fondations. Leur rôle est d'assurer la solidité et la stabilité de la structure globale d'une construction, et transmettre également les charges verticales aux fondations.



Figure 1 : Mur voile en Béton Armé.

Beaucoup d'immeuble dans le monde sont construits maintenant en utilisant les voiles comme éléments principaux de résistance. Les voiles sont des murs en béton banché coulés dans des coffrages (banches) à leur emplacement définitif. Ils peuvent être généralement définis comme des éléments verticaux à deux **dimensions** dont la raideur hors plan est négligeable. Dans leur plan, ils présentent une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales,

mais ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par des portiques dans la direction perpendiculaire à leur plan.

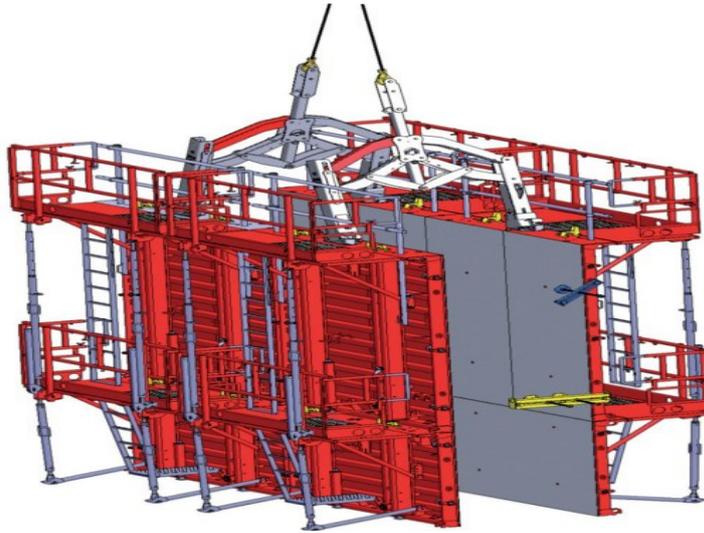


Figure 2 : Coffrage banche.

I.3 Classification des types de voiles :

- Voile pleine où -voile sans raidisseur (Figure a) ;
- voile avec raidisseur (Figure b) ;
- Voile avec une seule file d'ouverture (Figure c) ;
- Voile avec plusieurs files d'ouvertures (Figure d) .

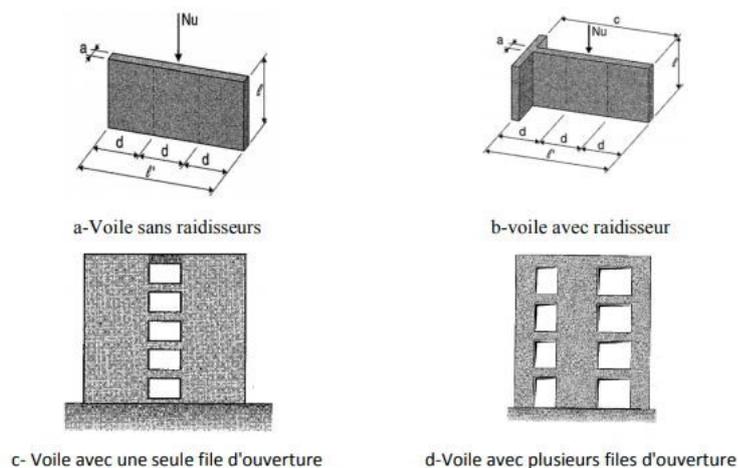


Figure 3 : les différents types des voiles.

I.4 Rôle des murs porteurs :

L'utilisation des voiles en béton armé pour la construction des structures dans les zones sismiques est exigée obligatoirement par le code parasismique Algérien RPA99/V2003. La raison est que les voiles, outre leur rôle porteur vis-à-vis des charges verticales, sont très efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales. Reprenant la plus grande partie de l'effort sismique, ils conditionnent le comportement des structures et jouent un rôle primordial pour la sécurité.

I.5 L'utilisation Des Murs Voiles :

Les raisons d'utilisation des murs voiles comme des éléments résistants à l'effort sismique sont:

- Augmenter la stabilité de l'ouvrage ;
- Rendre la structure plus rigide ;
- Reprendre les charges permanentes et les charges d'exploitations apportées par les planchers ;
- Assurer une isolation acoustique.

I.6 Les Caractéristiques Du Comportement Des Voiles :

Élancement qui peut être défini comme le rapport entre la hauteur et la largeur du voile (H/L).

- Les caractéristiques géométriques des éléments. ;
- Le pourcentage et la disposition des armatures (ex armatures horizontales empêchant l'ouverture des fissures) ;
- Intensité de l'effort normal et de l'effort de cisaillement induit par le séisme ;
- Type de chargement : statique ou cyclique, monotone.

I.7 Mode De Fonctionnement Des Murs Voiles :

Les voiles sont classés selon leur élancement dans les règlements parasismiques, on distingue 2 types de voiles :

- Des voiles élancés $h/l > 1.5$
- Des voiles courts $h/l < 1.5$

Ce qui permet de mettre en évidence deux grandes familles de mode de rupture :

a) **Mode de rupture des voiles élancés :**

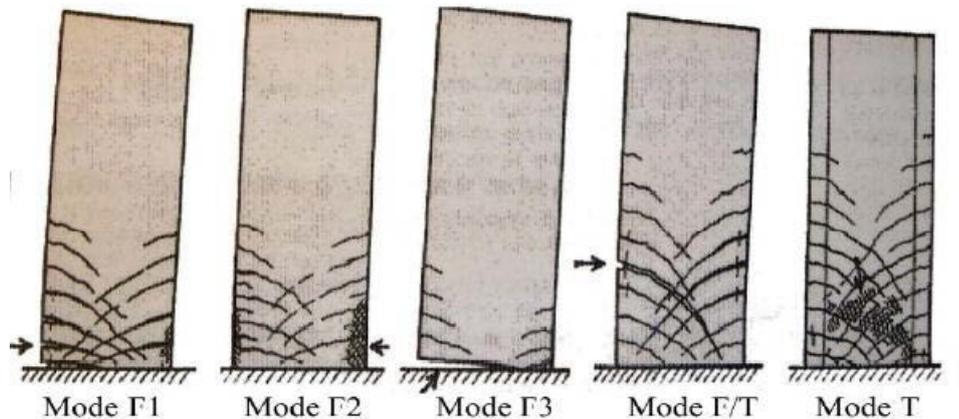


Figure 4 : Mode de rupture des voiles élancés.

Avec :

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Mode F1} \\ \text{Mode F2} \rightarrow \text{des ruptures en flexion;} \\ \text{Mode F3} \end{array} \right.$

Mode F1 : rupture par plastification des armatures verticales tendue et endommagement de béton par compression. Ce mode de ruine apparait dans les voiles plus élancés soumis à des efforts de cisaillement modérés et un effort de compression faible.

Mode F2 : rupture par écrasement du béton, ce mode de ruine est rencontré pour les voiles assez fortement armé, sollicité par des efforts normaux plus importants.

Mode F3 : la ruine s'effectue par la rupture fragile des armatures verticales tendues, c'est un mode qui est rencontré dans les voiles faiblement armés aux extrémités. Pour améliorer la notion de ductilité, il faut concentrer les armatures dans l'extrémité.

Et avec :

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Mode F/T} \rightarrow \text{rupture en flexion - effort tranchant.} \\ \text{Mode T} \rightarrow \text{des ruptures par effort tranchant.} \end{array} \right.$

Mode F/T : produit pour les voiles qui sont sollicités par des efforts de flexion plus au moins importants ou avec insuffisance des armatures horizontales.

Mode T : la rupture se fait par écrasement de béton de l'âme, ce mode de rupture est rencontré dans le cas des efforts de cisaillement plus important.

b) Mode de rupture des voiles courtes :

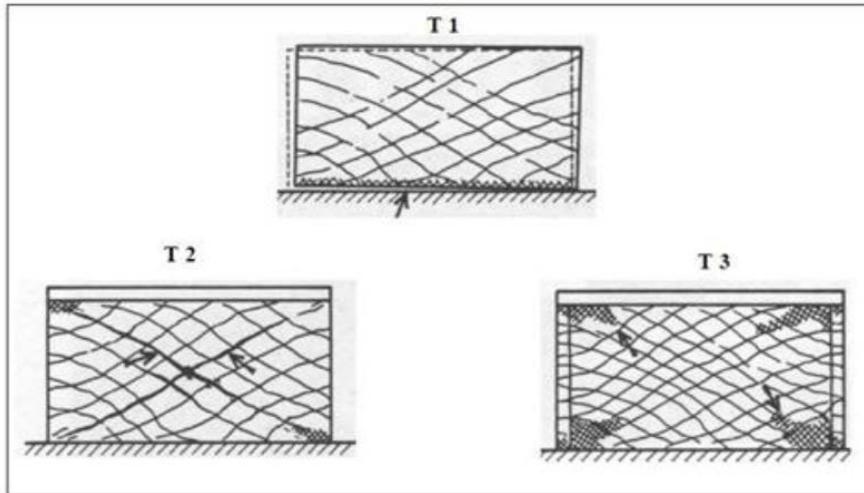


Figure 5 : Mode de rupture des voiles courtes.

Avec :

$\left\{ \begin{array}{l} \text{T1 : rupture par glissement} \\ \text{T2 : rupture diagonale} \\ \text{T3 : rupture par écrasement} \end{array} \right.$

I.8 L'effet de séisme sur les voiles (murs porteurs) :

Selon les codes et règlements parasismiques, l'étude de la réponse des structures sous l'action sismique est conduite en faisant appel à des méthodes simplifiées selon la nature et l'utilisation de l'ouvrage. Les techniques d'analyse de ces structures consistent essentiellement à comparer un paramètre "d'exigence" à un paramètre de "capacité".

L'effort tranchant à la base d'une structure est un paramètre utilisé traditionnellement pour la conception parasismique des structures. L'ingénieur calcule la sollicitation (l'effort) provoquée par un séisme donné à la base de l'édifice, et la compare à la résistance de l'ouvrage.

La rigidité globale est modifiée pendant la réponse dynamique et la capacité résistante dépend du comportement de chaque composant de la structure. La dégradation est plus sensible au "déplacement" qu'à "l'effort", car la ruine est plus liée à une atteinte de la limite en déformation qu'au dépassement d'une limite en effort.

CHAPITRE II

Présentation de l'ouvrage

II. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

II.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. Pour tout construction le plancher est une structure horizontale qui supportera les surcharges d'exploitation (mobilier, véhicules, personnes.....) et les charges permanentes (cloisons, revêtements). Celle-ci retransmettra aux poutres, aux poteaux et aux murs porteurs. Au final toutes ces charges se reportent aux fondations.

II.2 Présentation du projet :

L'ouvrage étudié dans ce mémoire est un bâtiment en **R+SOUS SOL+10 étages** à usage d'habitation, implanté dans la wilaya de Oran, le **BLOC** étudié il fait partie de 557 logements de **ENPI (entreprise nationale de promotion immobilière)**.

II.2.1 Caractéristiques de la structure :

Dimensions en élévation :

- Hauteur totale de bâtiment.....h= 37.74m
- Hauteur de sous-sol.....h=3.06m
- Hauteur de RDC.....h= 4.08m
- Hauteur d'étage couranth= 3.06m

Dimensions en plan :

- Longueur totale $L_{long}= 29.85m$.
- Largeur totale..... $L_{rans}= 12.20m$

II.3 Caractéristiques géotechniques :

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par les règles parasismiques Algériennes 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone II-a) ;
- L'ouvrage appartient au **groupe d'usage 2**, le site est considéré comme **site ferme (S2)** ;
- Contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 3,50$ bars ou (kg /cm²).



Figure 6 : Plan de masse.

II.4 Plan d'architecture :
a) Plan étage courant :

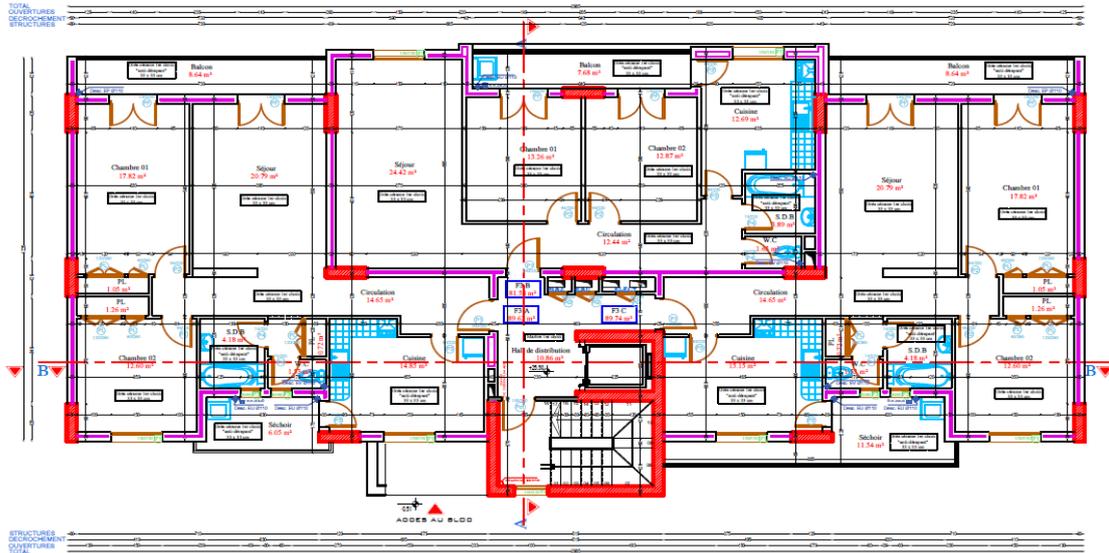


Figure 7 : plan étage courant.

b) Plan RDC :

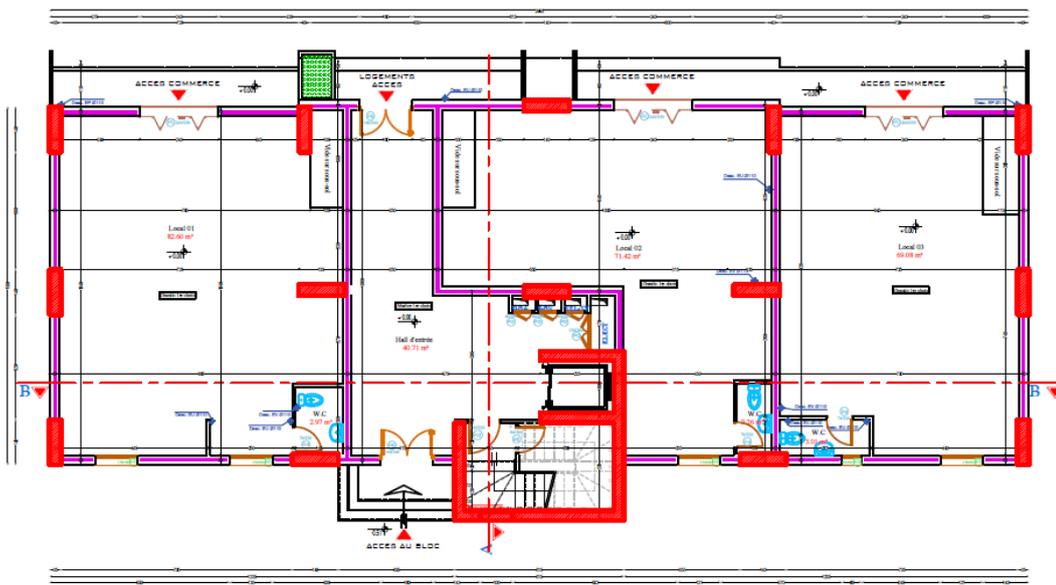


Figure 8 : plan RDC.

c) Plan sous-sol :

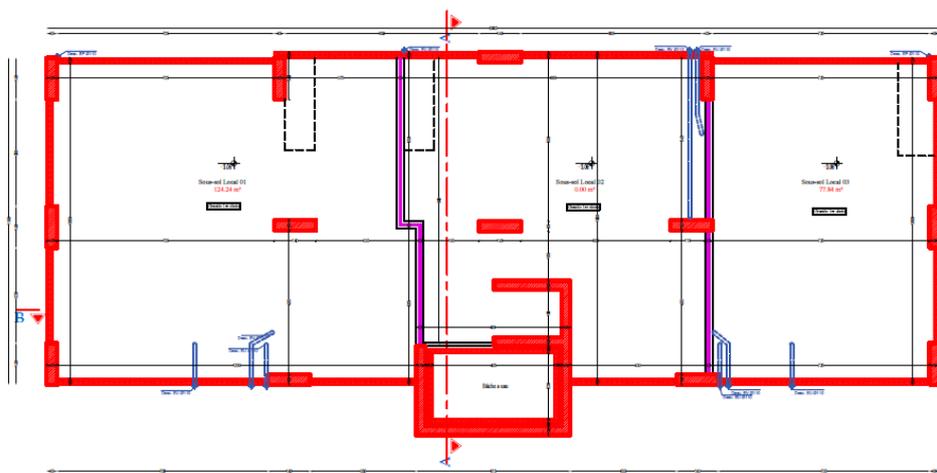


Figure 9 : plan sous-sol.

II.5 Caractéristiques techniques :

La structure du bâtiment étudié est un peu différente, comparer à celles qu'on retrouve habituellement dans les marchés d'habitations collectifs, car elle adopte un système composé exclusivement de voiles porteurs dans les deux sens aux plans et assurent par la même occasion son contreventement. Réaliser par une entreprise nationale avec un système de coffrage tunnel.

D'après le **RPA 99/version 2003** et le système de contreventement adopté, les voiles doivent reprendre plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.

L'ouvrage comporte une terrasse inaccessible, l'écoulement des eaux pluviales sera facilité par une forme de pente, et un système d'étanchéité conçu à cet effet.

Il comporte aussi :

- a) **Ossature** : C'est une structure auto-stable réalisé en système des voiles porteurs pour assurer la stabilité du bâtiment sous l'effet des actions verticale et horizontale.
- b) **Les planchers** : Un seul type de plancher a été adopté pour ce projet et c'est un plancher à dalle pleine.
- c) **Les escaliers** : Un seul type d'escalier a été adopté : escalier à double quartier tournant.
- d) **Maçonnerie** : Elles sont réalisées en brique creuse selon deux types :

- **Murs extérieurs :**
 - Brique creuse de 15 cm.
 - L'âme d'air de 5 cm.
 - Brique creuse de 10 cm
- **Murs intérieurs :**
 - Brique creuse de 10 cm.

e) Revêtement :

- Enduit en plâtre pour les plafonds et les cloisons.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs
- Revêtement à carrelage pour les planchers.
- Le plancher de toiture sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

f) Isolation :

- L'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher et par le vide d'air des murs extérieurs.
- L'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour les planchers terrasses ; et par le vide d'air pour les murs extérieurs.

g) Locale d'ascenseur : L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical (elle fait le mouvement de va-et-vient) et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

h) Acrotères : La terrasse étant accessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur (100 cm).

i) Les fondations : La transmission des charges par la superstructure en sol est assurée par des semelles filantes.

II.6 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

II.6.1 Le Béton :

- Le béton comme les roches naturelles, est un assemblage de matériaux de nature généralement minérale. Il met en présence des matières inertes, appelées granulats ou agrégats (graviers, sables, etc.), et un liant (ciment, bitume, argile), c'est-à-dire une matière susceptible d'en agglomérer d'autres ainsi que des adjuvants qui modifient les propriétés physiques et chimiques du mélange. Mêlés à de l'eau, on obtient une pâte, à l'homogénéité variable, qui peut, selon le matériau, être moulée en atelier (pierre artificielle), ou coulée sur chantier. Le béton fait alors « prise », c'est-à-dire qu'il se solidifie.

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

La composition d'un mètre cube (m^3) de béton courant est la suivante :

- 350 Kg de cimentCPJ 32.5 R
- 400 L de sable..... $D_s \leq 5$ mm
- 800 L de gravillons..... $D_g \leq 25$ mm
- 175 L d'eau de gâchage.

La préparation du béton sera faite mécaniquement à l'aide d'une bétonnière ou d'une Centrale à béton.

II.6.1.1 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 qu'égale à 16 cm et d'une hauteur de 32cm.

- Pour des résistances f_{cj} :



- Pour des résistances $f_{cj} \geq 40$ MPa :



Pour un dosage courant de 350 Kg/m³ de ciment CPJ42,5, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ($f_{c28} = 25$ MPa).

II.6.1.2 Résistance à la traction :

II.6.1.3 Module de déformation longitudinale :

Ce module est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou Courte durée.

II.6.1.4 Module de déformation instantanée :

Pour des charges d'une durée d'application inférieur à 24 heures.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ avec } E_{ij} \text{ et } f_{c28} \text{ en Mpa}$$

$$D'où \text{ on a : } E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa}$$

II.6.1.5 Module de déformation longitudinale différée :

Pour des charges de longue durée d'application on a :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ avec } E_{ij} \text{ et } f_{c28} \text{ en Mpa}$$

$$D'où \text{ on a : } E_{v28} = 10721,4 \text{ MPa}$$

II.6.1.6 Coefficient de Poisson :

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations

Longitudinales noté " ν " :

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

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

II.6.1.7 Les Contrainte Limites :

a) Contrainte limite de béton :

En se référant au règlement du C.B.A on distingue deux états limites :

- Etat limite ultime « E.L.U » :

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_s}$$

Avec γ : est le Coefficient de sécurité tel que

$\gamma_{bc} = 1,5$ cas des actions courantes transitoire

$\gamma_{bc} = 1,15$ cas des actions accidentelles

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objectif de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

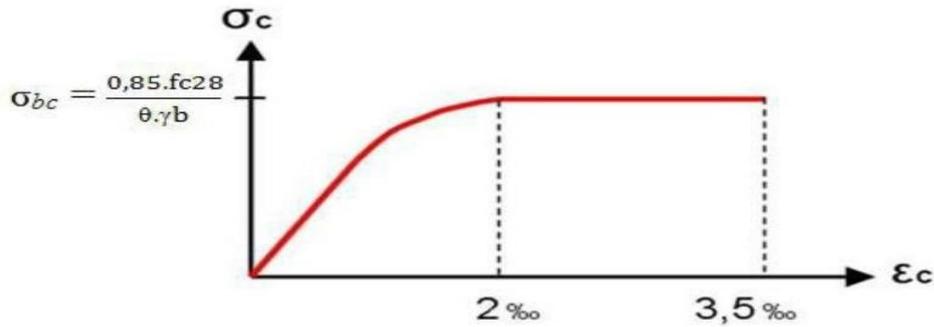


Figure 10 : Diagramme contrainte-déformation du béton pour ELU. [BAEL91 /A.4.3, 4]

-La contrainte admissible de compression à l'ELU est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,85 \cdot f_{c28} / \theta \cdot \gamma_b. \text{ [BAEL91 /A.4.3, 41]}$$

Le coefficient de sécurité pour le béton γ_b :

Pour les combinaisons accidentelles. γ_b : 1.15, Pour les autres cas :1.50.

- **État limite de service (ELS) :** La contrainte admissible de compression à l'état limite de service (ELS) est donnée Par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa [BAEL91 /A.4.5, 2]}$$

E_b : module de déformation du béton.

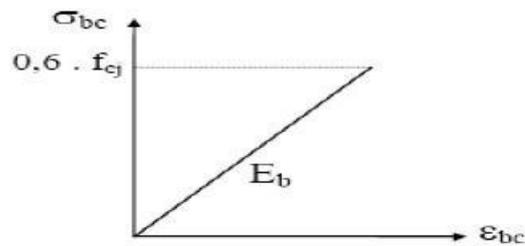


Figure 11 : Diagramme contrainte /déformation de béton.

II.6.2 Acier :

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

Nous utiliserons les types d'aciers suivants :

- Les ronds lisses (R.L) : FeE235, pour les armatures transversales.
- Haute adhérences (HA) : FeE400, pour les armatures longitudinales.
- Acier (TSL) : FeE500, pour les treillis soudés.

On notera qu'un seul modèle est utilisé pour décrire les caractéristiques mécaniques des différents types d'acier, ce modèle étant en fonction de la limite d'élasticité garantie f_e .

II.6.2.1 Caractéristiques mécaniques :

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

Tableau II.1 : différents types d'acier.

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

II.6.2.2 Diagramme déformations contraintes :

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

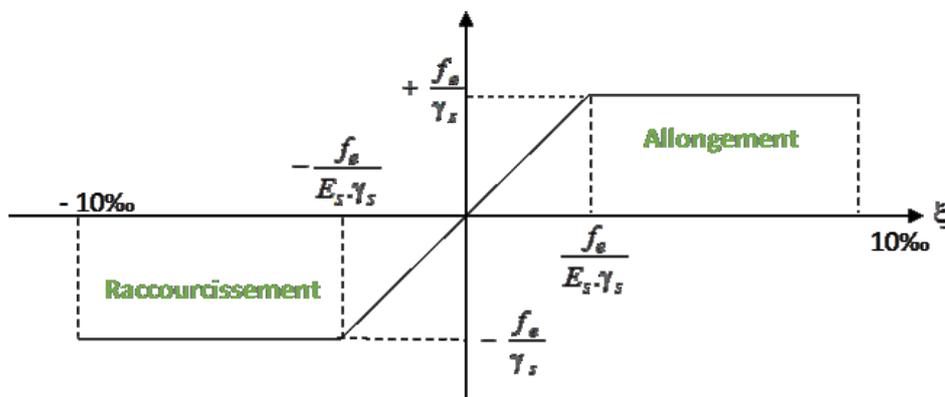


Figure 12 : Diagramme déformations-contraintes. [C.B.A93 /A.2.2.2].

a) E. L. U :

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

f_e : Résistance élastique d'acier.

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

b) E. L. S :

a) Fissuration peu préjudiciable \rightarrow limitation à f_e [BAEL91/A.4.5,32]

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

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

Avec :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c,j}$$

η : Coefficient de fissuration

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

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

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

a) Etat limite ultime :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :
 $1,35 G + 1,5 Q$.

b) Etat limite de service :

Combinaison d'action suivante : $G + Q$

c) Etat limite accidentelle :

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques

Algériennes RPA99 /2003 prévu des combinaisons d'action suivantes

$$G+Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

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

Avec :

G : charge permanente

Q : charge d'exploitation

E : effort de séisme

- **Protection des Armatures (l'enrobage « e »)**

On adopte : $e = h - d$ avec $d = h - e$

- **Les hypothèses de calcul :**

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours est : **$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.**
- La résistance du béton à la traction est : **$f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.**
- Pour les armatures de l'acier :
 - Longitudinales : on a choisi le : **H.A, $f_{eE} = 400 \text{ MPa}$.**
 - Transversales : on a choisi le : **R.L, $f_{eE} = 235 \text{ MPa}$.**
 - Treillis soudés (de la dalle de compression) : **H.A, $f_{eE} = 500 \text{ MPa}$.**

CHAPITRE III

Prédimensionnement

III. PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES

III.1 Introduction :

Le prédimensionnement des éléments résistants (Les planchers, Les poutres, poteaux et Les voiles) est une étape régie par des préconisations du B.A.E.L91 et la vérification selon l’RPA 99 V2003, dont le but est d’estimer les dimensions des différents éléments structuraux.

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l’ouvrage aux sollicitations verticales et horizontales, tenant en compte le cout et sécurité. La structure du bâtiment en étude est composée uniquement de voiles en béton armé porteurs ainsi que des planchers a dalle pleine.

III.2 Prédimensionnement des planchers :

III.2.1 Plancher à dalle pleine :

Une dalle pleine est une plaque porteuse en béton armé coulé sur place, qui peut reposer avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, des poutrelles ou des murs.

Le prédimensionnement de l’épaisseur des dalles (h_d) dépend des critères :

➤ **De sécurité vis à vis de l’incendie :**

$h_d \leq 7$ cm, pour 1 heure de Coupe-feu

$h_d \leq 11$ cm pour 2 heures de coupe-feu

➤ **Condition d’isolation phonique :**

$h_d \geq 16$ cm

➤ **De résistance à la flexion :**

pour le présent projet nous avons : $\begin{cases} L_x = 515 \text{ cm} \\ L_y = 760 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \alpha = \frac{515}{760} = 0,68$

$0,4 \leq \alpha \leq 1 \rightarrow$ La dalle est considérée comme portante dans deux directions.



$$\frac{L_x}{50} \leq h_d \leq \frac{L_x}{40} \rightarrow \frac{515}{50} \leq h_d \leq \frac{515}{40} \rightarrow 10,3 \text{ cm} \leq h_d \leq 12,9 \text{ cm}$$

Donc, pour la dalle pleine on adoptera une épaisseur de $e_p=22$ cm.

Avec :

e_p : Epaisseur de la dalle

L_x : la petite dimension du panneau de dalle

L_y : la grande dimension du panneau de dalle

III.3 Evaluation des charges et surcharges :

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur partant de l'étage le plus haut jusqu'aux fondations.

III.3.1 Les charges permanentes et d'exploitations :

Représentent un poids mort qui n'est pas variable ou varie très peu dans le temps.

a) Planchers terrasse (accessible) :

Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Protection gravillon	0.05	17	0.85
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Forme de pente	0.1	22	2.2
Isolation thermique	0.04	4	0.16
Dalle en BA	0.22	25	5.5
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Pare vapeur	0.01	6	0.06
			G=9.09
			Q=5

Tableau III.1 : charges du Planchers terrasse.

b) Planchers étage courant :

Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle en BA	0.22	25	5.5
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Cloisons internes	0.01	9	0.09
			6.49
			1.5

Tableau III.2 : charges Planchers étage courant.

c) **PLANCHER RDC :**

Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle en BA	0.20	25	5
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Cloisons internes	0.01	9	0.09
			G=6.49
			Q=5

Tableau III.3 : charges du plancher rdc.

d) **PLANCHER BALCON :**

Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.03	18	0.54
Dalle en BA	0.22	25	5.5
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Enduit en ciment	0.02	9	0.18
			G=7.26
			Q=3.5

Tableau III.4 : charges du plancher balcon.

e) **PLANCHER SOUS-SOL :**

Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Dalle en BA	0.22	25	5.5
Enduit en ciment	0.02	9	0.18
Cloisons internes	0.04	18	0.72
			G=6.4
			Q=2.5

Tableau III.5 : plancher sous-sol.

f) **Murs :**

• **Extérieurs :**

Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Brique creuse	0.10	9	0.9
L'âme d'air	0.05	/	/
Brique creuse	0.10	9	0.9
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			G=2.36

Tableau III.6 : charges des murs extérieurs.

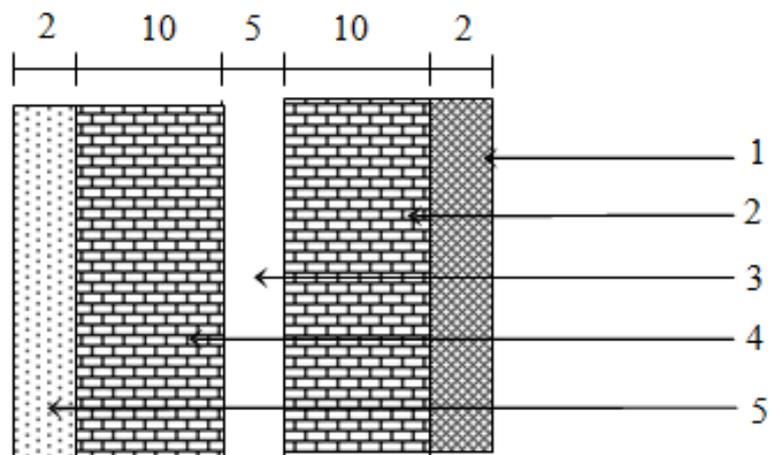


Figure 13 : Coupe verticale d'un mur extérieur.

• Intérieurs :

Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Brique creuse	0.10	9	0.9
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
			G=1.46

Tableau III.7 : charges des murs interieurs.

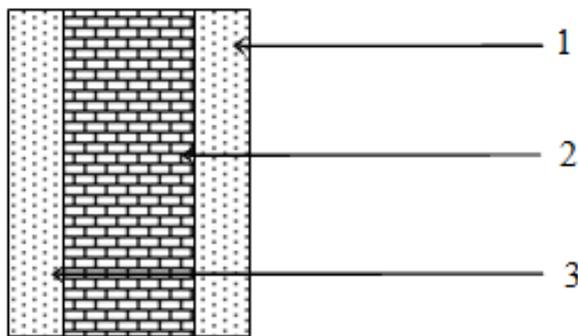


Figure 14 : Coupe verticale d'un mur intérieur.

III.4 Prédimensionnement des voiles :

III.4.1 Voiles porteurs et de contreventement :

D'après le RPA99/2003, c'est un élément porteur rigide en béton- armé destiné à transmettre les charges latérales aux fondations. Dans le cas de notre structure (constitué uniquement de voiles), il est l'unique élément de transmissions des charges vers les fondations. Selon l'article 7.7.1 du RPA99/2003, l'épaisseur minimale d'un voile doit être de 15 cm, d'un autre coté elle doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités, soit :

III.4.1.1 Voile étage courant :

$$a \geq \frac{h_e}{20} \quad \rightarrow \quad a \geq \frac{306-22}{20} = 14,2 \text{ cm}$$

$$L \geq 4.a \quad \rightarrow \quad L \geq 4.14,2 = 56,8 \text{ cm}$$

On prend : a= 30cm et L= 120 cm

III.4.1.2 Voile RDC :

$$a \geq \frac{h_e}{20} \quad \rightarrow \quad a \geq \frac{476-22}{20} = 22,7 \text{ cm}$$

$$L \geq 4.a \quad \rightarrow \quad L \geq 4.22,7 = 90,8 \text{ cm}$$

On prend : a= 35 et L= 140 cm

III.4.1.3 Voile périphérique :

C'est un élément d'infrastructure, relie deux niveaux, celui des fondations et celui de la structure. On adoptera : e = 20 cm.

III.5 Prédimensionnement des poutres noyées :



Figure 16 : poutre noyée.

On l'appelle poutre noyée, lorsque la hauteur de cella est incorporée dans l'épaisseur du plancher, permettant de reprendre les charges. Puisque les charges sont linéaires et suivant la longueur du mur et donc cette poutre selon RPA 99 la hauteur (h) peut être ramené à 20 cm dans les ouvrages contreventés par voiles. $h_d=22$ cm, alors on prend $h=22$ cm.

$$0.3 \cdot 22 \leq b \leq 0.7 \cdot 22 \dots\dots\dots 6,6 \leq b \leq 15,4$$

$$b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 55 \geq 20 \text{ CV}$$

$$h \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 55 \geq 20 \text{ CV}$$

$$h/b \leq 4 \dots\dots\dots 22/55 = 0.4 \text{ CV}$$

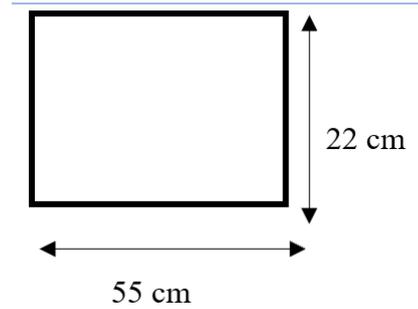


Figure 17 : dimensions de la poutre noyée.

III.6 Conclusion :

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

- Hauteur du plancher soit une dalle pleine de $h_d = 22 \text{ cm}$.
- Section des poutres (noyées) principales $(30 \times 60) \text{ cm}^2$.
- Section des poutres (noyées) chaînages $(55 \times 22) \text{ cm}^2$.
- Epaisseur des voiles : $L = 140 \text{ cm}$.
- Epaisseur des dalles pleines (Balcons) : $e_p = 22 \text{ cm}$.

Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs aux prochains Chapitres.

CHAPITRE IV

Étude des planchers

IV. ÉTUDE DES PLANCHERS

IV.1 Introduction :

Plancher est une surface horizontale séparant deux niveaux successifs dans une construction. Les surcharges de fonctionnement du bâtiment, il a d'autres fonctions très importantes relatives au confort thermique et acoustique, à la sécurité protection incendie et à l'esthétique, sans oublier le rôle technique de support de canalisations Roseau divers. Sa fonction principale consiste à :

- Supporter les charges (poids des structures et actions permanentes) et les surcharges (Actions variables et accidentelles) et les transmettre aux éléments porteurs à savoir les Murs et les poteaux ;
- Transmettre des efforts horizontaux aux éléments de contreventement (diaphragme)

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.

IV.2 Principe de calcul :

Une dalle pleine est une plaque horizontale porteuse en béton armé, d'épaisseur 8 à 16 cm. Elle est appuyée par 2,3 ou 4 appuis constitués par des poutres, des murs ou des voiles.

Pour le calcul, on utilisera **la méthode BAEL**, cette méthode s'applique aux dalles rectangulaires en continuité, totalement ou partiellement encastrées, soumises à un chargement quelconque, en respectant la règle de fermeture des moments à **1,25 M₀** dans les deux directions

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

M_t : Moment en travée.

M_w et **M_e** : valeurs absolues pour les moments d'appui de gauche et de droite.

M₀ : Moment pour une dalle simplement appuyée.

Cette règle permet de simplifier considérablement les calculs en évitant, pour les dalles appartenant à un maillage de rectangle, un calcul bidimensionnel fastidieux de rectangles chargés et déchargés.

En effet, la sécurité à la rupture de la dalle pourra être assurée par une redistribution des moments entre moments sur appuis et moments en travée. La marge de **0,25M0** permet de réduire la fissuration qui serait dû à une insuffisance d'acier sur appui ou en travée par rapport à la solution obtenue par un calcul exact (programme aux éléments finis par exemple).

IV.2.1 Hypothèses de calcul :

Les dalles sont calculées panneau par panneau suivant le rapport :

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

IV.2.2 Dalle portante dans deux directions :

Dans notre cas on a des dalles portantes dans deux directions : Dite dalle sur quatre appuis, elle porte dans deux directions, lorsque les deux conditions sont vérifiées :

Le rapport :

$$0.4 < \alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 1$$

La charge est uniformément répartie.

Remarque :

D'après l'article (A.8.2, 32) du **BAEL 91modif99**, Les dalles rectangulaires encastées (totalement ou partiellement) peuvent être calculées à la flexion à partir des efforts qui s'y développeraient si elles étaient articulées sur leur contour. Les moments de flexion maximaux calculés dans l'hypothèse de l'articulation peuvent être réduits de **15%** et **25%** selon la condition d'encastrement ce qui conduit à un moment en travée M_t de,

respectivement, **0,85M0x** et **0,75M0x**. Les moments d'encastrement seront dans ces conditions au moins de **40%** et **50%** des moments maximaux évalués dans l'hypothèse d'articulation.

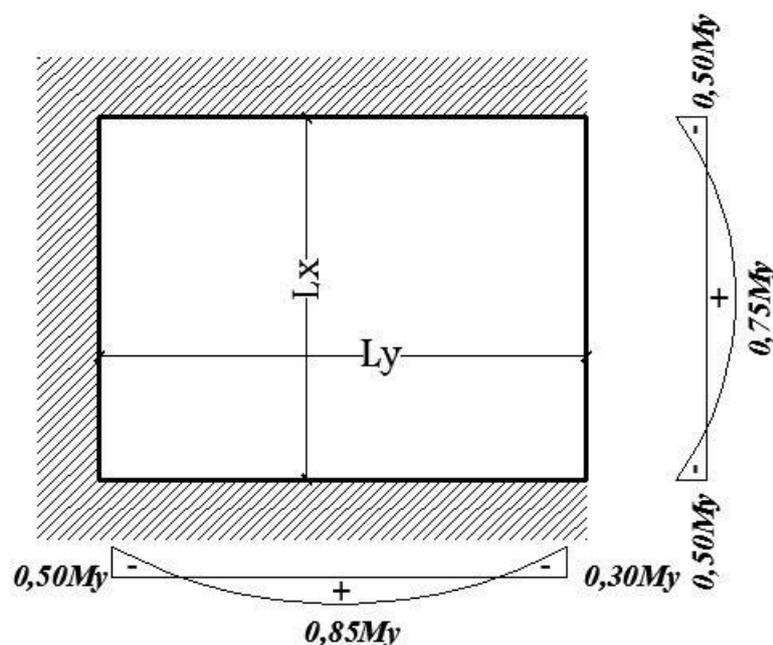


Figure 18 : moment d'encastrement des dalles rectangulaires.

IV.2.2.1 Les conditions d'appuis :

Si le panneau de dalle fait partie d'un hourdis continu ou s'il existe un semi encastrement aux appuis, on calculera les moments M_x et M_y par les coefficients suivants :

a) Panneau considéré continu au-delà de ses appuis

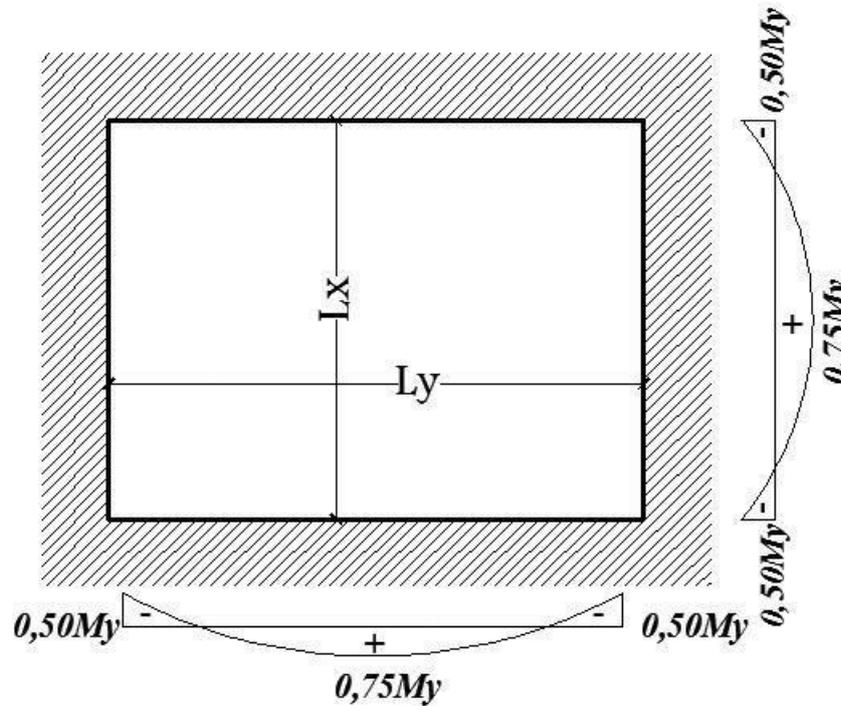


Figure 19 : Schéma d'un panneau continu au-delà de ses appuis.

Suivant le sens (x) :

$M_{tx} = 0,75M_x$ (en travée)

$M_{ax} = 0,50M_x$ (en appuis)

Suivant le sens (y)

$M_{ty} = 0,75M_y$ (en travée)

$M_{ay} = 0,50M_y$ (en appuis)

b) Panneau de rive dont au moins un appui peut assurer un encastrement partiel :

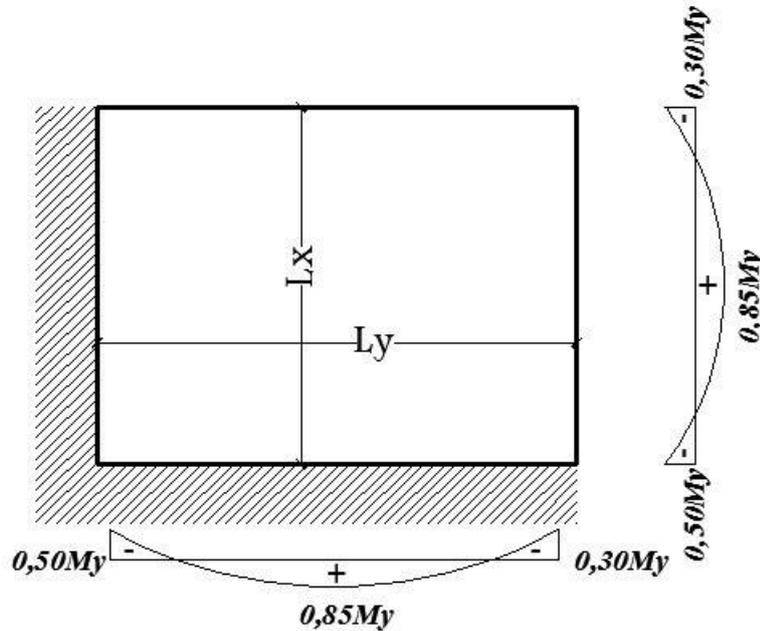


Figure 20 : Schéma des panneaux de rive.

Suivant le sens (x) :

$$M_{tx} = 0,85M_x \text{ (en travée)}$$

$$M_{ax} = -0,30M_x \text{ (en appuis de rive)}$$

$$M_{ax} = -0,50M_x \text{ (en appuis intermédiaire)}$$

Suivant le sens (y) :

$$M_{ty} = 0,85M_y \text{ (en travée)}$$

$$M_{ay} = -0,30M_y \text{ (en appuis)}$$

$$M_{ay} = -0,50M_y \text{ (en appuis intermédiaire)}$$

IV.2.3 Étapes de calcul

IV.2.3.1 Calcul de l'enrobage

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

$$\varnothing = \frac{hd}{10} \text{ avec } hd=22\text{cm}$$

$$\varnothing = 2.2\text{cm}=22\text{mm}$$

On prendra $\varnothing=12\text{mm}$

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

- Pour un plancher exposé aux intempéries : **a = 2 cm**
- Pour un plancher non exposé aux intempéries : **a = 1 cm**

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

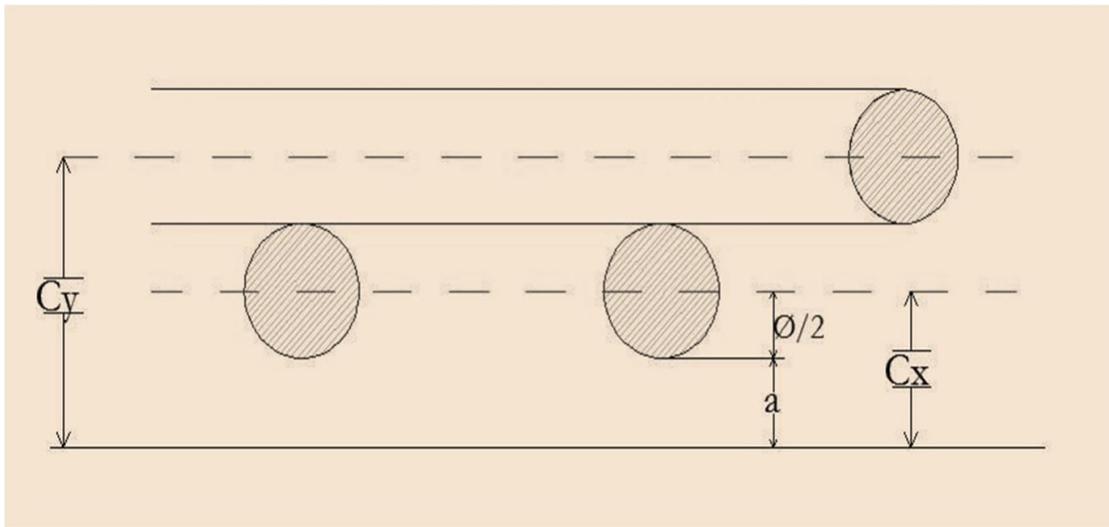


Figure 21 : Enrobage.

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \frac{\phi}{2} + \phi \end{cases} \rightarrow \begin{cases} C_x = 12 + 5 \\ C_y = 12 + 5 + 12 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} C_x = 17\text{mm} \\ C_y = 29\text{mm} \end{cases}$$

Les hauteurs utiles :

$$\begin{cases} dx = hd - C_x \\ dy = hd - C_y \end{cases} \rightarrow \begin{cases} dx = 22 - 1,7 \\ dy = 20 - 2,9 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} dx = 20,3\text{cm} \\ dy = 17,1\text{cm} \end{cases}$$

IV.2.3.2 Calcul des sollicitations :

Le calcul est mené sur une bande de 1m perpendiculairement aux lignes d'appuis à l'ELU et à l'ELS à la manière d'une poutre sous l'effet de la charge, chaque bande se déforme et chaque bande est soulagée par une série de bande de l'autre direction.

Les armatures seront calculées suivant les deux sens X et Y, en fonction des moments isostatiques M_{0x} et M_{0y} .

IV.3 Combinaisons fondamentales :

IV.3.1 Plancher terrasse (accessible) :

$$G=8.59\text{KN/m}^2$$

$$Q=5\text{KN/m}^2 \text{ (terrasse accessible aux publics)}$$

$$\text{ELU} \rightarrow Q_u=1.35G+1.5Q$$

$$Q_u=19.09\text{KN/ml}$$

$$\text{ELS} \rightarrow Q_s=G+Q=13.59\text{KN/ml}$$

IV.3.2 Plancher étage courant :

$$\text{ELU} : Q_u = 1,35 G + 1,5Q = (1,35 \times 6,49 + 1,5 \times 150)$$

Pour une bande de 1 m de largeur :

$$Q_u = 11.01 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS} : Q_s = G + Q = (6.49 + 1.50)$$

$$Q_s = 7.99 \text{ KN/ml}$$

IV.3.3 Plancher RDC

$$Q=5\text{KN/m}^2 \text{ (usage commercial)}$$

$$\text{ELU} : Q_u=1.35G+1.5Q=16.26\text{KN/ml}$$

$$\text{ELS} : Q_u=G+Q=11.49\text{KN/ml}$$

IV.4 Calcul des moments fléchissant :

IV.4.1 Panneau dalle portant sur deux directions (les panneaux 1, 2, 3, 4, 5, 6...10) :

Nous prendrons comme exemple de calcul, le panneau de dalle (1)

$$L_x=5.55\text{m} ; L_y=7.6\text{m}$$

➤ $\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.73 > 0.4$ **Donc panneau 1 porte dans deux directions**

➤ **Charge uniformément répartie.**

IV.4.2 Pour le plancher terrasse accessible :

$$M_x = \mu_x * Q_u * l_x^2 \quad ; \quad M_y = \mu_y M_x$$

$$\text{ELU} : \mu_x = 0.0646 ; \mu_y = 0.4780$$

$$\text{ELS} : \mu_x = 0.0708 ; \mu_y = 0.6188$$

IV.4.2.1 ELU :

$$M_x = \mu_x * q_u * l_x^2$$

$$M_x = 37.98 \text{KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

$$M_y = 18.15 \text{KN.m}$$

IV.4.2.1.1 Suivant le sens x

- **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.75 M_x$$

$$M_{tx} = 28.48 \text{KN.m}$$

- **Moment en appuis :**

$$M_{ax} = 0.5 M_x$$

$$M_{ax} = 18.99 \text{KN.m}$$

IV.4.2.1.2 Suivant le sens y

- **Moment en travée :**

$$M_{ty} = 0.85 M_y$$

$$M_{ty} = 18.15 \text{KN.m}$$

- **Moment en appuis :**

$$M_{ay} = -0.5 M_y$$

$$M_{ay} = -9.07 \text{KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.3 M_y$$

$$M_{ay} = -5.44 \text{KN.m}$$

- **Moments en appuis intermédiaire :**

$$\text{Gauche} : M_{agx} = -0.5 M_x = 18.99 \text{KN.m}$$

$$\text{Droite} : M_{adx} = -0.5 M_x = 18.99 \text{KN.m}$$

- **Moments en appuis de rive :**

$$M_{arx} = 0.5 M_x = 18.99 \text{KN.m}$$

$$M_{ary} = 0.5 M_y = 9.07 \text{KN.m}$$

IV.4.2.2 ELS :

$$M_x = \mu_x * q_s * l_x^2$$

$$M_x = 29.55 \text{KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

$$M_y = 18.22 \text{KN.m}$$

IV.4.2.2.1 Suivant le sens x

- **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.75 M_x$$

$$M_{tx} = 29.55 \text{KN.m}$$

- **Moment en appuis :**

$$M_{ax} = 0.5 M_x$$

$$M_{ax} = 14.77 \text{KN.m}$$

IV.4.2.2.2 Suivant le sens y

- **Moment en travée :**

$$M_{ty} = 0.85 M_y$$

$$M_{ty} = 15.53 \text{KN.m}$$

- **Moment en appuis :**

$$M_{ay} = 0.5 M_y$$

$$M_{ay} = 9.14 \text{KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.3 M_y$$

$$M_{ay} = 5.48 \text{KN.m}$$

- **Moment en appuis intermédiaires :**

$$\text{Gauche : } M_{agx} = -0.5 M_x = -14.77 \text{KN.m}$$

$$\text{Droite : } M_{adx} = -0.5 M_x = -14.77 \text{KN.m}$$

- **Moment en appuis de rive :**

$$M_{arx} = 0.5 M_x = 14.77 \text{KN.m}$$

$$M_{ary} = 0.5 M_y = 9.14 \text{KN.m}$$

IV.4.3 Pour le plancher des étages courants :

$$G = 6.49 \text{KN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{KN/m}^2$$

IV.4.3.1 ELU

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$Q_u = 11.01 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELU} : \mu_x = 0.0646 ; \mu_y = 0.4780$$

$$\text{ELS} : \mu_x = 0.0708 ; \mu_y = 0.6188$$

$$M_x = \mu_x * q_u * l_x^2$$

$$M_x = 21.90 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

$$M_y = 10.46 \text{ KN.m}$$

IV.4.3.1.1 Suivant le sens x

- **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.75 M_x$$

$$M_{tx} = 16.42 \text{ KN.m}$$

- **Moment en appuis :**

$$M_{ax} = -0.5 M_x$$

$$M_{ax} = -10.95 \text{ KN.m}$$

- **Moment en appuis intermédiaires :**

$$\text{Gauche} : M_{agx} = -0.5 M_x = -10.95 \text{ KN.m}$$

$$\text{Droite} : M_{adx} = -0.5 M_x = -10.95 \text{ KN.m}$$

- **Moment en appuis de rive :**

$$M_{arx} = 0.5 M_x = 10.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{ary} = 0.5 M_y = 5.23 \text{ KN.m}$$

IV.4.3.1.2 Suivant le sens y

- **Moment en travée :**

$$M_{ty} = 0.85 M_y$$

$$M_{ty} = 8.89 \text{ KN.m}$$

- **Moment en appuis :**

$$M_{ay} = 0.5 M_y$$

$$M_{ay} = 5.23 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.3 M_y$$

$$M_{ay} = -3.13 \text{ KN.m}$$

- **Moment en appuis intermédiaires :**

Gauche : $M_{agy} = -0.5M_y = 5.23 \text{KN.m}$

Droite : $M_{ady} = -0.5M_y = 5.23 \text{KN.m}$

IV.4.3.2 ELS

$$Q_s = G + Q = 7.99 \text{KN/m}^2$$

$$M_x = \mu_x * q_s * l_x^2$$

$$M_x = 17.42 \text{KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

$$M_y = 10.77 \text{KN.m}$$

IV.4.3.2.1 Suivant le sens x

- **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.75 M_x$$

$$M_{tx} = 13.06$$

- **Moment en appuis :**

$$M_{ax} = -0.5 M_x$$

$$M_{ax} = -8.71 \text{KN.m}$$

- **Moment en appuis intermédiaires :**

Gauche : $M_{agx} = -0.5 M_x = -8.71 \text{KN.m}$

Droite : $M_{adx} = -0.5 M_x = -8.71 \text{KN.m}$

IV.4.3.2.2 Suivant le sens y

- **Moment en travée :**

$$M_{ty} = 0.85 M_y$$

$$M_{ty} = 9.15 \text{KN.m}$$

- **Moment en appuis :**

$$M_{ay} = -0.5 M_y$$

$$M_{ay} = -5.38 \text{KN.m}$$

- **Moment en appuis intermédiaires :**

Gauche : $M_{agy} = -0.5 M_y = -5.38 \text{KN.m}$

Droite : $M_{ady} = -0.3 M_y = -3.23 \text{KN.m}$

IV.4.4 Pour le plancher RDC :

$$G=6.49\text{KN/m}^2$$

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

IV.4.4.1 ELU

$$Q_u=1.35G+1.5Q$$

$$Q_u=16.26\text{KN/m}^2$$

$$M_x=\mu_x * q_u * l_x^2$$

$$M_x=32.35\text{KN.m}$$

$$M_y=\mu_y M_x$$

$$M_y=15.46\text{KN.m}$$

IV.4.4.1.1 Suivant le sens x

- **Moment en travée :**

$$M_{tx}=0.75M_x$$

$$M_{tx}=24.26\text{KN.m}$$

- **Moment en appuis :**

$$M_{ax}=-0.5M_x$$

$$M_{ax}=-16.17\text{KN.m}$$

- **Moment en appuis intermédiaires :**

$$\text{Gauche : } M_{agx}=-0.5M_x=-16.17\text{KN.m}$$

$$\text{Droite : } M_{adx}=-0.5M_x=-16.17\text{KN.m}$$

IV.4.4.1.2 Suivant le sens y :

- **Moment en travée :**

$$M_{ty}=0.85M_y$$

$$M_{ty}=13.14\text{KN.m}$$

- **Moment en appuis :**

$$M_{ay}=-0.5M_y$$

$$M_{ay}=7.73\text{KN.m}$$

- **Moment en appuis intermédiaires :**

$$\text{Gauche : } M_{agy}=-0.5M_y=-7.73\text{KN.m}$$

$$\text{Droite : } M_{ady}=-0.3M_y=-4.63\text{KN.m}$$

IV.4.4.2 ELS

$$Q_s = 11.49 \text{ KN/m}^2$$

$$M_x = \mu_x * q_s * l_x^2$$

$$M_x = 25.05 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

$$M_y = 15.50 \text{ KN.m}$$

IV.4.4.2.1 Suivant le sens x :

- **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.75 M_x$$

$$M_{tx} = 18.78 \text{ KN.m}$$

- **Moment en appuis :**

$$M_{ax} = 0.5 M_x$$

$$M_{ax} = 12.52 \text{ KN.m}$$

- **Moment en appuis intermédiaires :**

$$\text{Gauche : } M_{agx} = -0.5 M_x = -12.52 \text{ KN.m}$$

$$\text{Droite : } M_{adx} = -0.5 M_x = -12.52 \text{ KN.m}$$

IV.4.4.2.2 Suivant le sens y

- **Moment en travée :**

$$M_{ty} = 0.85 M_y$$

$$M_{ty} = 13.14 \text{ KN.m}$$

- **Moment en appuis :**

$$M_{ay} = 0.5 M_y$$

$$M_{ay} = 7.73 \text{ KN.m}$$

- **Moment en appuis intermédiaires :**

$$\text{Gauche : } M_{agy} = -0.5 M_y = -7.73 \text{ KN.m}$$

$$\text{Droite : } M_{ady} = -0.3 M_y = -4.63 \text{ KN.m}$$

M(kN.m)	Panneau 1	Panneau 2	Panneau 3	Panneau 4	Panneau 5	Panneau 6	Panneau 7	Panneau 8	Panneau 9	Panneau 10
M_x^u	37.98	36.51	33.69	37.98	36.6	18.82	8.3	4.1	18.82	36.6
M_x^{ser}	29.55	28.63	26.74	29.55	28.11	15.6	6.03	3.24	15.6	28.11
M_y^u	18.15	18.63	19.49	18.15	14.25	15.52	2.07	2.23	15.52	14.25
M_y^{ser}	18.28	18.45	18.65	18.28	15.37	13.72	1.05	2.17	13.72	15.37
M_{tx}^u	28.48	27.38	25.26	28.48	27.45	14.11	6.22	3.48	14.11	27.45
M_{tx}^{ser}	22.16	21.47	20.05	22.16	21.08	11.7	4.52	2.75	11.7	21.08
M_{ty}^u	15.42	15.83	14.61	15.42	10.68	11.64	1.55	1.89	11.64	10.68
M_{ty}^{ser}	15.53	13.83	13.98	15.53	11.52	10.29	0.78	1.84	10.29	11.52
M_{agx}^u	18.99	18.25	16.84	18.99	18.3	9.41	4.15	1.23	9.41	18.3
M_{agx}^{ser}	14.77	14.31	13.37	14.77	14.05	7.8	3.01	0.97	7.8	14.05
M_{adx}^u	18.99	18.25	16.84	18.99	18.3	9.41	4.15	2.05	9.41	18.3
M_{adx}^{ser}	14.77	14.31	13.37	14.77	14.05	7.8	3.01	1.62	7.8	14.05
M_{agy}^u	9.07	9.31	9.74	9.07	7.12	7.76	1.03	0.66	7.76	7.12
M_{agy}^{ser}	9.14	9.22	9.32	9.14	7.68	6.86	3.01	0.65	6.86	7.68
M_{ady}^u	9.07	9.31	9.74	9.07	7.12	7.76	1.03	1.11	7.76	7.12
M_{ady}^{ser}	9.14	9.22	9.32	9.14	7.68	6.86	3.01	1.08	6.86	7.68
M_{ax}^u	18.99	18.25	16.84	18.99	18.3	9.41	4.14	1.23	9.41	18.3
M_{ax}^{ser}	14.77	14.31	13.37	14.77	14.05	7.8	3.01	0.97	7.8	14.05
M_{ay}^u	9.07	9.31	9.74	9.07	7.12	7.76	1.03	0.66	7.76	7.12
M_{ay}^{ser}	9.14	9.22	9.32	9.14	7.68	6.86	0.52	0.65	6.86	7.68
M_{arx}	18.99	18.25	16.84	18.99	18.3	9.41	4.15	2.05	9.41	18.3
M_{ary}	9.07	9.31	9.74	9.07	7.12	7.76	1.03	1.11	7.76	7.12

Tableau IV.1 : Tableau des moments fléchissant des différents panneaux dalles constituant le plancher terrasse.

M(kN.m)	Panneau 1	Panneau 2	Panneau 3	Panneau 4	Panneau 5	Panneau 6	Panneau 7	Panneau 8	Panneau 9	Panneau 10
M_x^u	21.9	21.06	19.43	21.9	21.11	10.85	2.36	4.79	10.85	21.11
M_x^{ser}	17.42	16.83	15.72	17.42	16.52	9.17	1.9	3.54	9.17	16.52
M_y^u	10.46	10.75	11.24	10.46	8.22	8.95	1.28	1.19	8.95	8.22
M_y^{ser}	10.74	10.85	10.96	10.74	9.03	8.06	1.27	1.03	8.06	9.03
$M_t^u_x$	16.42	15.79	14.57	16.42	17.94	9.22	2	3.59	9.22	17.94
$M_t^{ser}_x$	13.06	12.62	11.79	13.06	14.04	7.79	1.61	2.65	7.79	14.04
$M_t^u_y$	8.89	8.06	8.43	8.89	6.98	7.6	1.08	0.89	7.6	6.98
$M_t^{ser}_y$	9.12	8.13	8.22	9.12	7.67	6.85	1.07	0.77	6.85	7.67
$M_g^u_x$	10.95	10.53	9.71	10.95	6.33	3.25	0.7	2.39	3.25	6.33
$M_g^{ser}_x$	8.71	8.41	7.86	8.71	4.95	2.75	0.57	1.77	2.75	4.95
$M_d^u_x$	10.95	10.53	9.71	10.95	10.55	5.42	1.86	2.39	5.42	10.55
$M_d^{ser}_x$	8.71	8.41	7.86	8.71	8.26	4.58	0.95	1.77	4.58	8.26
$M_g^u_y$	3.13	5.37	5.62	3.13	2.46	2.68	0.38	0.59	2.68	2.46
$M_g^{ser}_y$	3.22	5.42	5.48	3.22	2.7	2.41	0.38	0.51	2.41	2.7
$M_d^u_y$	5.23	5.37	5.62	5.23	4.11	4.47	0.64	0.59	4.47	4.11
$M_d^{ser}_y$	5.37	5.42	7.86	5.37	4.51	4.03	0.63	0.51	4.03	4.51
$M_a^u_x$	10.95	10.53	9.71	10.95	10.55	5.42	1.18	2.39	5.42	10.55
$M_a^{ser}_x$	8.71	8.41	7.86	8.71	8.26	4.58	0.95	1.77	4.58	8.26
$M_a^u_y$	5.23	5.37	5.62	5.23	4.11	4.47	0.64	0.59	4.47	4.11
$M_a^{ser}_y$	5.37	5.42	5.48	5.37	4.51	4.03	0.63	0.51	4.03	4.51
M_{rx}	10.95	10.53	9.71	10.95	6.33	3.25	0.7	2.39	3.25	6.33
M_{ry}	5.23	5.37	5.62	5.23	2.46	2.68	0.38	0.59	2.68	2.46

Tableau IV.2 : des moments fléchissant des différents panneaux dalles constituant le plancher étage courant.

M(kN.m)	Panneau 1	Panneau 2	Panneau 3	Panneau 4	Panneau 5	Panneau 6	Panneau 7	Panneau 8	Panneau 9	Panneau 10
M_x^u	32.35	31.1	28.69	32.35	31.17	16.03	3.49	7.07	16.03	31.17
M_x^{ser}	25.05	24.2	22.61	25.05	23.76	13.19	2.74	5.1	13.19	23.76
M_y^u	15.46	15.87	16.6	15.46	12.14	13.22	1.89	1.76	13.22	12.14
M_y^{ser}	15.45	15.6	15.77	15.45	12.99	11.6	1.83	1.49	11.6	12.99
$M_t^u_x$	24.26	23.32	21.51	24.26	26.49	13.62	2.96	5.3	13.62	26.49
$M_t^{ser}_x$	18.78	18.15	16.95	18.78	20.19	11.21	2.32	3.82	11.21	20.19
$M_t^u_y$	13.14	11.9	12.45	13.14	10.31	11.23	1.6	1.32	11.23	10.31
$M_t^{ser}_y$	13.13	11.7	11.82	13.13	11.04	9.86	1.55	1.11	9.86	11.04
$M_g^u_x$	16.17	15.55	14.34	16.17	9.35	4.8	1.04	3.53	4.8	9.35
$M_g^{ser}_x$	12.52	12.1	11.3	12.52	7.12	3.95	0.82	2.55	3.95	7.12
$M_d^u_x$	16.17	15.55	14.34	16.17	15.58	8.01	1.74	3.53	8.01	15.58
$M_d^{ser}_x$	12.52	12.1	11.3	12.52	11.88	6.59	1.37	2.55	6.59	11.88
$M_g^u_y$	4.63	7.93	8.3	4.63	3.64	3.96	0.56	0.88	3.96	3.64
$M_g^{ser}_y$	4.63	7.8	7.88	4.63	3.89	3.48	0.54	0.74	3.48	3.89
$M_d^u_y$	7.73	7.93	8.3	7.73	6.07	6.61	0.94	0.88	6.61	6.07
$M_d^{ser}_y$	7.73	7.8	7.88	7.73	6.49	5.8	0.91	0.74	5.8	6.49
$M_a^u_x$	16.17	15.55	14.34	16.17	9.35	4.8	1.74	3.53	4.8	9.35
$M_a^{ser}_x$	12.52	12.1	11.3	12.52	7.12	3.95	1.37	2.55	3.95	7.12
$M_a^u_y$	7.73	7.93	8.3	7.73	3.64	6.61	0.94	0.88	6.61	3.64
$M_a^{ser}_y$	7.72	12.1	7.88	7.72	3.89	5.8	0.91	0.74	5.8	3.89
M_{rx}	16.17	15.55	14.34	16.17	15.58	8.01	1.04	3.53	8.01	15.58
M_{ry}	7.73	7.93	8.3	7.73	6.49	6.61	0.56	0.88	6.61	6.49

Tableau IV.3 : des moments fléchissant des différents panneaux dalles constituant le plancher RDC.

IV.5 Détermination des armatures :

IV.5.1 Plancher terrasse :

IV.5.1.1 Le sens X

Pour le calcul, on considère une section (b x h) cm² soumise à la flexion simple.

h : est l'épaisseur de la section 22 cm.

b : est la largeur de la section = 100 cm.

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 22 = 19,8 \text{ cm}$$

$$c = \frac{h}{10} = \frac{22}{10} = 2,2 \text{ cm}$$

a) En travée

- **ELU :**

$$M_{tx} = 28,48 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_{bc}} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{28,48 \times 10^3}{100 \times 19,8^2 \times 14,2} = 0,051 < \mu_L = 0,392 \quad \Rightarrow A'_u = 0$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,051}) = 0,065$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,065 = 0,974$$

$$A_{xu}^t = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{28,48 \times 10^3}{0,974 \times 19,8 \times 348}$$

$$A_{xu}^t = 4,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 19,8 \times \frac{2,1}{400} = 2,39 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_x^t ; A_{\min}) = 4,24 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_x^t = 4T12/\text{ml} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$.

○ **Calcul des espacements :**

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

$$S_t = \min(66 ; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

• **ELS :**

○ **Vérification de la contrainte maximale du béton comprimé (σ_b) :**

Comme la fissuration est peu nuisible, il suffira de vérifier seulement la contrainte dans le

béton : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

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

○ **Position de l'axe neutre**

○ **Moment statique au niveau de l'axe neutre :**

$$D = \frac{15 \cdot Au}{b} = 0.678$$

$$I = \frac{b \times y_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$$

$$I = \frac{100 \times y_1^2}{2} - 15 \times 4,52(19,8 - y_1) = 0$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 10.98 \text{ cm}$$

$$E = 2 \cdot d \cdot D = 135.6$$

○ **Moment d'inertie au niveau de l'axe neutre :**

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 10.98^3}{3} + 15 \times 4.52(19,8 - 10.98)^2$$

$$I = 49399.43 \text{ cm}^4$$

$$k_1 = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{22.16}{49399.43}$$

$$k_1 = 0.449$$

$$\sigma_{bc} = k_1 \times y_1 = 4.93 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Donc : L'armature calculée à L'ELU convient.

b) En appuis :

• **ELU :**

$$M_{ax} = -18,99 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_{bc}} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{18,99 \times 10^3}{100 \times 19,8^2 \times 14,2} = 0,034 < \mu_L = 0,392 \quad \Rightarrow A'_u = 0$$

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

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

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,043 = 0,9828$$

$$A_{xu}^a = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{18,99 \times 10^3}{0,9828 \times 19,8 \times 348}$$

$$A_{xu}^a = 2,80 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_x^t = 3T12/\text{ml} = 3,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$.

• **ELS :**

Comme la fissuration est peu nuisible, il suffira de vérifier seulement la contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

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

○ **Position de l'axe neutre :**

○ **Moment statique au niveau de l'axe neutre :**

$$I = \frac{b \times y_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$$

$$I = \frac{100 \times y_1^2}{2} - 15 \times 2,80(19,8 - y_1) = 0$$

$$D = \frac{15 \times A_u}{b} = 0,42$$

$$I = \frac{b \times y_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$$

$$I = \frac{100 \times y_1^2}{2} - 15 \times 4,52(19,8 - y_1) = 0$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 8,75 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 84$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 8.75^3}{3} + 15 \times 2.80(19.8 - 8.75)^2$$

$$I = 27459.03.03 \text{ cm}^4$$

$$k_1 = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{14.77}{27459.03} \rightarrow k_1 = 0.537$$

$$\sigma_{bc} = k_1 \times y_1 = 4.69 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

Donc : L'armature calculée à L'ELU convient.

IV.5.1.2 Le sens Y

a) En travée :

- ELU :

$$M_{tx} = 15,83 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_{bc}} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{15.83 \times 10^3}{100 \times 19.8^2 \times 14.2} = 0,028 < \mu_L = 0,392 \quad \Rightarrow A'_u = 0$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,028}) = 0,065$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,028 = 0,988$$

$$A_{xu}^t = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{15,83 \times 10^3}{0,988 \times 19,8 \times 348}$$

$$A_{yu}^t = 2.32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{ij}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 19,8 \times \frac{2,1}{400} = 2,39 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_y^t ; A_{min}) = 2,39 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_y^t = 3T12/\text{ml} = 3,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement : $S_t = 15 \text{ cm}$.

- Calcul des espacements :

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

$$S_t = \min(66 ; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

- ELS :

- Vérification de la contrainte maximale du béton comprimé σ_b

Comme la fissuration est peu nuisible, il suffira de vérifier seulement la contrainte dans le

béton : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

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

- Position de l'axe neutre :

- Moment statique au niveau de l'axe neutre :

$$D = \frac{15 \cdot Au}{b} = 0.358$$

$$I = \frac{b \times y_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$$

$$I = \frac{100 \times y_1^2}{2} - 15 \times 2.39(19.8 - y_1) = 0$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 8.11 \text{ cm}$$

$$E = 2 \cdot d \cdot D = 71.6$$

- Moment d'inertie au niveau de l'axe neutre :

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 8.11^3}{3} + 15 \times 2.39(19.8 - 8.11)^2$$

$$I = 22679.51 \text{ cm}^4$$

$$k_1 = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{15.53}{22679.51}$$

$$k_1 = 0.684$$

$$\sigma_{bc} = k_1 \times y_1 = 5.54 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Donc : L'armature calculée à L'ELU convient.

b) En appuis :

• **ELU :**

$$M_{ax} = 9.74 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_{bc}} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{9.74 \times 10^3}{100 \times 19,8^2 \times 14.2} = 0,017 < \mu_L = 0,392 \quad \Rightarrow A'_u = 0$$

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

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

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

$$A_{xu}^a = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9.74 \times 10^3}{0,991 \times 19,8 \times 348}$$

$$A_{xu}^a = 1.42 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **ELS :**

Comme la fissuration est peu nuisible, il suffira de vérifier seulement la contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

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

○ **Position de l'axe neutre :**

○ **Moment statique au niveau de l'axe neutre :**

$$I = \frac{b \times y_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$$

$$I = \frac{100 \times y_1^2}{2} - 15 \times 1.42(19.8 - y_1) = 0$$

$$D = \frac{15 \times A_u}{b} = 0.213$$

$$I = \frac{b \times y_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$$

$$I = \frac{100 \times y_1^2}{2} - 15 \times 1.42(19.8 - y_1) = 0$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 6.31 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 42.6$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 6.31^3}{3} + 15 \times 1.42(19.8 - 6.31)^2$$

$$I = 12250.82 \text{ cm}^4$$

$$k_1 = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{19.22}{12250.82}$$

$$k_1 = 1.56$$

$$\sigma_{bc} = k_1 \times y_1 = 9.84 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Donc : L'armature calculée à L'ELU convient.

On opte donc :

- En travée

$$A_x^t = 5T12/ml = 4.52 \text{ cm}^2/ml$$

$$A_y^t = 5T12/ml = 4.52 \text{ cm}^2/ml$$

- En appui :

$$A_x^a = 5T12/ml = 4.52 \text{ cm}^2/ml$$

$$A_y^a = 5T12/ml = 4.52 \text{ cm}^2/ml$$

IV.5.1.3 Vérification de l'effort tranchant

$$\begin{cases} V_{ux} = \frac{q_u L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} \\ V_{uy} = q_u \times \frac{L_x}{3} \leq V_{ux} \end{cases}$$

Avec :

$$q_u = 19,09 \text{ kN/m}$$

$$L_x = 5,55 \text{ m}$$

$$\rho = 0,73$$

$$V_{ux} = \frac{19.09 \times 5,55}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,73}{2}} = 30.80 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = 19.09 \times \frac{5,55}{3} = 35.31 \leq V_{ux}$$

$$\tau_u = \frac{V_{ux}}{b_0 \times d} = \frac{3080}{100 \times 19.8 \times 100} = 0,01 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = 0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ MPa}$$

Avec :

τ_u : Contrainte tangentielle.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte tangentielle admissible.

On a : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u \rightarrow$ les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IV.5.1.4 La vérification de la flèche :

Il est indispensable de vérifier la flèche si la condition ci-dessous est satisfaite :

$$\frac{h}{L} \geq \max \left\{ \frac{3}{80}; \frac{1}{20}; \frac{M_{tx}}{M_{0X}} \right\}$$

$$\frac{22}{555} = 0,039 \geq \max \left\{ \frac{3}{80}; \frac{1}{20}; \frac{28,48}{37,98} \right\} = \max \{0,038; 0,05; 0,64\} = 0,64 \dots \text{CNV}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,52}{100 \times 19,8} = 0,0028 \leq 2 \times \frac{1}{400} = 0,005 \dots \dots \dots (\text{C.V})$$

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée on doit passer par la vérification de la flèche.

IV.5.2 Plancher étage courant :

IV.5.2.1 Suivant le sens x

a) En travée :

- ELU :

$$M_{tx} = 17,94 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_{bc}} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{17,94 \times 10^3}{100 \times 19,8^2 \times 14,2} = 0,032 < \mu_L = 0,392 \quad \Rightarrow A'_u = 0$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,032}) = 0,040$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,040 = 0,984$$

$$A_{xu}^t = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{17,94 \times 10^3}{0,984 \times 19,8 \times 348}$$

$$A_{xu}^t = 2,64 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

○ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 19,8 \times \frac{2,1}{400} = 2,39 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_x^t ; A_{\min}) = 2.64 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_x^t = 4T12/ml = 3.14 \text{ cm}^2/ml$ avec un espacement : $S_t = 15 \text{ cm}$.

○ **Calcul des espacements :**

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

$$S_t = \min(66 ; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **ELS :**

○ **Vérification de la contrainte maximale du béton comprimé $\sigma(b)$:**

Comme la fissuration est peu nuisible, il suffira de vérifier seulement la contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

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

○ **Position de l'axe neutre :**

○ **Moment statique au niveau de l'axe neutre :**

$$D = \frac{15 \cdot A_u}{b} = 0,471$$

$$I = \frac{b \times y_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$$

$$I = \frac{100 \times y_1^2}{2} - 15 \times 3.14(19.8 - y_1) = 0$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 9.24$$

$$E = 2 \cdot d \cdot D = 94.2$$

○ **Moment d'inertie au niveau de l'axe neutre :**

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 9.24^3}{3} + 15 \times 3.14(19,8 - 9.24)^2$$

$$I = 31548.59 \text{ cm}^4$$

$$k_1 = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{14.04}{31548.59}$$

$$k_1 = 0.045$$

$$\sigma_{bc} = k_1 \times y_1 = 0.416 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Donc : L'armature calculée à L'ELU convient.

b) En appuis :

• **ELU :**

$$M_{ax} = -10,95 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_{bc}} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{10.95 \times 10^3}{100 \times 19,8^2 \times 14.2} = 0,019 < \mu_L = 0,392 \quad \Rightarrow A'_u = 0$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,019}) = 0,023$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,023 = 0.990$$

$$A_{xu}^a = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10.95 \times 10^3}{0,990 \times 19,8 \times 348}$$

$$A_{xu}^a = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **ELS :**

Comme la fissuration est peu nuisible, il suffira de vérifier seulement la contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

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

○ **Position de l'axe neutre :**

○ **Moment statique au niveau de l'axe neutre :**

$$I = \frac{b \times y_1^3}{2} - 15A(d - y_1) = 0$$

$$I = \frac{100 \times y_1^3}{2} - 15 \times 2.01(19.8 - y_1) = 0$$

$$D = \frac{15 \times A u}{b} = 0.301$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{2} - 15A(d - y_1) = 0$$

$$I = \frac{100 \times y_1^3}{2} - 15 \times 2.01(19.8 - y_1) = 0$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 3.16 \text{ cm}$$

$$E = 2 \cdot d \cdot D = 11.91$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 3.16^3}{3} + 15 \times 2.01(19.8 - 3.16)^2$$

$$I = 9400.03 \text{ cm}^4$$

$$k_1 = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{8.71}{9400.03}$$

$$k_1 = 0.0926$$

$$\sigma_{bc} = k_1 \times y_1 = 0.292 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Donc : L'armature calculée à L'ELU convient.

IV.5.2.2 Suivant le sens Y

a) En travée :

• ELU :

$$M_{ty} = 8.89 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_{bc}} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{8.89 \times 10^3}{100 \times 19.8^2 \times 14.2} = 0,316 < \mu_L = 0,392 \quad \Rightarrow A'_u = 0$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,316}) = 0,491$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,491 = 0,8036$$

$$A_{xu}^t = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8.89 \times 10^3}{0,8036 \times 19,8 \times 348}$$

$$A_{yu}^t = 1.60 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

○ Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 19,8 \times \frac{2,1}{400} = 2,39 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_y^t ; A_{min}) = 2,39 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_y^t = 5T10/\text{ml} = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement : $S_t = 15 \text{ cm}$.

- Calcul des espacements :

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

$$S_t = \min(66 ; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- ELS :

- Vérification de la contrainte maximale du béton comprimé σ_b :

Comme la fissuration est peu nuisible, il suffira de vérifier seulement la contrainte dans le

béton : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

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

- Position de l'axe neutre

- Moment statique au niveau de l'axe neutre :

$$D = \frac{15 \cdot Au}{b} = 0,589$$

$$I = \frac{b \times y_1^2}{2} + 15A(d - y_1)$$

$$I = \frac{100 \times y_1^2}{2} + 15 \times 3,93(19,8 - y_1)$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 10,28 \text{ cm}$$

$$E = 2 \cdot d \cdot D = 117,8$$

- Moment d'inertie au niveau de l'axe neutre :

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 10,28^3}{3} + 15 \times 3,93(19,8 - 10,28)^2$$

$$I = 5685,32 \text{ cm}^4$$

$$k_1 = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{9,12}{5685,32}$$

$$k_1 = 0,160$$

$$\sigma_{bc} = k_1 \times y_1 = 1,64 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Donc : L'armature calculée à L'ELU convient.

b) En appuis

- ELU :

$$M_{ay} = 5,62 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_{bc}} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{5.62 \times 10^3}{100 \times 19.8^2 \times 14.2} = 0,010 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A'_u = 0$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,010}) = 0,012$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,012 = 0,995$$

$$A_{xu}^a = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5.62 \times 10^3}{0,995 \times 19,8 \times 348}$$

$$A_{xu}^a = \mathbf{0.81 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

• **ELS :**

Comme la fissuration est peu nuisible, il suffira de vérifier seulement la contrainte dans le

béton : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

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

○ **Position de l'axe neutre :**

○ **Moment statique au niveau de l'axe neutre :**

$$I = \frac{b \times y_1^3}{2} + 15A(d - y_1)$$

$$I = \frac{100 \times y_1^3}{2} + 15 \times 0.81(19.8 - y_1)$$

$$D = \frac{15 \times A \times u}{b} = 0.121$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{2} + 15A(d - y_1)$$

$$I = \frac{100 \times y_1^3}{2} + 15 \times 0.81(19.8 - y_1)$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 4.79 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 24.2$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 4.79^3}{3} + 15 \times 0.81(19.8 - 4.79)^2$$

$$I = \mathbf{6400.8 \text{ cm}^4}$$

$$k_1 = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{5.48}{6400.8}$$

$$k_1 = \mathbf{0.0856}$$

$$\sigma_{bc} = k_1 \times y_1 = 0.41 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Donc : L'armature calculée à L'ELU convient.

IV.5.2.3 Armatures :

a) En travée

$$A_x^t = 5T12/ml = 4.52 \text{ cm}^2/ml$$

$$A_y^t = 5T12/ml = 4.52 \text{ cm}^2/ml$$

b) En appui :

$$A_x^a = 5T12/ml = 4.52 \text{ cm}^2/ml$$

$$A_y^a = 5T12/ml = 4.52 \text{ cm}^2/ml$$

IV.5.2.4 Vérification de l'effort tranchant :

$$\begin{cases} V_{ux} = \frac{q_u L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} \\ V_{uy} = q_u \times \frac{L_x}{3} \leq V_{ux} \end{cases}$$

Avec :

$$q_u = 11.01 \text{ kN/m}$$

$$L_x = 5.55 \text{ m}$$

$$\rho = 0.73$$

$$V_{ux} = \frac{11.01 \times 5.55}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.73}{2}} = 22.38 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = 11.01 \times \frac{5.55}{3} = 20.36 \leq V_{ux}$$

$$\tau_u = \frac{V_{ux}}{b_0 \times d} = \frac{22.38}{100 \times 19.8 \times 100} = 0.0113 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = 0.07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa}$$

Avec :

τ_u : Contrainte tangentielle.

$\overline{\tau}_u$: Contrainte tangentielle admissible.

On a : $\tau_u \leq \overline{\tau}_u \rightarrow$ les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IV.5.2.5 La vérification de la flèche :

Il est indispensable de vérifier la flèche si la condition ci-dessous est satisfaite :

$$\frac{h}{L} \geq \max \left\{ \frac{3}{80}; \frac{1}{20}; \frac{M_{tx}}{M_{0x}} \right\}$$

$$\frac{22}{555} = 0,039 \geq \max \left\{ \frac{3}{80}; \frac{1}{20}; \frac{17,94}{21,90} \right\} = \max \{0,038; 0,05; 0,81\} = 0,81 \dots \text{CNV}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,93}{100 \times 19,8} = 0,00198 \leq 2 \times \frac{1}{400} = 0,005 \dots \dots \dots (\text{C.V})$$

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée on doit passer par la vérification de la flèche.

IV.5.3 Plancher RDC

IV.5.3.1 Suivant le sens x

a) En travée :

- ELU :

$$M_{tx} = 26,49 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_{bc}} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{26,49 \times 10^3}{100 \times 19,8^2 \times 14,2} = 0,047 < \mu_L = 0,392 \quad \Rightarrow A'_u = 0$$

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

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

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

$$A_{xu}^t = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{26,49 \times 10^3}{0,976 \times 19,8 \times 348}$$

$$A_{xu}^t = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 19,8 \times \frac{2,1}{400} = 2,39 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_x^t; A_{min}) = 3,93 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_x^t = 4T12/\text{ml} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$.

- Calcul des espacements :

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

$$S_t = \min(66 ; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- ELS :

- Vérification de la contrainte maximale du béton comprimé σ_b :

Comme la fissuration est peu nuisible, il suffira de vérifier seulement la contrainte dans le

béton : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

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

- Position de l'axe neutre

- Moment statique au niveau de l'axe neutre :

$$D = \frac{15 \cdot Au}{b} = 0,678$$

$$I = \frac{b \times y_1^2}{2} + 15A(d - y_1)$$

$$I = \frac{100 \times y_1^2}{2} + 15 \times 4,52(19,8 - y_1)$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 10,98$$

$$E = 2 \cdot d \cdot D = 135,6$$

- Moment d'inertie au niveau de l'axe neutre :

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 10,98^3}{3} + 15 \times 4,52(19,8 - 10,98)^2$$

$$I = 49399,43 \text{ cm}^4$$

$$k_1 = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{20,19}{49399,43}$$

$$k_1 = 0,4087$$

$$\sigma_{bc} = k_1 \times y_1 = 4,48 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Donc : L'armature calculée à L'ELU convient.

b) En appuis :

• **ELU :**

$$M_{ax} = -16.17 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_{bc}} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{16.17 \times 10^3}{100 \times 19,8^2 \times 14.2} = 0,029 < \mu_L = 0,392 \quad \Rightarrow A'_u = 0$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,029}) = 0,036$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,036 = 0.985$$

$$A_{xu}^a = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{16.17 \times 10^3}{0,985 \times 19,8 \times 348}$$

$$A_{xu}^a = 2.38 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **ELS :**

Comme la fissuration est peu nuisible, il suffira de vérifier seulement la contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

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

○ **Position de l'axe neutre**

○ **Moment statique au niveau de l'axe neutre :**

$$I = \frac{b \times y_1^3}{2} + 15A(d - y_1)$$

$$I = \frac{100 \times y_1^3}{2} + 15 \times 3.93(19.8 - y_1)$$

$$D = \frac{15 \times A_u}{b} = 0.589$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{2} + 15A(d - y_1)$$

$$I = \frac{100 \times y_1^3}{2} + 15 \times 3.93(19.8 - y_1)$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 4.27 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 23.32$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 3.93^3}{3} + 15 \times 3.93(19.8 - 4.27)^2$$

$$I = 16240.89 \text{ cm}^4$$

$$k_1 = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{12.52}{16240.89} \rightarrow k_1 = 0.7708$$

$$\sigma_{bc} = k_1 \times y_1 = 3.29 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Donc : L'armature calculée à L'ELU convient.

IV.5.3.2 Suivant le sens Y

a) En travée :

- ELU :

$$M_{ty} = 13.14 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_{bc}} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{13.14 \times 10^3}{100 \times 19.8^2 \times 14.2} = 0,023 < \mu_L = 0,392 \quad \Rightarrow A'_u = 0$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,023}) = 0,029$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,029 = 0,988$$

$$A_{xu}^t = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{13.14 \times 10^3}{0,988 \times 19,8 \times 348}$$

$$A_{yu}^t = 1.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 19,8 \times \frac{2,1}{400} = 2,39 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_y^t ; A_{min}) = 2,39 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_y^t = 5T10/\text{ml} = 2.39 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement : $S_t = 15 \text{ cm}$.

- **Calcul des espacements :**

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

$$S_t = \min(66 ; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **ELS :**

- **Vérification de la contrainte maximale du béton comprimé σ_b :**

Comme la fissuration est peu nuisible, il suffira de vérifier seulement la contrainte dans le

béton : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

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

- **Position de l'axe neutre**

- **Moment statique au niveau de l'axe neutre :**

$$D = \frac{15 \cdot Au}{b} = 0.358$$

$$I = \frac{b \times y_1^2}{2} + 15A(d - y_1)$$

$$I = \frac{100 \times y_1^2}{2} + 15 \times 2.39(19.8 - y_1)$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 3.42 \text{ cm}$$

$$E = 2 \cdot d \cdot D = 14.17$$

- **Moment d'inertie au niveau de l'axe neutre :**

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 3.42^3}{3} + 15 \times 2.39(19.8 - 3.42)^2$$

$$I = 10952.10 \text{ cm}^4$$

$$k_1 = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{13.13}{5685.32}$$

$$k_1 = 2.30$$

$$\sigma_{bc} = k_1 \times y_1 = 7.86 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

Donc : L'armature calculée à L'ELU convient.

- b) **En appuis :**

- **ELU :**

$$M_{ay} = 7.73 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_{bc}} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{7,73 \times 10^3}{100 \times 19,8^2 \times 14,2} = 0,013 < \mu_L = 0,392 \quad \Rightarrow A'_u = 0$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,013}) = 0,016$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,013 = 0,994$$

$$A_{xu}^a = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7,73 \times 10^3}{0,994 \times 19,8 \times 348}$$

$$A_{xu}^a = 1,12 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **ELS :**

Comme la fissuration est peu nuisible, il suffira de vérifier seulement la contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

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

○ **Position de l'axe neutre**

○ **Moment statique au niveau de l'axe neutre :**

$$I = \frac{b \times y_1^3}{2} - 15A(d - y_1) = 0$$

$$I = \frac{100 \times y_1^3}{2} - 15 \times 1,21(19,8 - y_1) = 0$$

$$D = \frac{15 \times A_u}{b} = 0,168$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{2} + 15A(d - y_1)$$

$$I = \frac{100 \times y_1^3}{2} + 15 \times 0,81(19,8 - y_1)$$

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

$$E = 2 \times d \times D = 6,65$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 2,41^3}{3} + 15 \times 1,12(19,8 - 2,41)^2$$

$$I = 5547,1 \text{ cm}^4$$

$$k_1 = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{7,72}{5547,1}$$

$$k_1 = 1,39$$

$$\sigma_{bc} = k_1 \times y_1 = 3.34 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Donc : L'armature calculée à L'ELU convient.

IV.5.4 Vérification de l'effort tranchant :

$$\begin{cases} V_{ux} = \frac{q_u L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} \\ V_{uy} = q_u \times \frac{L_x}{3} \leq V_{ux} \end{cases}$$

Avec :

$$q_u = 16.26 \text{ kN/m}$$

$$L_x = 5,55 \text{ m}$$

$$\rho = 0,73$$

$$V_{ux} = \frac{16.26 \times 5,55}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,73}{2}} = 33.05 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = 16.26 \times \frac{5,55}{3} = 30.01 \leq V_{ux}$$

$$\tau_u = \frac{V_{ux}}{b_0 \times d} = \frac{33.05}{100 \times 19.8 \times 100} = 0.0166 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = 0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ MPa}$$

Avec :

τ_u : Contrainte tangentielle.

$\overline{\tau}_u$: Contrainte tangentielle admissible.

On a : $\tau_u \leq \overline{\tau}_u \rightarrow$ les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IV.5.5 La vérification de la flèche :

Il est indispensable de vérifier la flèche si la condition ci-dessous est satisfaite :

$$\frac{h}{L} \geq \max \left\{ \frac{3}{80}; \frac{1}{20}; \frac{M_{tx}}{M_{0x}} \right\}$$

$$\frac{22}{555} = 0,039 \geq \max \left\{ \frac{3}{80}; \frac{1}{20}; \frac{26.49}{32.35} \right\} = \max \{ 0,038 ; 0,05 ; 0,81 \} = 0,81 \dots \text{CNV}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.93}{100 \times 19.8} = 0,00198 \leq 2 \times \frac{1}{400} = 0,005 \dots \dots \dots \text{(C.V)}$$

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée on doit passer par la vérification de flèche.

On opte donc :

a) En travée :

$$A_x^t = 5T12/ml = 4.52 \text{ cm}^2/ml$$

$$A_y^t = 5T12/ml = 4.52 \text{ cm}^2/ml$$

b) En appui :

$$A_x^a = 5T12/ml = 4.52 \text{ cm}^2/ml$$

$$A_y^a = 5T12/ml = 4.52 \text{ cm}^2/m$$

IV.6 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons étudié, calculé et ferrailé de planchers à dalles pleines (plancher terrasse, plancher étage courant et plancher RDC. Nous présentons dans le chapitre V, nous ferons l'étude, calcul et ferrailage des éléments non structuraux (acrotère, ascenseur, balcon et escalier).

CHAPITRE V

Étude des éléments non structuraux

V. ÉTUDE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

V.1 L'acrotère :

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

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

V.1.1 Calcul des sollicitations :

V.1.1.1 Charge permanente :

$$W_p = \gamma_s \times S$$

Avec γ_s : poids volumique du béton

S: Surface de l'acrotère

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

$$\rightarrow S = 0,16375 \text{ m}$$

$$W_p = 25 \cdot 0,16375 \rightarrow W_p = 4,09 \text{ KN/ml}$$

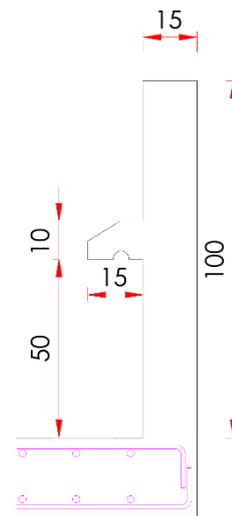
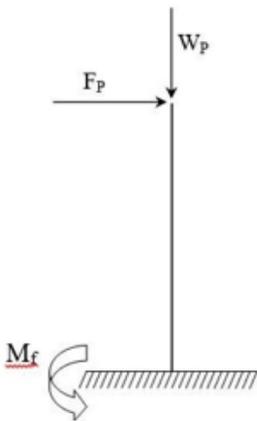


Figure 22 : dimensions de l'acrotère.

V.1.1.2 Charge d'exploitation :

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

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

Avec :

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

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

W_p : Poids propre de l'acrotère.

$$F_p = 4 \cdot 0,15 \cdot 0,80 \cdot 4,09 \rightarrow F_p = 1,96 \text{ KN/ml}$$

V.1.2 Calcul des efforts Normal et moments fléchissant :

V.1.2.1 Etat limite ultime (ELU) :

$$M_u = 1,35 M_G + 1,5 M_Q$$

$$\begin{cases} Nu = 1,35 \cdot W_p \\ Mu = 1,5 \cdot F_p \cdot h \\ Tu = 1,5 \cdot x \cdot F_p \end{cases} \rightarrow \begin{cases} Nu = 1,35 \cdot 4,09 \\ Mu = 1,35 \cdot 1,96 \cdot 1 \\ Tu = 1,5 \cdot x \cdot 1,96 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} Nu = 5,53 \text{ kN} \\ Mu = 2,94 \text{ kN.m} \\ Tu = 2,94 \text{ kN} \end{cases}$$

V.1.2.2 Etat limite service (ELS) :

$$\begin{cases} N_s = W_p \\ M_s = F_p \cdot h \\ T_s = F_p \end{cases} \rightarrow \begin{cases} N_s = 4,09 \\ M_s = 1,96 \cdot 1 \\ T_s = 1,96 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} N_s = 4,09 \text{ kN} \\ M_s = 1,96 \text{ kN.m} \\ T_s = 1,96 \text{ kN} \end{cases}$$

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

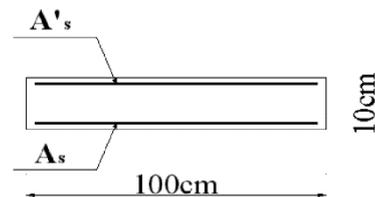
Tableau V.1 : tableau des sollicitations.

V.1.3 Détermination de la section des armatures :

Le calcul s'effectue pour une bande de 1mL en flexion composée (à l'ELU et à l'ELS) et la fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est soumis aux intempéries.

$$\begin{cases} b = 100 \text{ cm} \\ h = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} d = 0,9 \cdot h = 9 \text{ cm} \\ d' = 2 \text{ cm} \end{cases}$$



V.1.3.1 Etat limite ultime (ELU) :

a) Position du point d'application de l'effort normal (N)

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

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

$e_o > \frac{h}{2} - c \rightarrow$ l'effort normal est un effort de compression se trouvant à l'extérieur de la section.

Donc, la section est partiellement comprimée, le calcul se ramène à la flexion simple avec un moment fictif M_f calculée par rapport aux armatures tendus.

$$M_f = N' \cdot \left(e + \frac{h}{2} - c \right) = 5,53 \cdot \left(0,532 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) \rightarrow M_f = 3,108 \text{ kN.m}$$

b) Vérification de l'existence des armatures comprimées :

D'après le BAEL

$\epsilon_{bc}=3,5\%$ → ; pour la flexion composée.

$\epsilon_{bc}= 2 \%$ → ; pour la flexion simple.

$$\epsilon_{se} = \frac{f_e}{\sigma_s \cdot E}; \quad \rightarrow \quad \epsilon_{se} = \frac{400}{1,15 \cdot 200000} = 1,74 \%$$

$$; \alpha_1 = \frac{\epsilon_{bc}}{\epsilon_{bc} + \epsilon_{se}}; \quad \rightarrow \quad \alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,667$$

$$; \mu_1 = 0,8 \alpha_1 (1 - 0,4 \alpha_1); \quad \rightarrow \quad \mu_1 = 0,8 \cdot 0,667 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,667) \rightarrow \mu_1 = \mathbf{0,391}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{3018}{100 \cdot 9^2 \cdot 14,2} \rightarrow \mu = 0,027 < \mu_1 = 0,391, \text{ donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.}$$

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

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

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

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{3108}{348 \cdot 0,986} = 1,001 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} Ft_{28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28} \\ f_e = 400 \text{ MPa} \\ A_{s \text{ min}} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \end{array} \right.$$

$$Ft_{28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

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

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

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

○ **Espacements :** $e = 25 \text{ cm}$

○ **Armatures de répartition :**

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

Choix d'armatures : $A_r = \mathbf{3 T8} = \mathbf{1,51 \text{ cm}^2/\text{ml}}$ Repartie sur 100 cm de hauteur, avec un espacement : $e = \mathbf{25 \text{ cm}}$.

V.1.3.2 Etat limite service (ELS)

- **Vérification des contraintes :**

La fissuration est Fissuration préjudiciable donc on doit vérifier que :

$$\sigma_s \leq \sigma_{s \text{ adm}} (\bar{\sigma}_s)$$

$$\sigma_b \leq \sigma_{b \text{ adm}} (\bar{\sigma}_b)$$

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

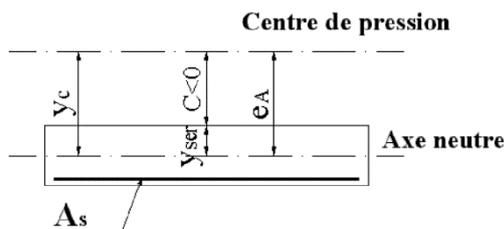
$$\rightarrow \sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right)$$

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

- **Position de l'axe neutre :**

$$e_o = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,96}{4,09} = 0,479,$$

$e_o > \frac{h}{2} - c \rightarrow$ le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, donc la section est partiellement comprimée.



a) Détermination des contraintes :

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

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

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

$$c = e + \frac{h}{2} = 0,479 + \frac{0,1}{2} = 0,53m, \text{ et puisque } N \text{ est un effort de compression donc } C = -0,53 \text{ m.}$$

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

$$y_2^3 + p \cdot y_2 + q$$

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

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

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

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

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

D'où :

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

Après itération on trouve :

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

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

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

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

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

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

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

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

- **Contrainte du béton :**

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

$$K = \frac{N_s}{S^*} \Rightarrow K = \frac{19600}{100 \times 292,45} = 0,67$$

$$K = 0,067$$

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

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

- **→ Contrainte de l'acier :**

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

On a une fissuration préjudiciable :

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

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

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

V.1.4 Vérification au cisaillement :

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

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

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

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

V.2 Balcon :

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

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

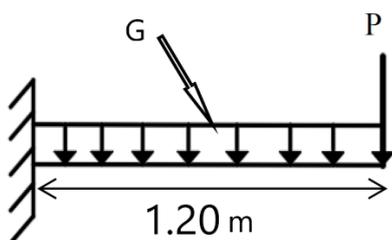


Figure 23 : schéma statique de balcon.

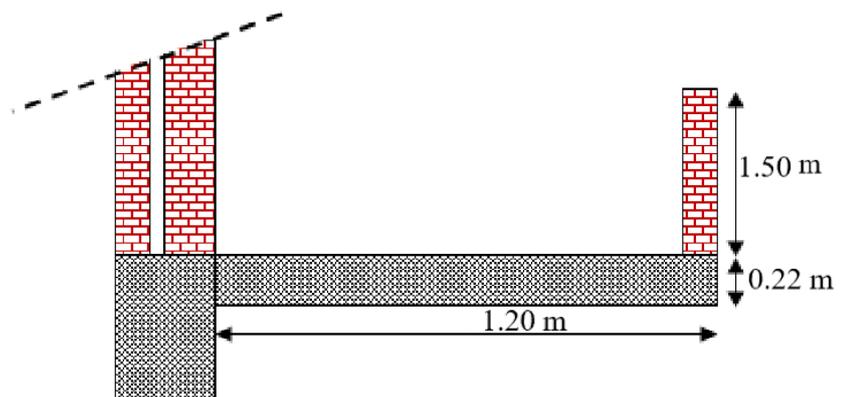


Figure 24 : coupe transversal du balcon.

Le balcon est modélisé comme une dalle encastree sur trois cotés. On adopte une épaisseur de **h=22 cm**. Le calcul se fait pour une bande de 1 ml.

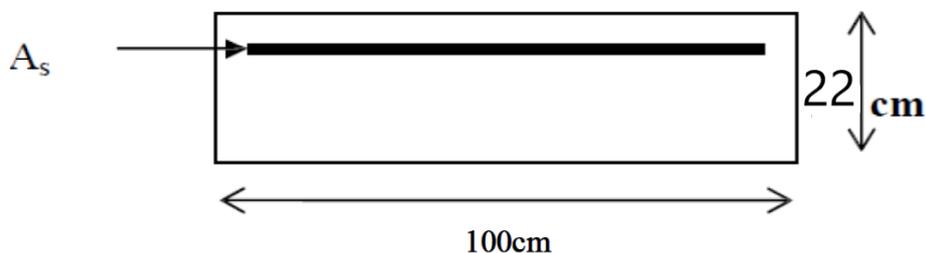


Figure 25 : Coupe transversale un mètre linéaire 1ml du balcon.

V.2.1 Détermination des charges et surcharges :

-poids propre $G=7,26 \text{ kN/m}^2 \times 1 \text{ ml} \rightarrow G=7,26 \text{ kN/ml}$

- charge d'exploitation $Q= 3,5 \text{ kN/m}^2 \times 1 \text{ ml} \rightarrow Q=3,5 \text{ kN/ml}$

-force concentre due au poids du mur P :

- Maçonnerie (brique creuse) d'épaisseur 10cm..... 0,9 kN/m²
- Enduit en ciment d'épaisseur 2cm..... 0,18x2=0,36 kN/m²

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

$$P= G_{\text{mur}} \times h_{\text{mur}} \rightarrow P=1,26 \times 1,5 \rightarrow P=1,89 \text{ kN/ml}$$

Avec :

h_{mur} - la hauteur du mur.

V.2.2 Les combinaisons des charges :

E.L.U : $q_u = 1,35G+1,5Q \rightarrow q_u = 1,35.7,26+ 1,5.3,5 \rightarrow q_u=15,05 \text{ kN/ml}$

$$P_u=1,35P \rightarrow P_u=1,35.1,89 \rightarrow P_u= 2,55 \text{ kN/ml}$$

E.L.S : $q_s= G+Q \rightarrow q_s= 7,26+3,5 \rightarrow q_s=10,76 \text{ kN/m}$

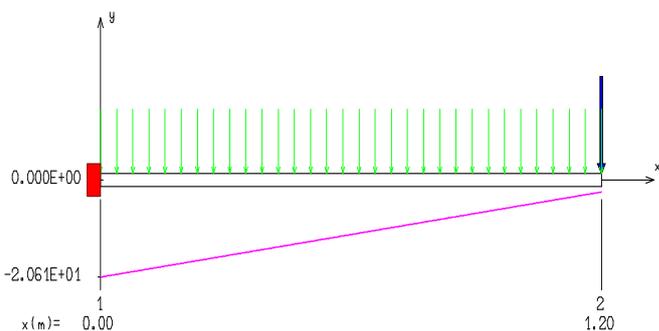
$$P_s=P \rightarrow P_s=1,89 \text{ kN/m}$$

V.2.3 Détermination des efforts et moments d'encastrement :

Section : $0 \leq x \leq 1,20 \text{ m}$

$$\text{E.L.U} : \begin{cases} Mu = \frac{qu.lx^2}{2} + pu.lx \\ Tu = pu + qu.lx \end{cases} \rightarrow \begin{cases} Mu = \frac{15,05.(1,2)^2}{2} + 2,55.1,2 \\ Tu = 2,55 + 15,05.1,2 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} Mu = 13,89 \text{ kN.m} \\ Tu = 20,61 \text{ kN} \end{cases}$$

EFFORT TRANCHANT [kN]



MOMENT FLECHISSANT [kN.m]

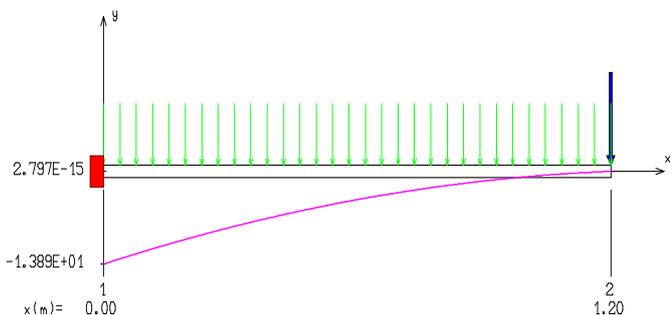


Figure 26 : Diagramme d'effort tranchant.

Figure 27 : Diagramme du moment fléchissant.

$$\text{E.L.S} : \begin{cases} Ms = \frac{qs \cdot l_x^2}{2} + ps \cdot lx \\ Ts = ps + qs \cdot lx \end{cases} \rightarrow \begin{cases} Ms = \frac{10,76 \cdot (1,2)^2}{2} + 1,89 \cdot 1,2 \\ Tu = 1,89 + 10,76 \cdot 1,2 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} Ms = 10,01 \text{ kN.m} \\ Ts = 14,80 \text{ kN} \end{cases}$$

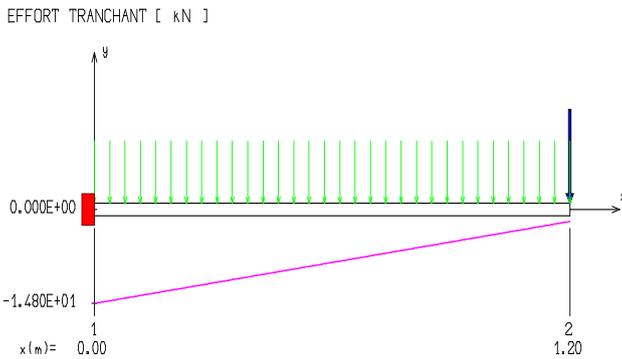


Figure 28 : Diagramme d'effort tranchant.

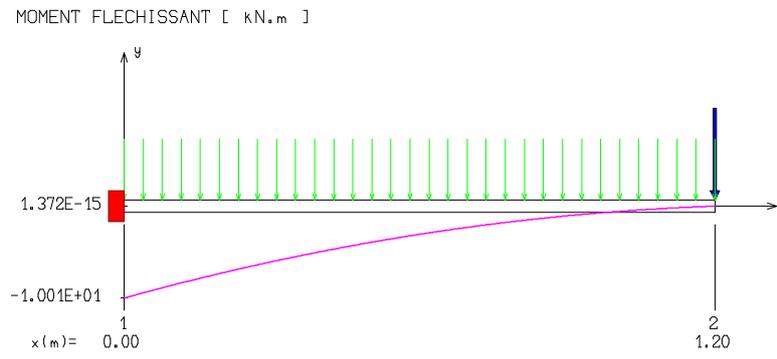


Figure 29 : Diagramme du moment fléchissant.

	M(kN.m)	T(kN)
E.L. U	13,89	20,61
E.L. S	10,01	14,80

Tableau V.2 : récapitulatif des moments et des efforts tranchants.

V.2.4 Calcul du ferrillage :

a) E.L.U :

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

$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{13890}{100 \cdot 19,8^2 \cdot 14,2} = 0,025 < 0,392$ (Acier FeE400) \rightarrow pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,025}) = 0,0316$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,0316 = 0,987$$

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

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{13890}{0,987 \cdot 19,8 \cdot 348} = 2,04 \text{ cm}^2$$

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

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

$$\begin{cases} Ft_{28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28} \\ f_e = 400 \text{ Mpa} \\ A_{s \text{ min}} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \end{cases}$$

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

$$A_{s \text{ min}} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

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

$$A_{\text{RPA}} = (0,005 \cdot 100 \cdot 22) = 11 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\text{min}} ; A_{\text{RPA}})$$

$$A = 11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : **Ast = 10T12 = 11,31 cm²/ml**

Avec l'espacement : **e = 15cm.**

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

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

- **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{11,31}{4} = 2,83 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le choix : **A_{répartition} = 6T8 = 3,02 cm²** Avec : **e = 15 cm**

b) E.L.S :

Vérification des contraintes :

M_u (kN.m)	M_s (kN.m)	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)
13,89	10,01	11,31	0

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

On doit vérifier :

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

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

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

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

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

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

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

$$\rightarrow \frac{100}{2} y^2 + 15 \cdot 11,31 (y-2) = 0$$

$$\rightarrow y = 1,41 \text{ cm}$$

Avec :

A : section d'armatures tendue

A's : section d'armatures comprimées

n : 15 coefficient d'équivalence

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

$$\rightarrow I = \frac{100}{3} \cdot 1,41^3 + 15 \cdot 11,31 \cdot (19,8 - 1,41)^2 \rightarrow I = 57467,73 \text{ cm}^4$$

Où : **As :** section d'armatures tendue

A's : section d'armatures comprimées

n : 15 coefficient d'équivalence

- **Calcul des contraintes :**

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \cdot 11,31}{100} = 1,69$$

$$E = 2 \cdot d \cdot D = 2 \cdot 19,8 \cdot 1,69 = 66,92$$

$$y = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,69 + \sqrt{1,69^2 + 66,92} = 6,66 \text{ cm}$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{1001}{57467,73} = 0,017 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_b = K \cdot y = 0,017 \cdot 6,66 = 1,32 \text{ MPa}$$

→ $\sigma_b = 1,32 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$... La contrainte de compression du béton est vérifiée.

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

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

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

→ $\sigma_s = 34,49 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$... La contrainte de traction des aciers est vérifiée,

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à l'E.L.S.

V.2.5 Vérification au cisaillement :

$$T_u = 19,80 \text{ KN}$$

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

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{2061}{1000 \cdot 198} = 0,11 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

V.2.6 Vérification de la flèche :

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

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

a) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} = \frac{22}{120} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,183 \geq 0,0625 \dots \dots \dots \text{CV.}$

b) $\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{11,31}{100 \cdot 19,8} \leq \frac{4,2}{400} \rightarrow 0,0006 \leq 0,0105 \dots \dots \dots \text{CV.}$

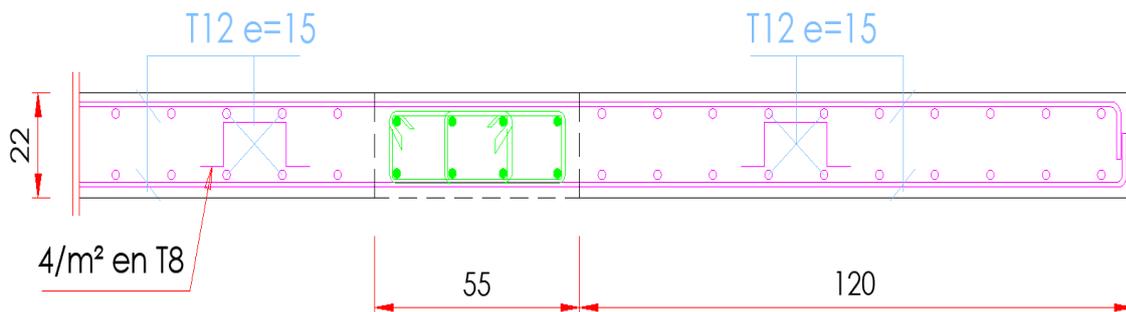


Figure 30 : ferrailage du balcon.

V.3 Étude des escaliers

V.3.1 Introduction :

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers), permettant de relier par des gradins successifs, les divers niveaux d'une construction en toute sécurité.

L'escalier est un élément non structural car il ne participe pas à la résistance de la structure dont il fait partie. L'escalier d'une façon générale se constitue de :

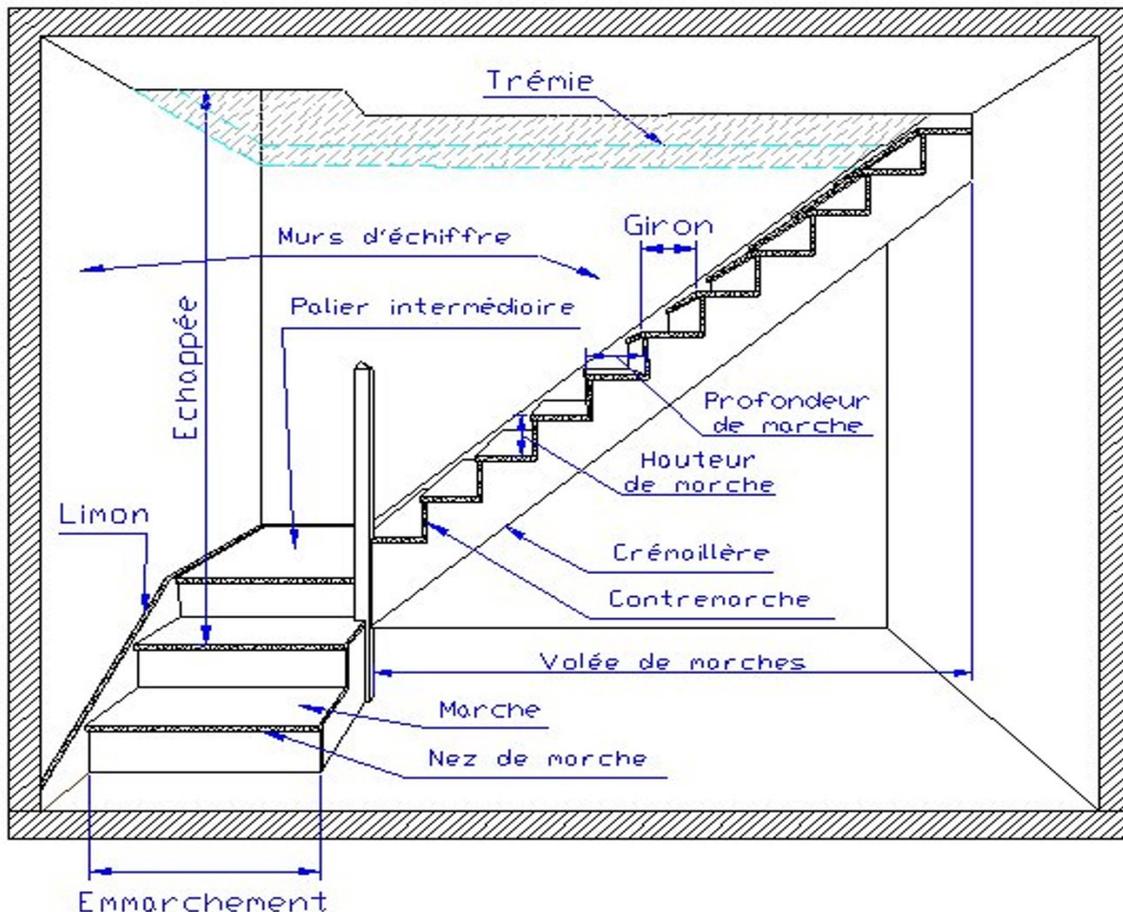


Figure 31 : les escaliers.

- **Embranchement** : Longueur d'une marche ;
- **g : Giron** (largeur d'une marche) ;
- **h : Hauteur** d'une contremarche ;
- **Mur d'échiffre** : Mur qui limite l'escalier ;
- **Pailleasse** : Plafond qui monte sous les marches ;
- **Contre marche** : Partie verticale d'une marche ;
- **Jour** : Espace entre deux volées en projection horizontale ;
- **Collet** : Bord qui limite l'escalier du côté du jour ;
- **Ligne de foulée** : Courbe décrite par une personne prenant l'escalier (tracée à 50cm à partir du jour);

- **Echappée** : Hauteur libre verticale au-dessus de l'arrête ou nez d'une marche, (valeur minimale = 1.90m) ;
- **Volée** : Suite de marches (avec 20 marches au maximum) ;
- **Palier de repos** : Partie horizontale d'un escalier entre deux volées et
- **Palier d'arrivée** : c'est le palier d'étage.
- **Trémie** : ouverture ménagée dans le plancher pour permettre le passage de l'escalier.
- **Nez de marche** : bord extérieur de la marche, en débord ou non par rapport à la contremarche

Il existe plusieurs types d'escalier, on les distingue selon la nature de l'élément de résistance sur le quelle ils s'appuient. Les plus courants sont :

- **Les escaliers courants** Ils peuvent être réalisés indifféremment en bois, en béton ou en métal, (L'escalier à volées droites avec paliers intermédiaires Constitué de plusieurs volées droites, il comporte, dans son parcours, un ou plusieurs paliers intermédiaires) ;
- **Escalier hélicoïdal** appelé également escalier en colimaçon ou en spirale, c'est un escalier tournant dont les marches rayonnent autour d'un pilier central, le plus souvent de forme cylindrique ;
- **Escaliers balancés** à 180° de changement de direction sans palier intermédiaire, les changements de direction sont assurés par des marches dites « balancées ».

Notre ouvrage comporte les escaliers balancés précisément à double quartier tournant (escalier tournant faisant deux tours sur la hauteur d'étage).

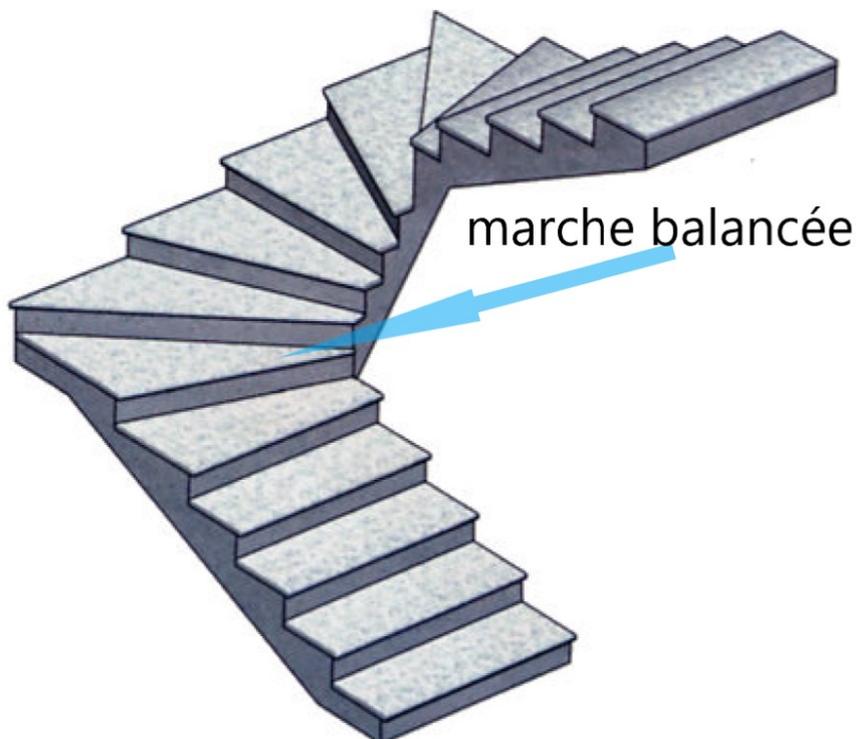


Figure 32 : escalier à double quartier tournant.

V.3.2 Dimensionnements :

- Etage courant :
- a) Calcul du giron et la hauteur de marche :

Dans le cas des escaliers balancés, la même formule Blondel, s'applique avec une condition supplémentaire : la ligne de foulée est prise à une distance de 50 cm des murs extérieurs.

D'après la formule de **BONDEL**, on a : $0.59m \leq g+2h \leq 0.66m$
 $g+2h = 0.59m$: correspond à des escaliers courants d'appartement.
 $g+2h = 0.66m$: correspond à des locaux publics.

Avec :

- g** : giron ;
- h** : hauteur d'une marche ;
- H** : de mi-hauteur d'un étage ;
- n** : nombre des marches ;
- N** : nombre des contre-marches ;

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

Avec :

- **g = 30cm** ;
- **h = 17cm**.

$59 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 = 64 \leq 66 \text{ cm}$ (Condition vérifié)

- b) Calcul du nombre des marches et contre-marches :

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

- c) L'angle d'inclinaison

$tg\alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} \cong 0,56 \rightarrow \alpha = 29,53^\circ < 40$ (Condition vérifier)

- d) La longueur de la volée :

$L_v = n.g = 6.30 = 180 \text{ cm}$

- e) L'épaisseur de la paillasse :

est calculée suivant la condition :

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

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

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

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

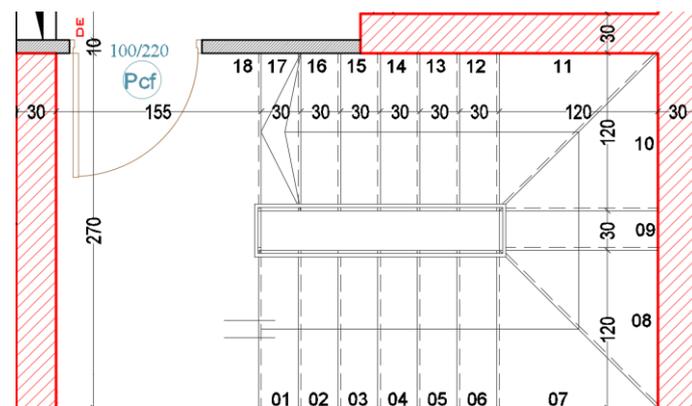


Figure 33 : escalier étage courant << vue en plan >>.

• RDC :

a) $g+2h = 0.64m = 64cm.$

Avec :

- $g = 30cm$;
- $h = 17cm.$

$59 cm \leq 30 + 2 \times 17 = 64 \leq 66 cm$ (Condition vérifié)

b) Calcul du nombre des marches et contre-marches :

$N_c = \frac{H}{h} = \frac{408}{17} = 24$, On aura 24 contres marches pour l'étage courant.

c) L'angle d'inclinaison

$tg\alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} \cong 0,56 \rightarrow \alpha = 29,53^\circ < 40$ (Condition vérifier)

d) La longueur de la volée :

$L_v = n.g = 6.30 = 180 cm$

e) L'épaisseur de la paillasse :

est calculée suivant la condition $L/30 \leq e_p \leq L/20$

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

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

On adopte: $e_p = 15 cm$

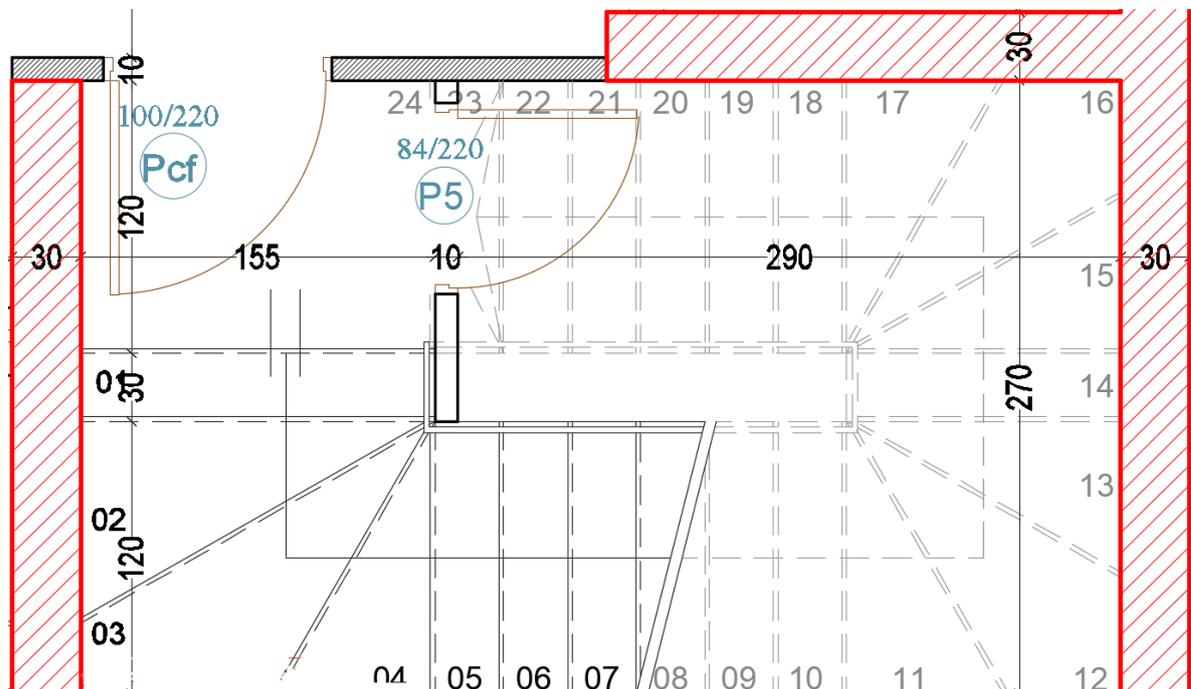


Figure 34 : escalier rdc « vue en plan ».

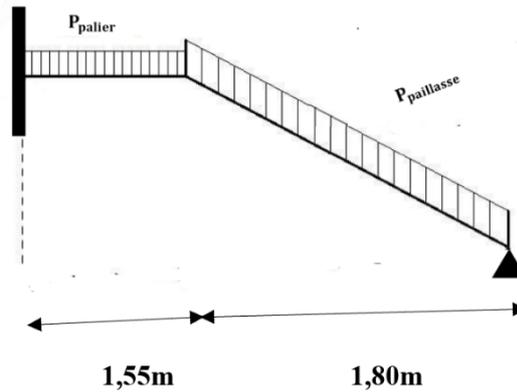


Figure 35 : schéma statique volée 1 et 3.

V.3.3 Descente des charges :

$Q=2.5 \text{ kN/m}^2$

a) Charge permanente de la paillasse :

Désignation	Formule	Poids surfacique (daN/m ²)
Revêtement vertical	/	104
Revêtement Horizontal (carrelage et matériau de pose)	$104 \times \frac{h}{g}$	58,93
Poids des marches (béton non armé)	$2200 \times \frac{h}{2}$	187
Poids propre de la paillasse (e=15cm)	$2500 \times \frac{ep}{\cos\alpha}$	430,98
Enduit au ciment (e=1,5)	$18 \times \frac{ep}{\cos\alpha}$	31,03
		G=8,12 Kn/m²

Tableau V.4 : Charge permanente de la paillasse.

b) Charge permanente du palier :

Désignation	Formule	Poids surfacique (daN/m ²)
Revêtement Horizontal (carrelage+ sable + mortier de pose)	/	104
Poids propre du palier (e=15 cm)	$2500 \times \frac{ep}{\cos\alpha}$	430,98
Enduit au ciment	$18 \times \frac{ep}{\cos\alpha}$	41,37
Cloisons légères	/	0,5
		G=5,77 Kn/m²

Tableau V.4 : Charge permanente de la paillasse.

c) Charge permanente de dalle pleine :

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

TableauV.5 : Charge permanente de dalle pleine.

V.3.4 Détermination Des sollicitations :

Pour notre emmarchement on aura :

- Palier : $G = 5,77 \text{ Kn/m}^2$

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

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

a) E.L.U :

$$q_{\text{palier}} = 1,35 \cdot 4,8 + 1,5 \cdot 2,5 = 11,54 \text{ KN/m}$$

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

b) E.L.S :

$$q_{\text{palier}} = 5,77 + 2,5 = 8,27 \text{ KN/m}$$

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

V.3.5 Ferrailage :

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

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

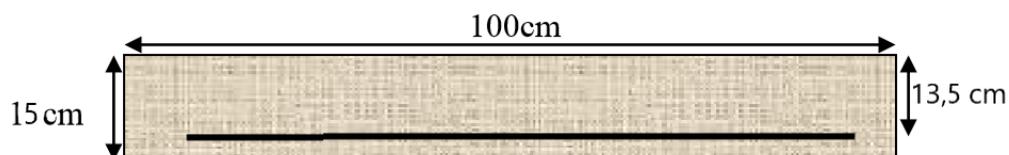


Figure 36 : Section d'escalier à ferrailer.

V.3.5.1 E.L.U :

a) Volée 1 et 3 :

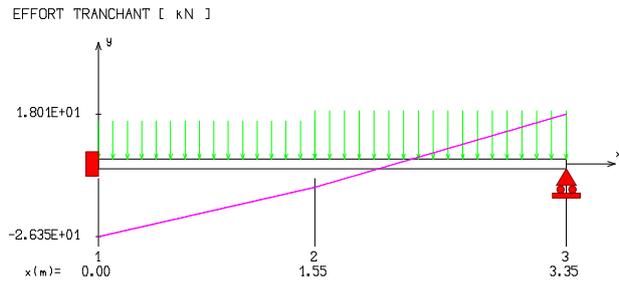
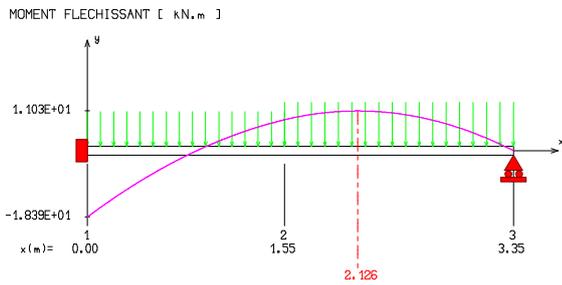


Figure 38 : Diagramme du moment fléchissant.

Figure 37 : Diagramme d'effort tranchant.

Effort tranchant [KN]	M _{appui} [KN.M]	M _{travée} [KN.M]
18,01	- 18,39	11,03

Tableau V.6 : Les efforts agissants sur les volées 1 et 3 à l'ELU.

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

$$\begin{cases} M_t = 0,85 \times M_t \\ M_a = 0,3 \times M_a \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_t = 0,85 \times 11,03 \\ M_a = 0,3 \times 18,39 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_t = 9,375 \text{ kN.m} \\ M_a = 5,517 \text{ kN.m} \end{cases}$$

• **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{9375}{100 \cdot 13,5^2 \cdot 14,2} = 0,036 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

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

- $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,036}) = 0,046$
- $\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,046 = 0,982$
- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

$$A_{cal} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{9375}{0,982 \cdot 13,5 \cdot 348} = 2,03 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$A = \max(A_{cal} ; A_{min}) = \max(2,03 ; 1,63) \text{ cm}^2$$

$$A = 2,03 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix : 2T12 ; A_{st} = 2,26 cm²/ml

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

Armatures de répartition :

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

Choix : 2T8 = 1,01 cm²

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

• **En appui :**

$$\mu = \frac{Ma}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{1831}{100 \cdot 13,5^2 \cdot 14,2} = 0,007 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\circ \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,007}) = 0,009$$

$$\circ \beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,009 = 0,996$$

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

$$A_{\text{cal}} = \frac{Ma}{\beta d \sigma_s} = \frac{1831}{0,996 \cdot 13,5 \cdot 348} = 0,39 \text{ cm}^2$$

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

$$A = \max(A_{\text{cal}}, A_{\text{min}}) = \max(0,39 ; 1,63) \text{ cm}^2$$

A = 1,63 cm² /ml

Choix : 2T12 = 2,26 cm²/ml

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

Armatures de répartition :

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

Choix : 2T8 = 1,01 cm²

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

b) Volée 2 :

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

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

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

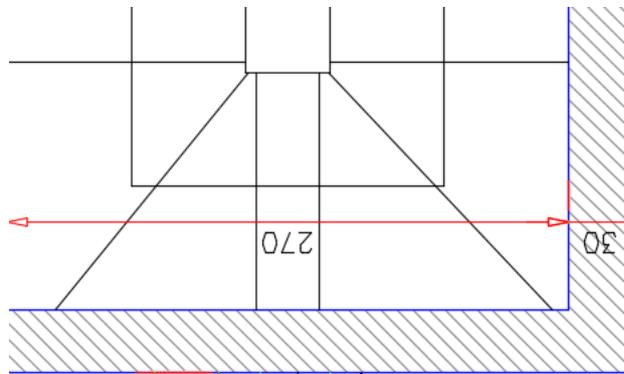
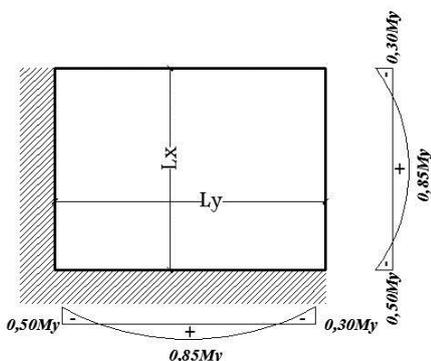


Figure 39 : volée 2 (dalle pleine encastrée sur 2 appuis) «vue en plan ».

Remarque : D'après l'article (A.8.2, 32) du BAEL 91modif 99, Les dalles rectangulaires encastrées (totalement ou partiellement) peuvent être calculées à la flexion à partir des efforts qui s'y développeraient si elles étaient articulées sur leur contour. Les moments de flexion maximaux calculés dans l'hypothèse de l'articulation peuvent être réduits de 15% et 25% selon la condition d'encastrement ce qui conduit à un moment en travée M_t de, respectivement, $0,85M_0$ et $0,75M_0$.



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

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

Figure 40 : moment d'encastrement des dalles rectangulaires sur deux appuis.

• **Calcul de l'enrobage :**

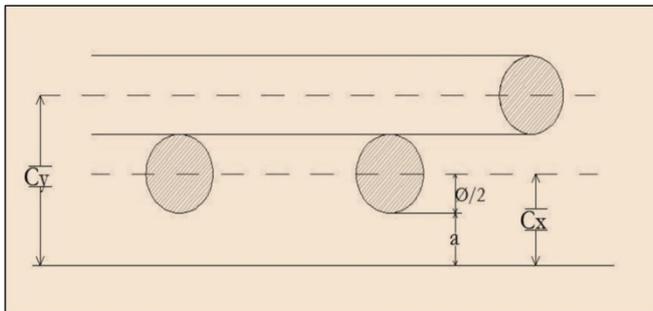
Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle (B.A.E.L 91).

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

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

- Pour un plancher exposé aux intempéries : $a = 2$ cm
- Pour un plancher non exposé aux intempéries : $a = 1$ cm

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



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

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

Figure 41 : enrobage.

• **Détermination des sollicitations :**

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

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

• **Calcul des moments fléchissant :**

Avec :

$\begin{cases} Lx = 122 \text{ cm} \\ Ly = 270 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \alpha = \frac{Lx}{Ly} \rightarrow \alpha_1 = \frac{122}{270} \rightarrow \alpha = 0,45 > 0,4$, dalle portante sur deux directions.

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

$\begin{cases} M_{xu} = \mu_x \times Qu \times (Lx)^2 \\ M_{yu} = \mu_y \times M_{xu} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{xu} = 0,1036 \cdot 12,69 \cdot (1,22)^2 \\ M_{yu} = 0,2500 \cdot 1,96 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{xu} = 1,96 \text{ kN.m} \\ M_{yu} = 0,49 \text{ kN.m} \end{cases}$

• **Moment en travée :**

$$M_{tx}^u = 0,85.M_x^u = 0,85. 1,96 \rightarrow M_{tx}^u = 1,66 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty}^u = 0,85.M_y^u = 0,85. 0,49 \rightarrow M_{ty}^u = 0,416 \text{ kN.m}$$

• **Moment en appuis :**

$$M_{arx}^u = -0,3.M_x^u = -0,3.1,96 \rightarrow M_{arx}^u = -0,588 \text{ kN.m}$$

$$M_{ary}^u = -0,3.M_y^u = -0,3.0,49 \rightarrow M_{ary}^u = -0,147 \text{ kN.m}$$

• **Détermination des armatures :**

• **En travée (sens x-x) :**

$\mu = \frac{M_{tx}}{b.d.x^2.\sigma_{bc}} = \frac{16600}{100.13,6^2.14,2} = 0,063 < 0,392$ (Acier FeE400) \rightarrow pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\circ \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,063}) = 0,081$$

$$\circ \beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,081 = 0,968$$

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

$$A_{tx}^u = \frac{M_u}{\beta.d.x.\sigma_s} = \frac{16600}{0,968 \cdot 13,6 \cdot 348} = 3,62 \text{ cm}^2$$

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

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

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

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

• **Conclusion :**

$$A = \max (A_{tx}^u ; A_{tmin}^u) = \max (3,20 ; 0,005) \text{ cm}^2 = 3,62 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : 5T10=3,93 cm²/ml

Espacement :

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

En travée (sens y-y) :

$\mu = \frac{M_{ty}}{b.d.y^2.\sigma_{bc}} = \frac{4160}{100.12,8^2.14,2} = 0,018 < 0,392$ (Acier FeE400) \rightarrow pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\circ \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,018}) = 0,023$$

$$\circ \beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,023 = 0,991$$

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

$$A_{ty}^u = \frac{M_u}{\beta.d.y.\sigma_s} = \frac{4160}{0,991 \cdot 12,8 \cdot 348} = 0,94 \text{ cm}^2$$

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

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

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

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

Conclusion :

$$A = \max (A_{ty}^u ; A_{tmin}^u) = \max (0,94 ; 0,005) \text{ cm}^2 = 0,94 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : 2T8=1,01 cm²/ml

Espacement :

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

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

$$\mu = \frac{M_x}{b \cdot d_x^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{5880}{100 \cdot 13,6^2 \cdot 14,2} = 0,022 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \rightarrow \text{pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.}$$

$$\circ \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,022}) = 0,028$$

$$\circ \beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,028 = 0,989$$

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

$$A_{tx}^u = \frac{M_u}{\beta \cdot d_x \cdot \sigma_s} = \frac{5880}{0,989 \cdot 13,6 \cdot 348} = 1,26 \text{ cm}^2$$

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

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

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

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

Conclusion :

$$A = \max (A_{tx}^u ; A_{tmin}^u) = \max (1,26 ; 0,005) \text{ cm}^2 = 1,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : 4T8=2,01 cm²/ml

Espacement :

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

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

$$\mu = \frac{M_y}{b \cdot d_y^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{1470}{100 \cdot 12,8^2 \cdot 14,2} = 0,006 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \rightarrow \text{pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.}$$

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

$$\circ \beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,007 = 0,997$$

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

$$A_{ty}^u = \frac{Mu}{\beta \cdot dy \cdot \sigma_s} = \frac{1470}{0,997 \cdot 12,8 \cdot 348} = 0,33 \text{ cm}^2$$

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

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

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

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

- **Conclusion :**

$$A = \max (A_{ty}^u ; A_{tmin}^u) = \max (0,33 ; 0,005) \text{ cm}^2 = 0,33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : 2T8=1,01 cm²/ml

Espacement : e ≤ min (3hd; 45) = 45 cm → e=20 cm

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

V.3.5.2 E.L.S :

a) Volée 1 et 3 :

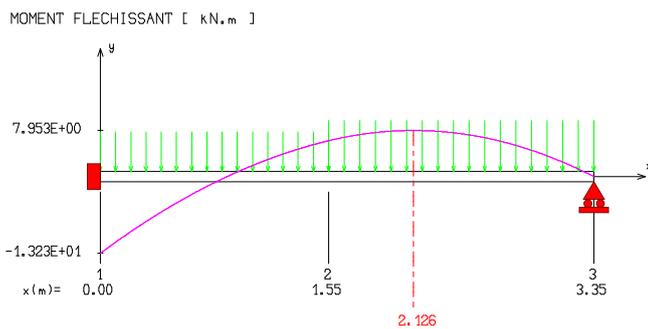


Figure 43 : Diagramme du moment fléchissant.

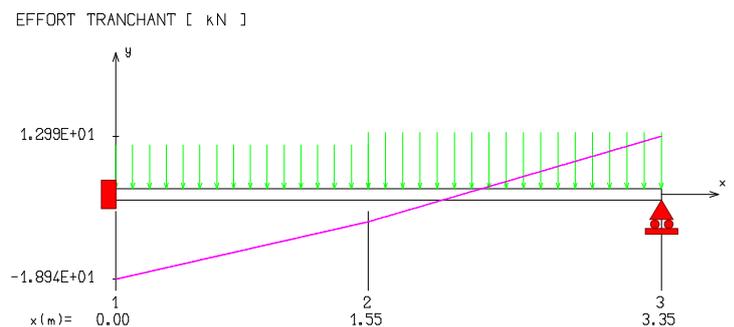


Figure 42 : Diagramme d'effort tranchant.

Effort tranchant	M _{appui} [KN.m]	M _{travée} [KN.m]
16,96	- 13,23	7,95

Tableau V.7 : Les efforts agissants sur les vilées 1 et 3 à l'ELS.

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

$$\begin{cases} M_t = 0,85 \times M_t \\ M_a = 0,3 \times M_a \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_t = 0,85 \times 7,95 \\ M_a = 0,3 \times 13,23 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_t = 6,757 \text{ kN.m} \\ M_a = 3,969 \text{ kN.m} \end{cases}$$

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

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

• **En travée :**

$M_u = 11,03 \text{ KN.m}$

$M_s = 7,95 \text{ KN.m}$

$\gamma = \frac{11,03}{7,95} = 1,39, \alpha = 0,064 < 0,44 \rightarrow$ condition vérifiée, donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

• **En appui :**

$M_u = 18,39 \text{ KN.m}$

$M_s = 13,23 \text{ KN.m}$

$\gamma = \frac{18,39}{13,23} = 1,39, \alpha = 0,064 < 0,24 \rightarrow$ condition vérifiée, donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

b) Volée 2 :

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

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

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

• **Détermination des sollicitations :**

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

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

• **Calcul des moments fléchissant :**

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

$\left\{ \begin{array}{l} M_{xs} = \mu_x \times Q_u \times (Lx)^2 \\ M_{ys} = \mu_y \times M_{xs} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{xs} = 0,1063 \cdot 9,01 \cdot (1,22)^2 \\ M_{ys} = 0,3234 \cdot 1,42 \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{xs} = 1,42 \text{ kN.m} \\ M_{ys} = 0,46 \text{ kN.m} \end{array} \right.$

○ **Moment en travée :**

$$M_{tx}^u = 0,85 \cdot M_x^u = 0,85 \cdot 1,42 \rightarrow M_{tx}^u = 1,207 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty}^u = 0,85 \cdot M_y^u = 0,85 \cdot 0,46 \rightarrow M_{ty}^u = 0,391 \text{ kN.m}$$

○ **Moment en appuis :**

$$M_{arx}^u = -0,3 \cdot M_x^u = -0,3 \cdot 1,42 \rightarrow M_{arx}^u = -0,426 \text{ kN.m}$$

$$M_{ary}^u = -0,3 \cdot M_y^u = -0,3 \cdot 0,46 \rightarrow M_{ary}^u = -0,138 \text{ kN.m}$$

• **Calcul des contraintes :**

○ **En travée (sens x-x) :**

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

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

$$y = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,59 + \sqrt{0,59^2 + 16,05} = 3,46 \text{ cm}$$

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

$$\rightarrow I = \frac{100}{3} \cdot 3,46^3 + 15 \cdot 3,93 \cdot (13,6 - 3,46)^2 \rightarrow I = 7441,93 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{1207}{7441,93} \cdot 3,46 = 5,61 \text{ Mpa}$$

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

○ **En travée (sens y-y) :**

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

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

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

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

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{3910}{2027,48} \cdot 1,81 = 3,49 \text{ Mpa}$$

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

○ **En appuis (sens x-x) :**

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

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

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

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

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

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

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

○ **En appuis (sens y-y) :**

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

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

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

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

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

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

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

V.3.6 Vérification de la flèche :

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

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

$$2) \quad h/L \geq \frac{1}{16}$$

➔ la vérification de la flèche est nécessaire.

• **Travée :**

Pour une poutre simplement appuyée, la flèche est :

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

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

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

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

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

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

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

V.3.7 Vérification de l'effort tranchant :

Pour des fissurations peut préjudiciables on doit vérifier que

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

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

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

V.3.8 Schéma de ferrailage :

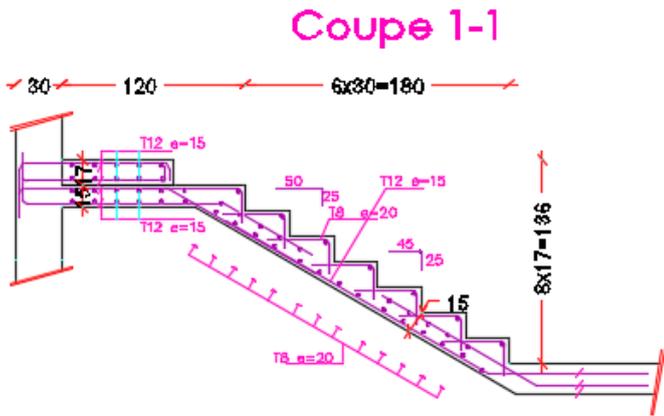


Figure 45 : ferrailages longitudinales et de repartioi étage curant « volée 1 », coupe 1-1.

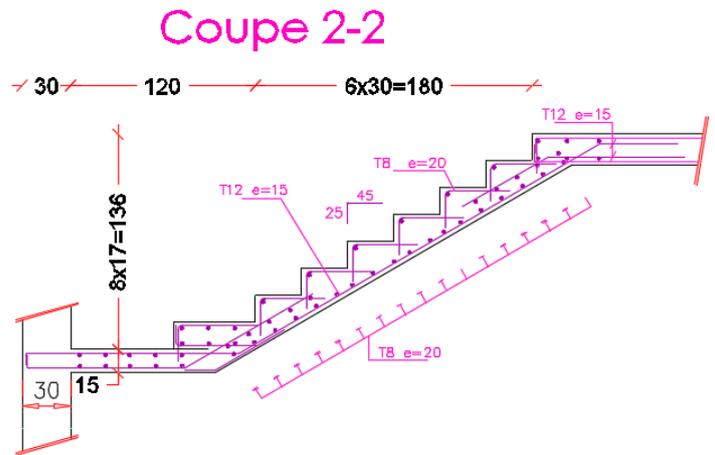


Figure 44 : ferrailages longitudinales et de repartition étage curant « volée 3 », coupe 2-2.

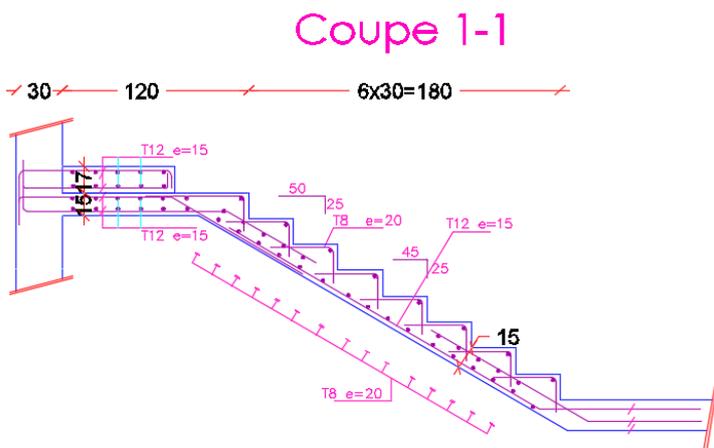


Figure 46 : ferrailages longitudinales et de repartition du RDC « volée 1 », coupe 1-1.

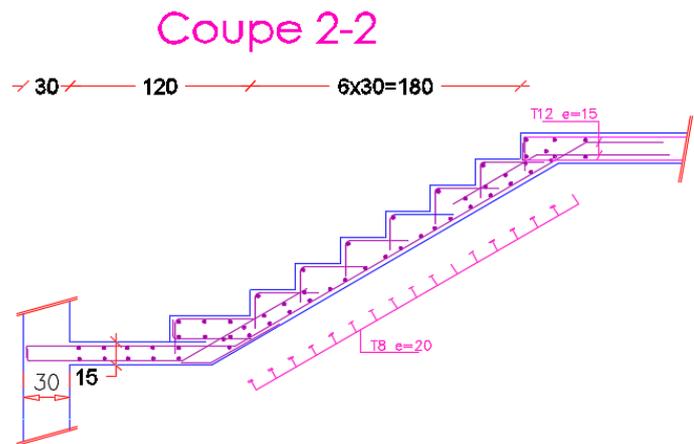


Figure 47 : ferrailages longitudinales et de repartition du RDC « volée 3 », coupe 2-2.

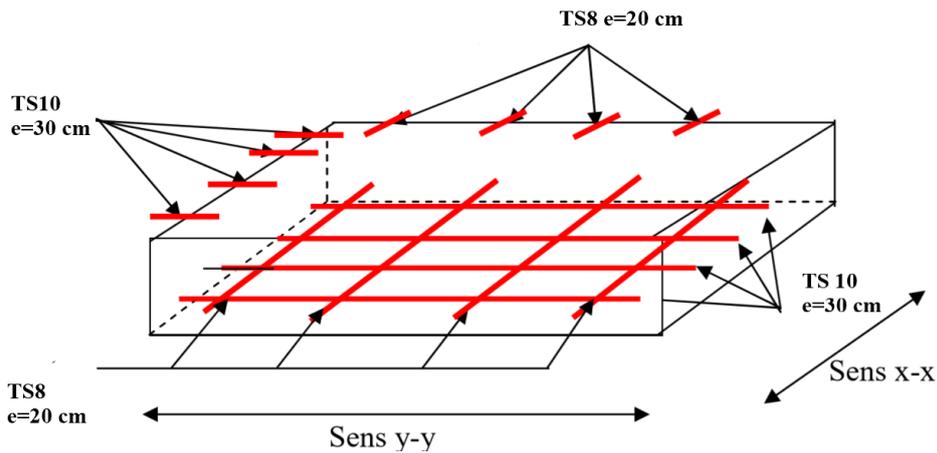


Figure 48 : Ferrailage de la dalle « volée 2 » pour l'étage courant et RDC.

V.4 L'ascenseur

V.4.1 Introduction :

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

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

V.4.2 Caractéristiques de la machine :

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

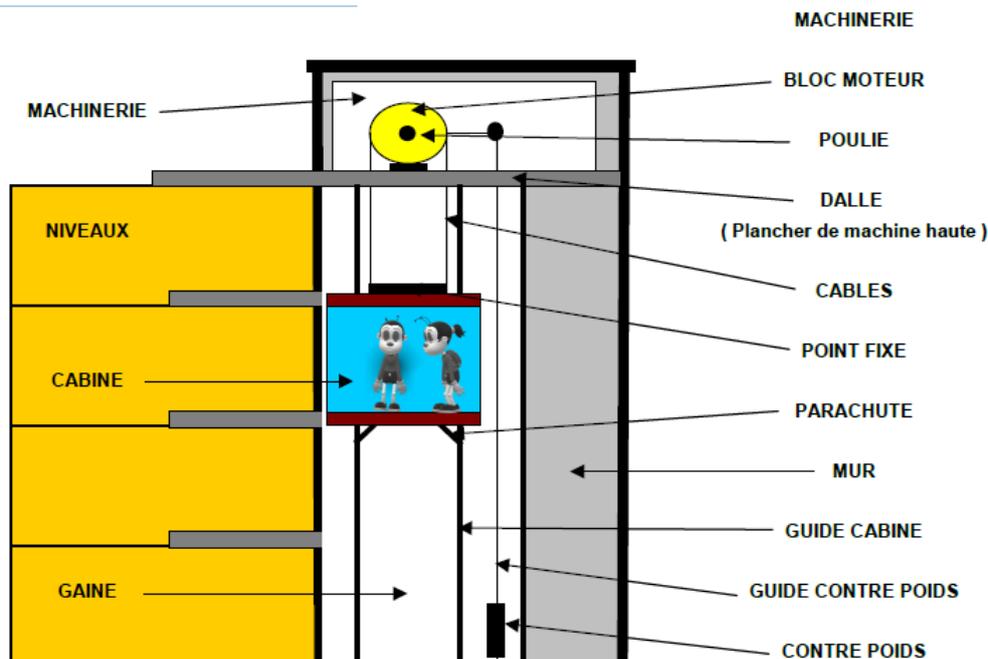


Figure 49 : ascenseur.

- **Cabine** : partie destinée au transport des usagers, avec une capacité de huit personnes ;
- **Câbles** : la cabine et le contrepoids sont suspendus par des câbles mus par le treuil ;
- **Contrepoids** : étant la masse que contrebalance le poids de la cabine et une partie de charge. Le contrepoids facilite la manœuvre des charges lourdes dans la poulie ;
- **Treuil** : organe que constitue le système d'entraînement et qui comprend sur un même bâti un moteur électrique, un système de freinage et un régulateur de vitesse ;
- **Etrier** : cadre métallique dans laquelle est fixé la cabine ;
- **Parachute** : organe fixé à l'étrier qui permet, en cas de rupture de la suspension ou de vitesse excessive, de bloquer la cabine ;
- **Une machine** : La machine de l'ascenseur est constituée de plusieurs éléments : (Moteur ; Treuil ; Châssis ; Poulie ; Limiteur de vitesse ; Câbles ; Parachute...). La machine repose sur un châssis de quatre pieds de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$ /1pied ;
- **Accessoires** : Y compris les armoires de commandes ;
- **Gaine** : espace clos où se déplacent la cabine et les contrepoids.

V.4.3 Charge et surcharge de la machine :

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

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

Tableau V.8 : Charges permanentes de la machine.

- **Charge d'exploitation** :

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

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

E.L.U : $P_u = 1,35.28,72 + 1,5.6,30 = 48,22 \text{ kN/ml}$

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

V.4.4 Charge et surcharge de la dalle :

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

V.4.5 Dimensionnement de la dalle :

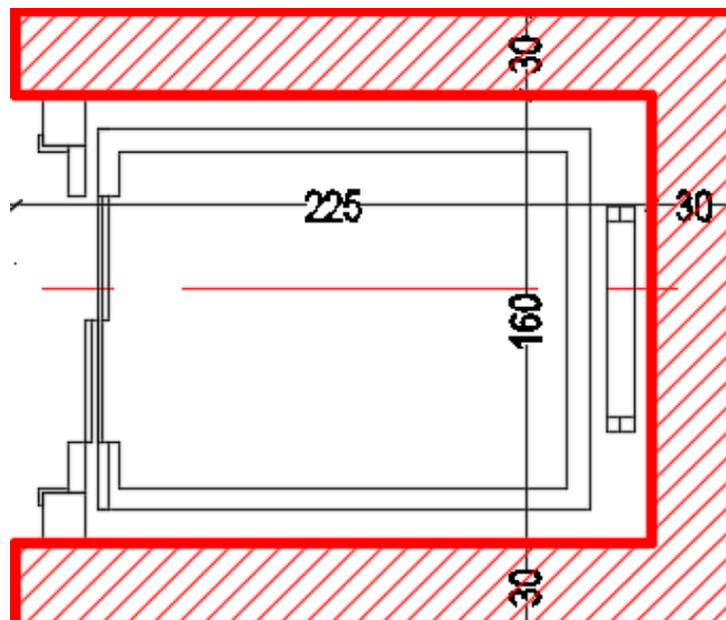


Figure 50 : Cage d'ascenseur.

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

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

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

- Charge permanente $\rightarrow G = 6.49 \text{ kN/m}^2$
- Charge d'exploitation (Réparation et travaux d'entretien) $\rightarrow Q = 1 \text{ kN/m}^2$

V.4.6 Combinaison des charges de la dalle :

- **E.L.U :** $P'_u = 1,35.6,49 + 1,5.1 = 10,26 \text{ kN/m}^2$
- **E.L.S :** $P'_s = 6,49 + 1 = 7,49 \text{ kN/m}^2$

V.4.7 Moments fléchissant agissants sur la dalle :

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

Avec : ($L_x = 1,90\text{m}$) ; ($L_y = 2,40\text{ m}$) ; ($P'_u = 10,26\text{ KN/m}^2$) ; ($P'_s = 7,49\text{ KN/m}^2$)

V.4.7.1 E.L.U :

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

$$\rightarrow \begin{cases} M_{xu} = \mu_x \times P'_u \times (L_x)^2 \\ M_{yu} = \mu_y \times M_{xu} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{xu} = 0,0573 \cdot 10,26 \cdot (1,90)^2 \\ M_{yu} = 0,5786 \cdot 2,12 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{xu}' = 2,12\text{ kN.m} \\ M_{yu}' = 1,23\text{ kN.m} \end{cases}$$

V.4.7.2 E.L.S :

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

$$\rightarrow \begin{cases} M_{xs} = 0,0639 \cdot 7,49 \cdot (1,90)^2 \\ M_{ys} = 0,6978 \cdot 1,73 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{xs}' = 1,73\text{ kN.m} \\ M_{ys}' = 1,21\text{ kN.m} \end{cases}$$

- **Sous la charge concentrée :**

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

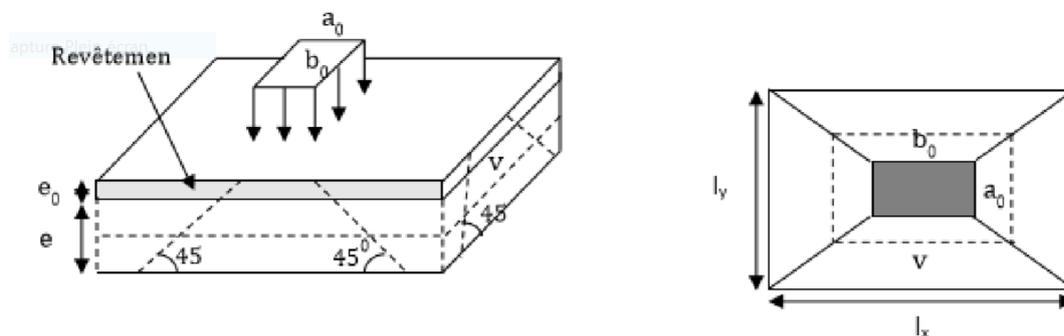


Figure 51 : Zone d'impact.

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

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

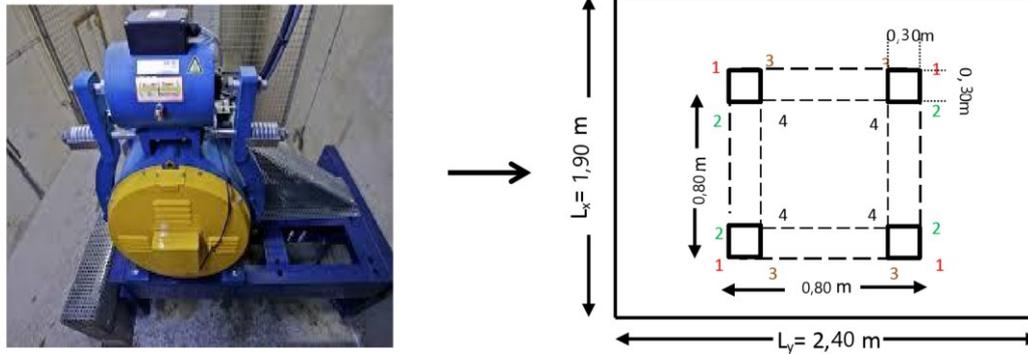
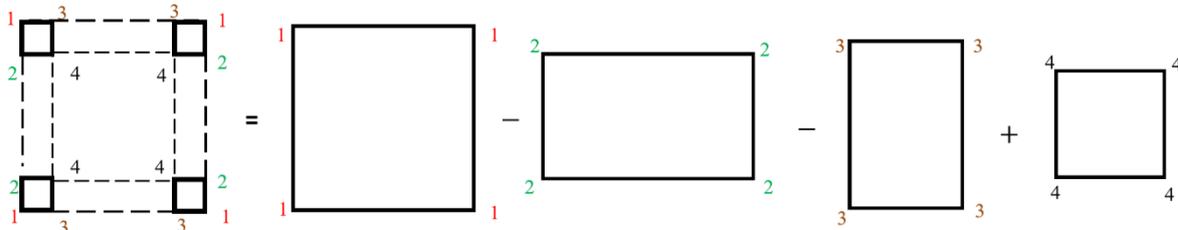


Figure 52 : Dimensions de la charge concentrée.

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



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

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

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

$a_0, U \rightarrow$ dimension parallèle à L_x

$b_0, V \rightarrow$ dimension parallèle à L_y

h - hauteur du revêtement

hd - hauteur de la dalle

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

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

V.4.7.3 Evaluation des moments M_x et M_y dus au système de levage (méthode BAEL91):

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

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

Avec :

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

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

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

V.4.7.3.1 E.L.U :

$$v = 0$$

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

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

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

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

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

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

V.4.7.3.2 E.L.S :

$$v = 0,2$$

$$P_{u(\text{machine})} = \frac{35,02 \text{ kN}}{S_{(4 \text{ pieds})}}$$

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

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

$$M_{xs} = (M_1 + v \cdot M_2) \cdot P_u = (0,102 + 0,2 \cdot 0,240) \cdot 62,26 = 9,33 \text{ kN.m}$$

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

V.4.7.4 Superposition des moments fléchissant :

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

V.4.7.4.1 E.L.U :

$$M_{xu} = M_{xu'} + M_{xu} = 2,12 + 8,74 = 10,86 \text{ kN.m}$$

$$M_{yu} = M_{yu'} + M_{yu} = 1,23 + 20,57 = 21,8 \text{ kN.m}$$

V.4.7.4.2 E.L.S :

$$M_{xs} = M_{xs'} + M_{xs} = 1,73 + 9,33 = 11,06 \text{ kN.m}$$

$$M_{ys} = M_{ys'} + M_{ys} = 1,21 + 16,21 = 17,42 \text{ kN.m}$$

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

- **E.L.U :**

- **En travée :**

$$M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 10,86 = 9,23 \text{ kN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 21,8 = 18,53 \text{ kN.m}$$

- **En appui :**

$$M_x^a = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 10,86 = 3,26 \text{ kN.m}$$

$$M_y^a = 0,3 \times M_y = 0,3 \times 21,8 = 6,54 \text{ kN.m}$$

- **E.L.S :**

- **En travée :**

$$M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 11,06 = 9,401 \text{ kN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 17,42 = 14,81 \text{ kN.m}$$

- **En appui:**

$$M_x^a = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 11,06 = 3,318 \text{ kN.m}$$

$$M_y^a = 0,3 \times M_y = 0,3 \times 17,42 = 5,226 \text{ kN.m}$$

V.5 Calcul du ferrailage :

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

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

Le ferrailage de dalle doit satisfaire la condition de non fragilité

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

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

V.5.1 E.L.U :

- **En travée (sens x-x) :**

$\mu = \frac{M_{tx}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{9230}{100 \cdot 19,8^2 \cdot 14,2} = 0,017 < 0,392$ (Acier FeE400) → pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

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

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,021 = 0,992$$

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

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{9230}{0,992 \cdot 19,8 \cdot 348} = 1,35 \text{ cm}^2$$

Choix : **Ast = 3T8 = 1,51 cm²/ml**

Avec l'espacement : **e = 15cm.**

- **En travée (sens y-y) :**

$\mu = \frac{M_{ty}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{1853}{100 \cdot 19,8^2 \cdot 14,2} = 0,003 < 0,392$ (Acier FeE400) → pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,003}) = 0,004$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,004 = 0,998$$

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

$$A_{cal} = \frac{M_{ty}}{\beta d \sigma_s} = \frac{1853}{0,998 \cdot 19,8 \cdot 348} = 0,27 \text{ cm}^2$$

Choix : **Ast = 1T8 = 0,50 cm²/ml**

Avec l'espacement : **e = 15cm.**

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

$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{3260}{100 \cdot 19,8^2 \cdot 14,2} = 0,005 < 0,392$ (Acier FeE400) → pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

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

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

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

$$A_{cal} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{3260}{0,998 \cdot 19,8 \cdot 348} = 0,47 \text{ cm}^2$$

Choix : **Ast = 1T8 = 0,50 cm²/ml**

Avec l'espacement : **e = 15cm.**

• **En appui (sens y-y) :**

$\mu = \frac{Ma}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{6540}{100 \cdot 19,8^2 \cdot 14,2} = 0,012 < 0,392$ (Acier FeE400) \rightarrow pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

- $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,012}) = 0,015$
- $\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,015 = 0,994$
- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348$ MPa

$$A_{cal} = \frac{M_{ta}}{\beta d \sigma_s} = \frac{6540}{0,994 \cdot 19,8 \cdot 348} = 0,95 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : **Ast = 2T8 = 1,01 cm²/ml**

Avec l'espacement : **e = 15cm**.

Sens		M(kN.m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adopté} (cm ² /ml)
Travée	x-x	9,23	1,35	2,39	3T8 = 1,51
	y-y	18,53	0,27	2,39	1T8 = 0,50
Appuis	x-x	3,26	0,47	2,39	1T8 = 0,50
	y-y	6,54	0,95	2,39	2T8 = 1,01

Tableau V.9 : Récapitulation des résultats de ferrailage de la dalle.

V.5.2 E.L.S :

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

On doit vérifier :

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

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

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

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

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

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

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

- **En travée (sens x-x) :**

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

$(A_{sc} = 0)$; $A_{st} = 3T8/ml = 1,51 \text{ cm}^2/ml$

$$\rightarrow \frac{100}{2}y^2 - 15 \cdot 1,51(y-2) = 0$$

$$\rightarrow y = 2,78 \text{ cm}$$

Avec :

A : section d'armatures tendue

A's : section d'armatures comprimées

n : 15 coefficient d'équivalence

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

$$\rightarrow I = \frac{100}{3} \cdot 2,78^3 + 15 \cdot 11,31 \cdot (19,8 - 2,78)^2 \rightarrow I = 7277,43 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{9401}{7277,43} \cdot 2,77 = 3,59 \text{ MPa}$$

- **En travée (sens y-y) :**

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

$(A_{sc} = 0)$; $A_{st} = 1T8/ml = 0,50 \text{ cm}^2/ml$

$$\rightarrow \frac{100}{2}y^2 - 15 \cdot 0,50(d-y) = 0$$

$$\rightarrow y = 1,65 \text{ cm}$$

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

$$\rightarrow I = \frac{100}{3} \cdot 1,65^3 + 15 \cdot 0,50 \cdot (19,8 - 1,65)^2 \rightarrow I = 2620,41 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{1481}{2620,41} \cdot 1,65 = 0,93 \text{ MPa}$$

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

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

$(A_{sc} = 0)$; $A_{st} = 1T8/ml = 0,50 \text{ cm}^2/ml$

$$\rightarrow \frac{100}{2}y^2 - 15 \cdot 0,50(d-y) = 0$$

$$\rightarrow y = 1,65 \text{ cm}$$

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

$$\rightarrow I = \frac{100}{3} \cdot 1,65^3 + 15 \cdot 0,50 \cdot (19,8 - 1,65)^2 \rightarrow I = 2620,41 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{3318}{2620,41} \cdot 1,65 = 2,09 \text{ MPa}$$

• **En appui (sens y-y) :**

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

($A_{sc} = 0$) ; $A_{st} = 2T8/ml = 1,01 \text{ cm}^2/ml$

$$\rightarrow \frac{100}{2}y^2 + 15 \cdot 1,01 (d-y) = 0$$

$$\rightarrow y = 2,30 \text{ cm}$$

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

$$\rightarrow I = \frac{100}{3} \cdot 2,30^3 + 15 \cdot 1,01 \cdot (19,8 - 2,30)^2 \rightarrow I = 5045,25 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{5226}{5045,25} \cdot 2,30 = 2,38 \text{ MPa}$$

		Travée	Appui		
	Sens	σ_b (MPa)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_b < \sigma_s$
E.L. S	x-x	3,59	2,09	15	C.V
	y-y	0,93	2,38	15	C.V

Tableau V.10 : Les contraintes dans le béton.

V.5.3 Vérification de l'effort tranchant :

$$T = \frac{P \cdot L_x \cdot L_y}{2 \cdot L_y + L_x} = \frac{10,26 \cdot 1,90 \cdot 2,40}{2 \cdot 2,40 + 1,90} = 7,012 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{7012}{1000 \cdot 19,8} = 0,35 \text{ Mpa}$$

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

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

- La dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur.....**C.V.**
- La contrainte tangente vérifie : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$**C.V.**

V.5.4 Condition de non poinçonnement :(B.A.E. L 91/Art : A.5.2.42) :

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

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

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

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

$$Q_u \leq 0,045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_c 28}{\gamma_b}$$

Q_u : La charge de calcul à l'état ultime

H : hauteur de la dalle

μ_c : Périmètre du rectangle d'impact.

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

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

CHAPITRE VI

Étude dynamique

VI. ETUDE DYNAMIQUE

VI.1 Introduction :

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

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

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

VI.2 Méthodes de calcul :

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

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

VI.2.1 Méthode statique équivalente :

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

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

VI.2.1.1 Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

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

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

Zone I : • Tout groupes.

Zone IIa : • Groupe d'usage 3 ;

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

Zone IIb et III :

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

VI.2.2 Les méthodes dynamiques

VI.2.2.1 La méthode d'analyse modale spectrale :

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

VI.2.2.2 La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

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

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

- Notre ouvrage est implanté dans la wilaya d'Oran donc en **zone IIa** ;
- Notre bâtiment est à usage d'habitation collective donc classé dans le **Groupe 2** ;
- Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol ferme de catégorie **S2**.

VI.4 Choix de la méthode :

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

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

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

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

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement.

W : Poids total de la structure.

VI.5.1 Classification du site :

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

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

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

Zone	Groupe d'usage	A
IIa	02	0,15

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

VI.5.3 Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :

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

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

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

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

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

Tableau VI.2 : pourcentage d'amortissement critique ξ (%).

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

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

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

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

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

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

VI.5.5 Périodes caractéristiques (T_1 , T_2) :

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

Site	T_1 (s)	T_2 (s)
Catégorie	0,15	0,40

Tableau VI.3 : Périodes caractéristiques (T_1 et T_2).

VI.5.6 Estimation de la période fondamentale (T) :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques. La formule empirique est donnée par le RPA 99/V2003 :

$$T = C_T \times h_N^{(3/4)}$$

Avec :

$h_N = 37.74$ m, hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage, il est donné par le tableau (4.6) du RPA 99/V2003.

Système de contreventement	Coefficient (C_T)
Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

Tableau VI.4 : Coefficient C_T .

$$T = 0,05 \times 37,74^{(3/4)} = 0,76 \text{ s}$$

On peut également utiliser la formule :

$$T = 0,09h_N/\sqrt{d}$$

Où d est la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$\begin{cases} d_x = 29,55 \text{ m} \\ d_y = 10,70 \text{ m} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} T_x = 0,63 \text{ s} \\ T_y = 1,04 \text{ s} \end{cases}$$

VI.5.7 5.7. Coefficient de comportement global de la structure (R) :

La valeur est donnée par le tableau (4.3) du RPA99/v2003, en fonction du système de contreventement.

Système de contreventement	Coefficient (R)
Voiles/Murs	3,5

Tableau VI.5 : Coefficient de comportement.

VI.5.8 Facteur de qualité (Q) :

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

P_q : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Sa valeur est donnée au tableau 4.4 du RPA 99/v2003.

Critère "q"	Pq	
	Observé	Non observé
Condition minimale sur les files de contreventement	0	0,05
Redondance en plan	0	0,05
Régularité en plan	0	0,05
Régularité en élévation	0	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Tableau VI.6 : Valeurs des pénalités (p_q).

Pour des questions de sécurité on préfère que les 2 dernières conditions ne sont pas vérifiées, on se trouve donc, avec une seule condition vérifiée, celle de la régularité en élévation, par conséquent : $Q = 1,30$.

VI.5.9 Le poids de la structure :

Combinaison de calcul du poids total :

$$W_T = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

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

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau (4.5) du RPA 99/v2003. On a un bâtiment à usage d'habitation donc

$$\beta = 0,20.$$

Le poids total de la structure est donné par le logiciel de calcul « ROBOT » que nous avons utilisé pour notre modélisation :

$$W_T = 73658,23 \text{ kN}$$

VI.6 Étapes à suivre pour la modélisation de la structure :

- Entrer les distances entre axes du modèle étudié ;
- Spécifier les propriétés des matériaux utilisées ;
- Définir les sections des éléments structuraux de l'ouvrage ;
- Définir les cas de charges (statiques, dynamiques) ;
- Définir les combinaisons d'action (sismique, ultime et service) ;
- Spécifier le nombre de mode à considérer ;
- Démarrer le calcul du problème, analyser les résultats obtenus selon les recommandations du RPA, apporter les corrections au modèle s'il y a lieu.

VI.7 Caractéristiques géométriques des voiles :

Rappel :

✓ **Dalles :**

- Nous avons que de dalles pleines de 22 cm d'épaisseur.
-

✓ **Voiles :**

- $e = 35 \text{ cm}$

✓ **Voiles périphériques :**

- $e = 20 \text{ cm}$

✓ **Poutres :**

- Poutres noyées principales = $(30 \times 60) \text{ cm}^2$
- Poutre noyées secondaires(chainages) = $(55 \times 22) \text{ cm}^2$

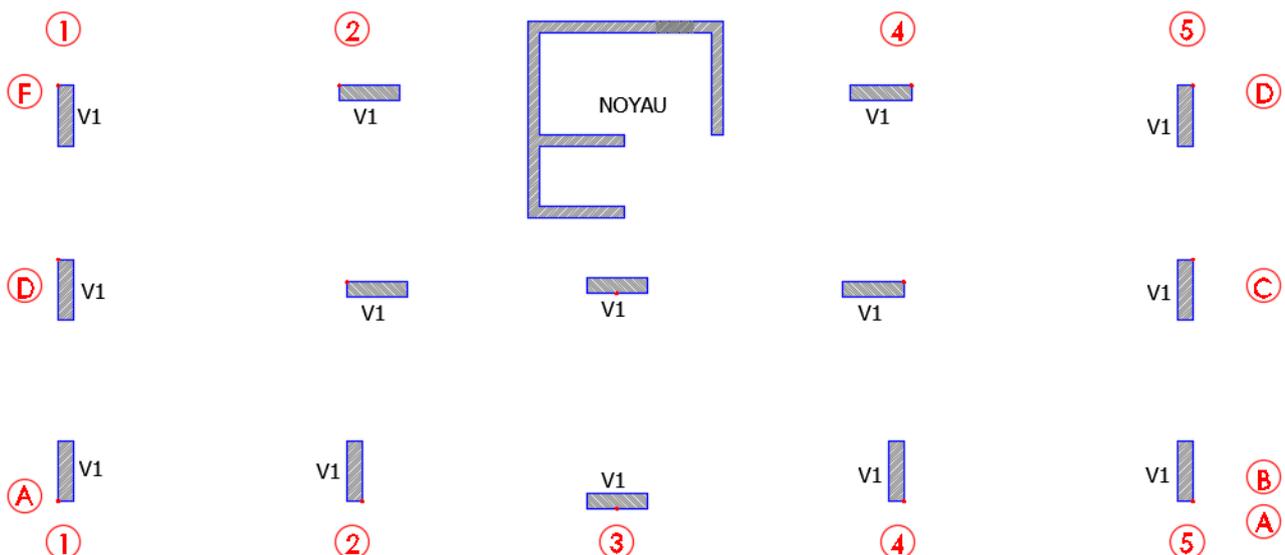


Figure 53 : 1^{er} Disposition de voiles.

1^{er} Mode : $T=1,606\text{s}$

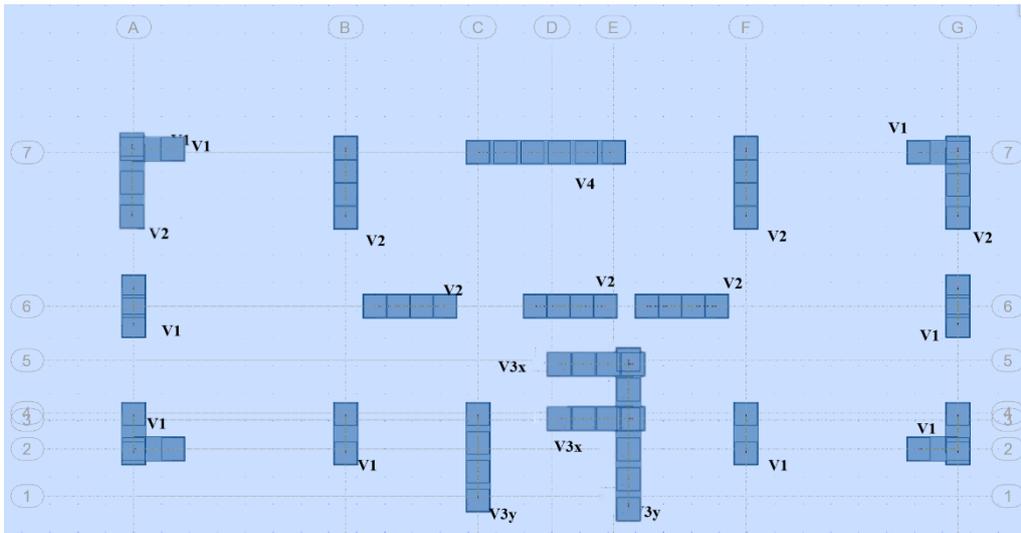


Figure 54 : 2^{ème} disposition des voiles choisie.

1^{er} Mode : T= 1,246s

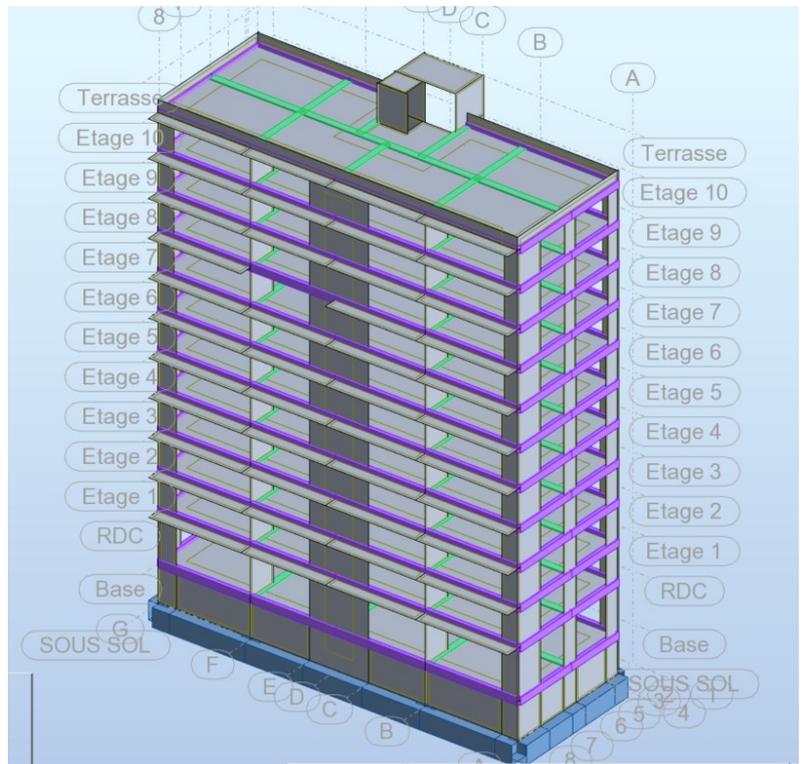
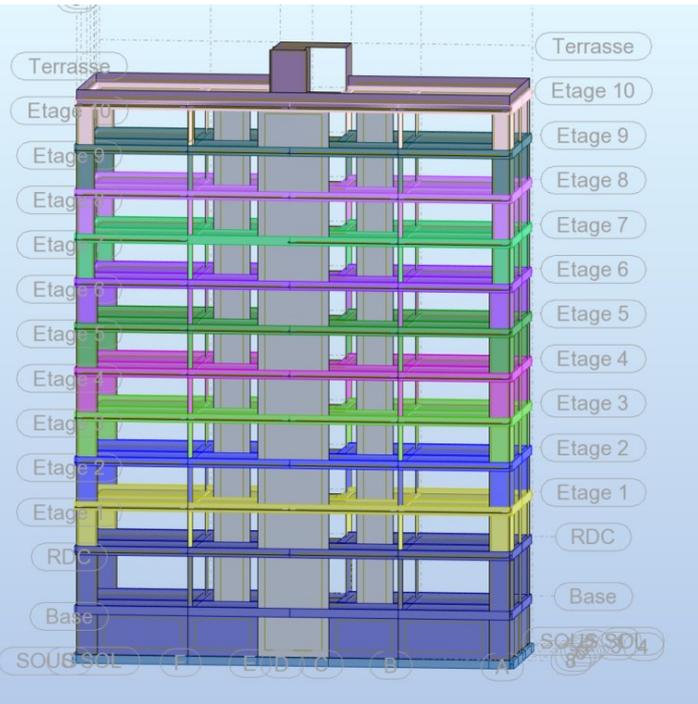
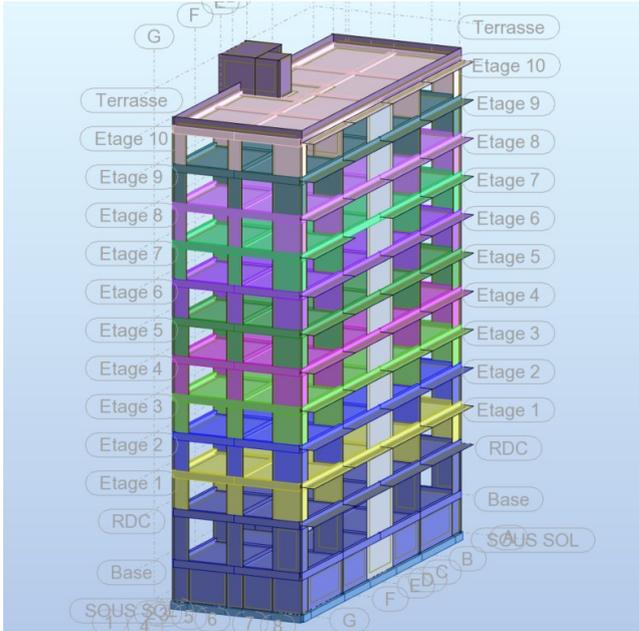


Figure 55 : Vue 3D de la structure.

VI.8 Résultats obtenus après les calculs :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.[kg]
1	0,623	1,246	70,477	1,393	70,477	1,393	7365823,28
2	0,658	1,076	71,728	70,228	1,251	68,835	7365823,28
3	0,802	0,882	71,804	70,422	0,076	0,194	7365823,28
4	0,997	0,342	84,298	70,971	12,494	0,549	7365823,28
5	1,731	0,291	84,993	85,539	0,694	14,568	7365823,28
6	2,089	0,265	84,993	85,546	0	0,008	7365823,28
7	2,854	0,161	88,83	85,734	3,837	0,187	7365823,28
8	3,172	0,16	89,316	85,767	0,486	0,034	7365823,28
9	3,386	0,156	89,731	85,801	0,415	0,034	7365823,28
10	3,47	0,15	89,735	85,805	0,004	0,003	7365823,28
11	4,159	0,15	89,798	85,812	0,063	0,007	7365823,28
12	5,595	0,139	89,857	87,241	0,059	1,429	7365823,28
13	5,669	0,136	90,093	90,149	0,236	2,908	7365823,28
14	5,814	0,134	90,093	90,448	0	0,299	7365823,28
15	6	0,132	90,099	90,505	0,006	0,057	7365823,28
16	6,603	0,127	90,105	90,681	0,006	0,176	7365823,28
17	6,706	0,126	90,105	90,681	0	0	7365823,28
18	6,823	0,126	90,105	90,682	0	0,001	7365823,28
19	6,949	0,125	90,106	90,683	0	0,001	7365823,28
20	6,99	0,124	90,106	90,683	0	0	7365823,28

Tableau VI.7 : Modes propres, périodes propres et masse effectives.

Remarque :

Si :	La période choisie pour le calcul du facteur D est :
$T_{analytique} \leq T_{empirique}$	$T = T_{analytique}$
$T_{empirique} < T_{analytique} < 1,3 \cdot T_{empirique}$	$T = T_{empirique}$
$T_{analytique} \geq 1,3 \cdot T_{empirique}$	$T = 1,3 \cdot T_{empirique}$

Tableau VI.8 : Période choisie pour le calcul du (D).

Avec : $T_{analytique} = 1,246$ s

• $T_{x(analytique)} = 1,246$ s $\geq 1,3 T_{(x empirique)} = 0,819$ s $\Rightarrow T_{(x majoré)} = 1,3 \times 0,63 = 0,819$ s
 $\Rightarrow T = 1,3 \cdot T_{empirique}$

• $T_{y(analytique)} = 1,08$ s $\leq 1,3 T_{(y empirique)} = 1,365$ s $\Rightarrow T_{(y majoré)} = 1,3 \times 1,04 = 1,35$ s
 $\Rightarrow T = T_{empirique}$

$$\text{on a : } \begin{cases} T_2 \leq T_x \leq 3,0s \\ T_2 \leq T_y \leq 3,0s \end{cases} \Rightarrow D = 2,5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 1.18 \\ D_y = 1 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} V_{X\text{statique}} = \frac{0,15 \cdot 1,18 \cdot 1,3}{3,5} \cdot 73658,23 = 4842,5 \text{ KN} \\ V_{Y\text{statique}} = \frac{0,15 \cdot 1 \cdot 1,3}{3,5} \cdot 73658,23 = 4103,82 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 80\%V_{X\text{statique}} = 3874 \text{ KN} \\ 80\%V_{Y\text{statique}} = 3283,04 \text{ KN} \end{cases}$$

❖ **Interprétation des résultats :**

- **La période propre numérique (analytique) :** $T_{(\text{analytique})} = 1,245 \text{ s}$

La valeur de T calculée ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T_{\text{analytique}} = 1,246s < 1,30 T_{\text{emp}} = 1,365 \text{ s} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc, $T=1,3 T_{\text{empirique}}$ (voir tableau VI.8 : Période choisie pour le calcul du (D).)

- Le premier mode est un mode de translation suivant le sens (xx) ;
- Le deuxième mode est un mode translation suivant le sens (yy) ;
- Le troisième mode est un mode de torsion ;
- Les facteurs de participations massiques ont atteint plus de 90% au 13^{ème} mode pour le sens (xx) et le sens (yy).

-Vérification ART 4.3.4 RPA99/V2003 :

Direction xx : 13^{ème} mode : Masse cumulée = 90,142 %

Direction yy : 13^{ème} mode : Masse cumulée = 90,126%

Condition de vérification : Masse cumulée > 90%

❖ **Représentation graphique du spectre :**

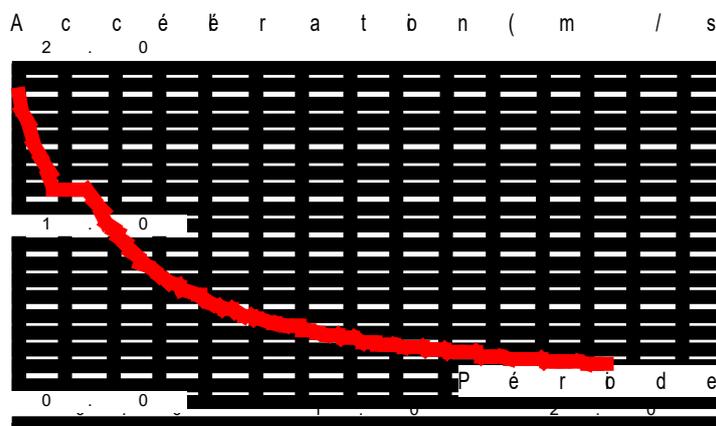


Figure 56 : la courbe de spectre de réponse.

VI.9 Méthode d'analyse modale spectrale :

VI.9.1 Principe :

Par cette méthode, 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. L'action sismique est représentée par une courbe retraçant la variation d'accélération spectrale relative « Sa/g » d'un point du sol sous l'effet des secousses sismiques en fonction de la période propre de leurs oscillations non amorties. Cette action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (1,25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 s \\ 2,5\eta (1,25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0 s \end{cases} \quad \text{Avec :}$$

g : accélération de la pesanteur.

VI.9.2 Force sismique par la méthode modale spectrale :

Le RPA exige que la résultante des forces sismique calculées par la méthode modale spectrale doit être supérieure ou égale à 80% des force sismique calculées par la méthode statique équivalente V_{statique} correspondant à la période fondamentale donnée par la formule empirique (T_{emp}).

Résultat donné par le logiciel « **ROBOT** » est :

Sens	V_{st} (kN)	$0,8V_{\text{st}}$ (kN)	V_{dyn} (kN)	$V_{\text{dyn}} \geq 0,8V_{\text{st}}$
X	4842,5	3874	3834	CNV
Y	4103,82	3283,04	4007,268	CV

Tableau VI.9 : les forces sismiques des deux directions.

La force sismique à la base obtenue par la méthode d'analyse modales spectrale dans le sens X **ne dépasse pas** 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V, pour solutionner cet inconvénient, selon le **ART 4.3.6 RPA99/v2003**, il y a eu une nécessité à augmenter les paramètres de la réponse. Nous avons opté pour une augmentation du **facteur de 1 à 1,1**, proportionné par le rapport $0,8V_{\text{yst}}/V_{\text{dyn}}$ qui nous a donné les résultats suivants :

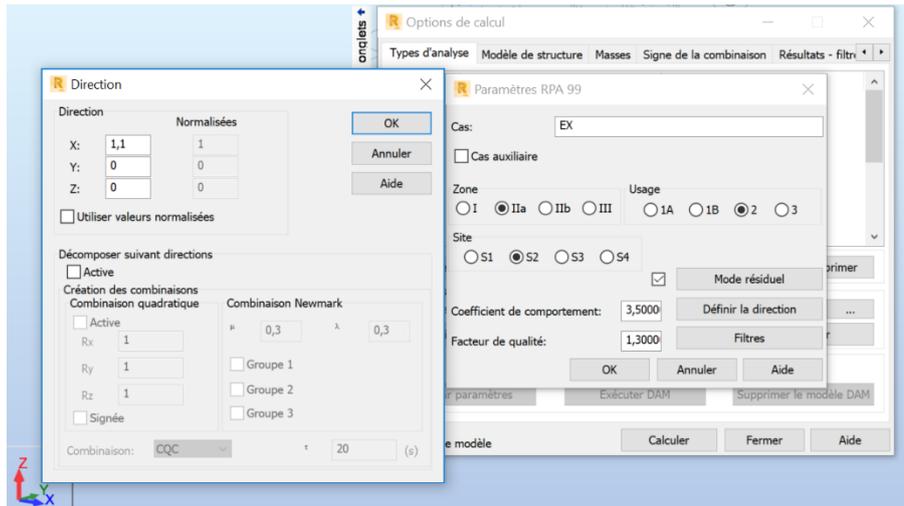


Figure 57 : facteur dynamique

Sens	V_{st} (kN)	$0,8V_{st}$ (kN)	V_{dyn} (kN)	$V_{dyn} \geq 0,8V_{st}$
X	4842,5	3874	4029,734	CV
Y	4103,82	3283,04	4007,268	CV

Tableau VI.10: les forces sismiques des deux directions.

VI.9.3 Calcul de la force sismique selon la hauteur :

Selon le Art. 4.2.5 RPA99-V2003, la résultante des force s sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i$$

F_i - force concentrée au sommet de la structure.

$$F_{t,x,y} = 0,25 \cdot V$$

$$F_{t,x,y} = 0,07 \cdot T_{x,y} \cdot V \Rightarrow T > 0,7 \text{ secondes}$$

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum W_j h_j}$$

Les résultats des forces sismiques selon la hauteur à la base du différent niveau sont regroupés dans le tableau suivant :

	SENS X	SENS Y
Étages	FX [kN]	FY [kN]
Sous-sol	4029,734	4007,268
RDC	3819,433	3771,103
Etage 1	3799,09	3748,747
Etage 2	3479,966	3434,323
Etage 3	3256,417	3217,117
Etage 4	3022,712	2982,155
Etage 5	2781,347	2738,862
Etage 6	2521,889	2484,717
Etage 7	2234,655	2207,085
Etage 8	1909,806	1886,861
Etage 9	1497,281	1473,133
Etage 10	957,953	936,034
Terrasse	121,906	121,363

Tableau VI.11 : Les valeurs des forces sismiques selon la hauteur de chaque niveau.

VI.9.4 Evaluation des excentricités :

- **Centre de masse :**

C'est le point de passage de la force d'inertie engendrée par le tremblement de terre à niveau d'étage (i). Chaque étage possède un centre de gravité $\mathbf{R}_{(x,y)}$ à priori différent de celui des autres étages. Pour déterminer les sollicitations d'un niveau (i) d'un bâtiment de (n) étages soumis à une action sismique, il faut connaître la position de la force horizontale résultante (V_i) appliquée au même étage. (V_i) étant la somme des forces d'étage au-dessus du niveau (i). Elle passe par le centre de gravité $\mathbf{R}_{(x,y)}$ de l'ensemble des étages situés au-dessus de l'étage (i). Le centre de gravité des masses $\mathbf{R}_{(x,y)}$ est exprimé par les coordonnées R_x et R_y suivants :

$$R_x = \frac{\sum_{i=i+1}^n m_i \cdot x_i}{\sum m_i} \quad \text{et} \quad R_y = \frac{\sum_{i=i+1}^n m_i \cdot y_i}{\sum m_i}$$

- **Centre de rigidité :**

C'est le point de passage de la ligne d'application (V_i), telle que la rotation relative de deux planchers successifs (i et $i+1$), sera nulle. Cette ligne définit la position du "centre de rigidité" $\mathbf{G}_{(x,y)}$ des éléments structuraux verticaux du niveau (i). Le centre de rigidité $\mathbf{G}_{(x,y)}$ est exprimé par les coordonnées G_x et G_y suivants :

$$G_x = \frac{\sum_{i=i+1}^n I_i \cdot x_i}{\sum I_i} \quad \text{et} \quad G_y = \frac{\sum_{i=i+1}^n I_i \cdot y_i}{\sum I_i}$$

- **L'excentricité théorique :**

$$\begin{cases} e_{x0} = R_x - G_x \\ e_{y0} = R_y - G_y \end{cases}$$

- L'excentricité accidentel :

$$\begin{cases} ex1 = \max(5\%Lx; ex0) \\ ey1 = \max(5\%Ly; ey0) \end{cases}$$

Avec :

R_x,R_y : Les coordonnées du centre de masse ;

G_x, G_y : Les coordonnées du centre de torsion ;

I_{xi} : Moment d'inertie par rapport à l'axe (OX) ;

I_{yi} : Moment d'inertie par rapport à l'axe (OY) ;

x_i : L'abscisse du centre de gravité de l'élément ;

y_i : L'ordonnée du centre de gravité de l'élément ;

L_x : dimension totale du bâtiment dans la direction X ;

L_y : dimension totale du bâtiment dans la direction Y ;

ex₀ : L'excentricité théorique dans la direction X ;

ey₀ : L'excentricité théorique dans la direction Y ;

ex₁ : L'excentricité accidentel dans la direction X ;

ey₁ : L'excentricité accidentel dans la direction Y ;

Étages	Masse [kg]	G (x,y) [m]		R (x,y) [m]		Lx [m]	Ly [m]	ex0 [m]	ey0 [m]	ex1 [m]	ey1 [m]
Sous-sol	652065,967	14,76	5,49	0,0	0,0	29,55	10,7	14,76	5,49	1,48	0,54
RDC	96486,855	15,12	4,35	16,00	6,66	29,55	12,7	0,88	2,3	1,48	0,64
Etage 1	1086660,081	14,79	5,90	16,00	6,66	29,55	13,75	1,21	0,76	1,48	0,69
Etage 2	582567,131	14,82	5,79	16,00	6,66	29,55	13,75	1,18	0,87	1,48	0,69
Etage 3	579352,378	14,82	5,79	16,01	6,64	29,55	13,75	1,19	0,85	1,48	0,69
Etage 4	579352,378	14,82	5,79	16,01	6,64	29,55	13,75	1,19	0,85	1,48	0,69
Etage 5	579352,378	14,82	5,79	16,01	6,64	29,55	13,75	1,19	0,85	1,48	0,69
Etage 6	579352,378	14,82	5,79	16,01	6,64	29,55	13,75	1,19	0,85	1,48	0,69
Etage 7	564642,526	14,74	5,68	16,03	6,65	29,55	13,75	1,29	0,96	1,48	0,69
Etage 8	576290,708	14,82	5,80	16,03	6,65	29,55	13,75	1,21	0,85	1,48	0,69
Etage 9	576290,708	14,82	5,80	16,03	6,65	29,55	13,75	1,21	0,85	1,48	0,69
Etage 10	681839,66	14,84	5,76	16,06	6,65	29,55	13,75	1,22	0,89	1,48	0,69
Terrasse	117637,613	15,1	3,47	16,35	2,21	29,55	12,7	1,24	1,26	1,48	0,64

Tableau VI.12 : récapitulatif des excentricités, masses, centre de masse et torsion selon X et Y de chaque étage.

VI.9.5 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 VI.13.

L'article 4.43 du RPA99/2003 préconise que les déplacements relatifs aux étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur libre de l'étage considéré. Les déplacements sont calculés par la formule définie par le RPA99/2003 comme suit : $\delta_K = R \times \delta_{eK}$

Où :

δ_K -est le déplacement horizontal au niveau (k) de la structure ;

δ_{eK} -est le déplacement élastique dû aux forces sismiques V ;

R -est le coefficient de comportement (R = 3,5) ;

Le déplacement au niveau (k) par rapport au niveau (k-1) est défini par : $\Delta_K = (\delta_K - \delta_{K-1})$.

Après analyse des résultats, on obtient le tableau ci-dessus :

Étage	Δ_K dr UX [cm]	Δ_K dr UY[cm]
Sous-sol	0	0
RDC	0,8	0,6
Etage 1	1,4	1
Etage 2	1,2	0,8
Etage 3	1,3	0,9
Etage 4	1,3	0,9
Etage 5	1,2	0,9
Etage 6	1,2	0,9
Etage 7	1,1	0,9
Etage 8	1	0,8
Etage 9	0,9	0,8
Etage 10	0,8	0,7
Terrasse	0,5	0,8

Tableau VI.13 : Vérification des déplacements inter étage selon X et Y.

D'après l'article 5.10 du RPA99/2003, Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta_K \leq 1\%he$$

$\Rightarrow 1\%he = 4,08 \text{ cm}$, donc la condition est vérifiée.

VI.9.6 Justifications vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Appelés aussi effet de second ordre (L'effet P-Δ), se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacements « *delta* »(Δ).

La valeur de l'effet P-Δ dépend de :

- La valeur de la force axiale ;
- La rigidité ou la souplesse de la structure ;
- La rigidité des éléments de la structure.

Le règlements RPA99/V2003 (article 5.9), préconise que les effet P-Δ peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaisante à tous les niveaux de la structure :

$$\theta_K = P_k \cdot \Delta_k / V_k \cdot h_k \leq 0.1$$

Tel que :

- Si $\theta_K < 0.1$: les effets de seconds ordres sont négligés ;
- Si $0.1 < \theta_K < 0.20$: les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1 - \theta_K)$
- Si $\theta_K > 0.20$: la structure est potentiellement instable est doit être redimensionnée.

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k".

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δ_k : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1"

h_k : hauteur de l'étage "k"

Étages	h_k (cm)	P_k [kN]	$V_k(x)$ [kN]	$\Delta k(x)$ [cm]	$V_k(y)$ [kN]	$\Delta k(x)$ [cm]	θ_{Kx}	θ_{Ky}
Sous-sol	306	6520,65967	4029,734	0	4007,268	0	0	0
RDC	408	964,86855	3819,433	0,8	3771,103	0,6	0,00049534	0,00037626
Etage 1	306	10866,60081	3799,09	1,4	3748,747	1	0,01308642	0,00947297
Etage 2	306	582567,131	3479,966	1,2	3434,323	0,8	0,65649405	0,44347935
Etage 3	306	5793,52378	3256,417	1,3	3217,117	0,9	0,00755831	0,0052966
Etage 4	306	5793,52378	3022,712	1,3	2982,155	0,9	0,00814269	0,00571391
Etage 5	306	5793,52378	2781,347	1,2	2738,862	0,9	0,0081686	0,00622148
Etage 6	306	5793,52378	2521,889	1,2	2484,717	0,9	0,009009	0,00685783
Etage 7	306	5646,42526	2234,655	1,1	2207,085	0,9	0,00908311	0,00752446
Etage 8	306	5762,90708	1909,806	1	1886,861	0,8	0,00986123	0,00798491
Etage 9	306	5762,90708	1497,281	0,9	1473,133	0,8	0,01132034	0,01022747
Etage 10	306	6818,3966	957,953	0,8	936,034	0,7	0,0186083	0,01666354
Terrasse	306	1176,37613	121,906	0,5	121,363	0,8	0,01576775	0,02534127

Tableau VI.14 : vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ .

$\Rightarrow \theta_{Kx, y} < 0.1 \Rightarrow$ pour chaque niveau "k" et dans les deux directions, l'effet P- Δ peut être négligé dans le calcul des éléments structuraux.

VI.9.7 Vérification vis-à-vis au renversement :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation. (Art.4.41 du RPA99/V2003)

Elle se traduit par la vérification dans les deux sens (longitudinal et transversal) suivants :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

$$M_s = \sum W_i \times X_i$$

Avec

M_s : Moment stabilisant provoqué par les charges verticales.

M_r : Moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

F_i : Forces sismiques au niveau *i*.

W_i : Poids de l'étage *i*.

X_i : Coordonnée du centre de masse de l'étage *i*.

h_i : hauteur du niveau *i*.

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Étages	Wi [kN]	G (x) [m]	Wi*Gx [KN.m]	Fi(x)[kN]	hi [m]	Fi*hi[KN.m]
Sous-sol	6520,6597	14,76	96244,93673	4029,734	3,06	123309,8604
RDC	964,86855	15,12	14588,81248	3819,433	4,08	155832,8664
Etage 1	10866,601	14,79	160717,026	3799,09	3,06	116252,154
Etage 2	582567,13	14,82	8633644,881	3479,966	3,06	106486,9596
Etage 3	5793,5238	14,82	85860,02242	3256,417	3,06	99646,3602
Etage 4	5793,5238	14,82	85860,02242	3022,712	3,06	92494,9872
Etage 5	5793,5238	14,82	85860,02242	2781,347	3,06	85109,2182
						77169,6034
Etage 6	5793,5238	14,82	85860,02242	2521,889	3,06	
Etage 7	5646,4253	14,74	83228,30833	2234,655	3,06	68380,443
Etage 8	5762,9071	14,82	85406,28293	1909,806	3,06	58440,0636
Etage 9	5762,9071	14,82	85406,28293	1497,281	3,06	45816,7986
Etage 10	6818,3966	14,84	101185,0055	957,953	3,06	29313,3618
Terrasse	1176,37613	15,11	17775,04332	121,906	3,06	3730,3236
Total		Ms=	9621636,669		Mr=	1061983,2
						$\frac{Ms}{Mr} = 9,060 \text{ CV}$

Tableau VI:0.15 : la valeur de Ms et Mr suivant X.

Étages	Wi [kN]	G (y) [m]	Wi*Gy [KN.m]	Fi(y)[kN]	hi [m]	Fi*hi[KN.m]
Sous-sol	6520,6597	5,49	35798,42159	4007,268	3,06	122622,4008
RDC	964,86855	4,35	4197,178193	3771,103	4,08	153861,0024
Etage 1	10866,601	5,9	64112,94478	3748,747	3,06	114711,6582
Etage 2	582567,13	5,79	3373063,688	3434,323	3,06	105090,2838
Etage 3	5793,5238	5,79	33544,50269	3217,117	3,06	98443,7802
Etage 4	5793,5238	5,79	33544,50269	2982,155	3,06	91253,943
Etage 5	5793,5238	5,79	33544,50269	2738,862	3,06	83809,1772
Etage 6	5793,5238	5,79	33544,50269	2484,717	3,06	76032,3402
Etage 7	5646,4253	5,68	32071,69548	2207,085	3,06	67536,801
Etage 8	5762,9071	5,8	33424,86106	1886,861	3,06	57737,9466
Etage 9	5762,9071	5,8	33424,86106	1473,133	3,06	45077,8698
Etage 10	6818,3966	5,76	39273,96442	936,034	3,06	28642,6404
Terrasse	1176,37613	3,47	4082,025171	121,363	3,06	3713,7078
Total		Ms=	3753627,651		Mr=	1048533,551
						$\frac{Ms}{Mr} = 3,579 \text{ CV}$

Tableau VI.16 : la valeur de Ms et Mr suivant Y.

VI.10 Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons effectué l'étude sismique, pour l'efficacité et rapidité des calculs nous avons eu recours au logiciel "ROBOT".

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- ✓ La période est vérifiée ;
- ✓ Le pourcentage de participation massique est vérifiées ;
- ✓ L'excentricité est vérifiée ;
- ✓ L'effort tranchant à la base de la structure est vérifié ;
- ✓ Les déplacements relatifs et maximales sont vérifiées ;
- ✓ La justification vis-à-vis à l'effet P- Δ a été bien menée ainsi que le renversement.

Le chapitre suivant fera objet l'étude des éléments structuraux (voiles et poutres noyées), nous espérons dans ce chapitre étudier tous les éléments porteurs avec les nouvelles modifications apportées après avoir simulé la structure sur le logiciel ROBOT.

CHAPITRE VII

Étude des éléments structuraux

VII. ÉTUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

VII.1 Introduction :

Pour pouvoir déterminer les différentes sollicitations et les déformations dans les éléments de la structure, on doit déterminer les différentes combinaisons de calcul.

Les combinaisons qu'on doit utiliser sont :

- Pour d'état limite ultime (ELU)..... $1,35G+1,5Q$.
- Pour l'état limite de service (ELS)..... $G+Q$.
- Pour l'état sismiques..... $G + Q \pm E$ et $0.8G \pm E$.

Après avoir calculé les sollicitations, nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

Le ferrailage des éléments résistants s'effectue selon le règlement **BAEL91**, et les vérifications selon le règlement **RPA99 version 2003**.

Notre structure est composée des éléments suivants :

- ✓ Les voiles.
- ✓ Les poutres noyées

VII.2 Étude des poutres :

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant non préjudiciable.

VII.3 Poutre Noyée :

VII.3.1 Introduction :

Les poutres noyées sont des poutres incorporées dans les planchers dalle pleine, sont sollicité par un moment fléchissant et un effort tranchant, alors le calcul sera fait en flexion simple.

VII.3.2 Les moments fléchissant des poutres :

Les moments fléchissant et l'effort tranchant de la poutre sont pris depuis le logiciel ROBOT

VII.3.3 Combinaisons d'actions :

- Selon B.A.E.L 91 :

Combinaisons fondamentales :

- ELU : $1,35G + 1,5Q$
- ELS : $G + Q$

- Selon R.P.A 99/V2003 :

Combinaisons accidentelles

- $G + Q \pm E$
- $0,8G \pm E$

VII.3.4 Ferrailage des poutres :

Condition de non fragilité (selon B.A.E.L 91)

$$A_{\min} = 0,23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Selon R.P.A 99/V2003

$A_{\min} = 0,5\%$ de la section totale.

$A_{\max} = 4\%$ de la section totale en zone courante.

$A_{\max} = 6\%$ de la section totale en zone de recouvrement.

Tableau des sollicitations :

Poutres	M_{\max}^t (kN. m)			M_{\max}^a (kN. m)			T (kN)
	ELU	ELS	G+P+E	ELU	ELS	G+P+E	
Poutres noyées principales (60x30)	146.179	106.302	100.768	325.188	237.133	352.777	143.290
Poutres noyées secondaires (22x55)	146.179	106.302	100.768	325.188	237.133	352.777	143.290

Tableau VII.1 : Résultats des moments et des efforts tranchants donnés par Autodesk Robot.

VII.3.5 Poutres noyées principales :

- Calcul des armatures longitudinales :

a) En travée :

- ELU :

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} ; \sigma_b = 0.85 * \frac{f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{MPa}$$

$$\mu = \frac{146.179}{14.2 * 30 * 54^2} = 0.117 < \mu_l = 0.392 (f_e E 400)$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha ; \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) ; \sigma_s = \frac{f_e E}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$

$$\beta = 0.9376$$

Donc $A_t = 8.29 \text{cm}^2$

Choix : **6T16+2T10**

• **ELS :**

Comme la fissuration est peu nuisible, il suffira de vérifier seulement la contrainte dans le

béton : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

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

○ **Position de l'axe neutre :**

○ **Moment statique au niveau de l'axe neutre :**

$$D = \frac{15 \cdot Au}{b} = 1.2435$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{2} + 15A(d - y_1)$$

$$I = \frac{100 \times y_1^3}{2} + 15 \times 8.29(54 - y_1)$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 10.41 \text{ cm}$$

$$E = 2 \cdot d \cdot D = 134.298$$

○ **Moment d'inertie au niveau de l'axe neutre :**

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 10.98}{3} + 15 \times 8.29(54 - 10.41)^2$$

$$I = 292681.551 \text{ cm}^4$$

$$k_1 = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{106.302}{292681.551}$$

$$k_1 = 0.363$$

$$\sigma_{bc} = k_1 \times y_1 = 3.77 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Donc : L'armature calculée à L'ELU convient.

b) En appui :

• **ELU :**

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}; \sigma_b = 0.85 * \frac{f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{325.188}{14.2 \cdot 30 \cdot 54^2} = 0.261 < \mu_l = 0.392 \text{ (feE400)}$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha; \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}); \sigma_s = \frac{f_{eE}}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\beta = 0.846 \rightarrow A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = 20.45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **ELS :**

Comme la fissuration est peu nuisible, il suffira de vérifier seulement la contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

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

- **Position de l'axe neutre :**
- **Moment statique au niveau de l'axe neutre :**

$$D = \frac{15 \cdot Au}{b} = 3.0675$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{2} + 15A(d - y_1)$$

$$I = \frac{100 \times y_1^3}{2} + 15 \times 20.45(54 - y_1)$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 15.39 \text{ cm}$$

$$E = 2 \cdot d \cdot D = 331.29$$

- **Moment d'inertie au niveau de l'axe neutre :**

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 15.39^3}{3} + 15 \times 20.45(54 - 15.39)^2$$

$$I = 578787.199 \text{ cm}^4$$

$$k_1 = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{237.133}{578787.199}$$

$$k_1 = 0.409$$

$$\sigma_{bc} = k_1 \times y_1 = 6.29 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Donc : L'armature calculée à L'ELU convient.

VII.3.6 Poutres noyées secondaires (Chainages) :

a) En travée :

• **ELU :**

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}; \sigma_b = 0.85 \cdot \frac{f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{146.179}{14.2 \cdot 55 \cdot 19.8^2} = 0.477 > \mu_l = 0.392 (f_{eE400}), \text{ Donc } A' \text{ existe.}$$

- **Calcul des armatures (" Par la méthode de superposition ") :**
- **Calcul de moment résistant ultime :**

$$M_1 = \sigma_b \cdot \mu_l \cdot b \cdot d^2$$

$$M_1 = 14.2 \cdot 0.392 \cdot 55 \cdot 19.8^2$$

$$M_1 = 120023.8301 \text{ N.m} = 120.023 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de moment résiduel :**

$$\Delta M = M - M_1$$

$$\Delta M = 146.179 - 120.023$$

$$\Delta M = 26.156 \text{ KN.m}$$

On doit vérifier : $\Delta M \leq 0.4 M_{\max}$

$$\Delta M = 26.156 < 0.4 \cdot 146.179 = 58.47 \text{ CV}$$

- **Calcul des armatures tendues A1 :**

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta_l \cdot d}; \beta_l = 1 - 0.4 \alpha_l; \alpha_l = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_l})$$

$$\beta_l = 0.7324$$

$$A_1 = 23.78 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{\Delta M}{\sigma_s (d - \delta' d)} = \frac{26.156}{348 \cdot (19.8 - 2.2)} = 4.27 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des armatures comprimées A' :**

$$A' = \frac{\Delta M}{\sigma_s (d - \delta' d)} = \frac{26.156}{348 \cdot (19.8 - 2.2)} = 4.27 \text{ cm}^2$$

- **Conclusion :**

$$A = A_1 + A_2 = 23.78 + 4.27 = 28.05 \text{ cm}^2$$

$$A' = A_2 = 4.27 \text{ cm}^2$$

- **ELS :**

Comme la fissuration est peu nuisible, il suffira de vérifier seulement la contrainte dans le

béton : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

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

- **Position de l'axe neutre :**

- **Moment statique au niveau de l'axe neutre :**

$$D = \frac{15 \cdot A u}{b} = 4.2075$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{2} + 15A(d - y_1)$$

$$I = \frac{100 \times y_1^3}{2} + 15 \times 28.05(54 - y_1)$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 9.36 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 166.617$$

- **Moment d'inertie au niveau de l'axe neutre :**

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 9.36^3}{3} + 15 \times 28.05(19.8 - 9.36)^2$$

$$I = 73193.25 \text{ cm}^4$$

$$k_1 = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{106.302}{73193.25}$$

$$k_1 = 1.45$$

$$\sigma_{bc} = k_1 \times y_1 = 10.81 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Donc : L'armature calculée à L'ELU convient.

b) En appui :

- **ELU :**

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = 8,8 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2}; \sigma_b = 0.85 * \frac{f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{325.188}{14.2 * 55 * 19.8^2} = 1.06 > \mu_l = 0.392 (f_e E 400), \text{ Donc } A' \text{ existe.}$$

- **Calcul des armatures ("par la méthode de superposition ") :**
- **Calcul de moment résistant ultime :**

$$M_1 = \sigma_b \times \mu_l \times b \times d^2$$

$$M_1 = 14.2 * 0.392 * 55 * 19.8^2$$

$$M_1 = 120023.8301 \text{ N.m} = 120.023 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de moment résiduel :**

$$\Delta M = M - M_1$$

$$\Delta M = 146.179 - 120.023$$

$$\Delta M = 26.156 \text{ KN.m}$$

On doit vérifier : $\Delta M \leq 0.4 M_{\text{max}}$

$$\Delta M = 26.156 < 0.4 * 146.179 = 58.47 \text{ CV}$$

- **Calcul des armatures tendues A1 :**

$$A1 = \frac{M1}{\sigma_s \cdot \beta1 \cdot d}; \beta1 = 1 - 0.4\alpha l; \alpha l = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu l})$$

$$\beta1 = 0.7324$$

$$A1 = 23.78 \text{ cm}^2$$

$$A2 = \frac{\Delta M}{\sigma_s(d - \delta' d)} = \frac{26.156}{348 \cdot (19.8 - 2.2)} = 4.27 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des armatures comprimées A' :**

$$A' = \frac{\Delta M}{\sigma_s(d - \delta' d)} = \frac{26.156}{348 \cdot (19.8 - 2.2)} = 4.27 \text{ cm}^2$$

- **Conclusion :**

$$A = A1 + A2 = 23.78 + 4.27 = 28.05 \text{ cm}^2$$

$$A' = A2 = 4.27 \text{ cm}^2$$

- **ELS :**

Comme la fissuration est peu nuisible, il suffira de vérifier seulement la contrainte dans le

béton : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

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

- **Position de l'axe neutre :**
- **Moment statique au niveau de l'axe neutre :**

$$D = \frac{15 \cdot A \cdot u}{b} = 4.2075$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{2} + 15A(d - y_1)$$

$$I = \frac{100 \times y_1^3}{2} + 15 \times 28.05(54 - y_1)$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 9.36 \text{ cm}$$

$$E = 2 \cdot d \cdot D = 166.617$$

- **Moment d'inertie au niveau de l'axe neutre :**

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 9.36^3}{3} + 15 \times 28.05(19.8 - 9.36)^2$$

$$I = 73193.25 \text{ cm}^4$$

$$k_1 = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{106.302}{73193.25}$$

$$k_1 = 1.45$$

$$\sigma_{bc} = k_1 \times y_1 = 10.81 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Donc : L'armature calculée à L'ELU convient.

- Calcul des armatures minimales :

$$A_{\min} \rightarrow \begin{cases} \text{RPA} : 0,5\%b \times h \\ \text{BAEL} : 0,23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \end{cases}$$

VII.3.7 Résumé des calculs des ferrillages des poutres :

Poutres (cm ²)	Acalculée (cm ²)		A _{min} BAEL (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{adp} (cm ²)	
	A _t	A _a			A _t	A _a
60x30	8.29	20.45	1.95	9	6T16+2T10	8T16
22x55	28.05	28.05	1.31	6.05	8T14	8T14

Tableau VII.2 : Ferrillage des poutres.

VII.3.8 Calcul des armatures transversales :

- Calcul du diamètre :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_{\max}; \frac{b}{10} \right) = \min \left(\frac{600}{35}; 16; \frac{300}{10} \right) = 16\text{mm}$$

$$\phi_t \leq 16\text{mm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Soit : $A_t = 4 \phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$. (cadre Ø8 + étrier)

- Calcul de l'espacement :

- Selon le B.A.E.L 91

$$St_1 \leq \min (0,9d; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$St_2 \leq \frac{A_t f_{et}}{0,4b} = \frac{2,01 \times 235}{0,4 \times 30} = 39.95 \text{ cm}$$

$$St_3 \leq \frac{0,9 \times A_t \times f_{et}}{\gamma_s \times b [\tau_{ur} - (0,3.k.f_{tj}^*)]} = \frac{0,9 \times 2,01 \times 235}{1,15 \times 30 [1,05 - (0,3 \times 1 \times 2,1)]} = 30.65$$

Soit : $St = 15 \text{ cm}$

- Selon RPA 99/V2003

En zone nodale : $St \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_t \right) \rightarrow$ soit $St = 10\text{cm}$.

En zone courante : $St' \leq \frac{h}{2} = 30 \text{ cm} \rightarrow$ soit $St' = 15\text{cm}$.

VII.3.9 Section d'armature des barres transversales d'après le RPA 99/V2003 :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

En zone nodale : $A_t = 0,3\% \times St \times b = 1,35 \text{ cm}^2$

En zone courante : $A_t = 0,3\% \times St \times b = 2,03 \text{ cm}^2$

• **Recouvrement des barres longitudinales :**

Selon le (RPA99/Version2003), la longueur de recouvrement dans la zone II est :

$L_r = 40\phi_1 \rightarrow L_r = 64 \text{ cm.}$

VII.3.10 Vérification de l'effort tranchant :

La fissuration est peu nuisible $\Rightarrow \overline{\tau_u} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right)$

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

Poutres (cm ²)	T _{max} (kN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ (MPa)
60x30	143.290	0.88	3.33	CV
22x55	143.290	0.88	3.33	CV

Tableau VII.3 : Vérification de l'effort tranchant dans les poutres.

VII.3.11 Schémas de ferrailage des poutres noyées principales (60 x 30) cm²

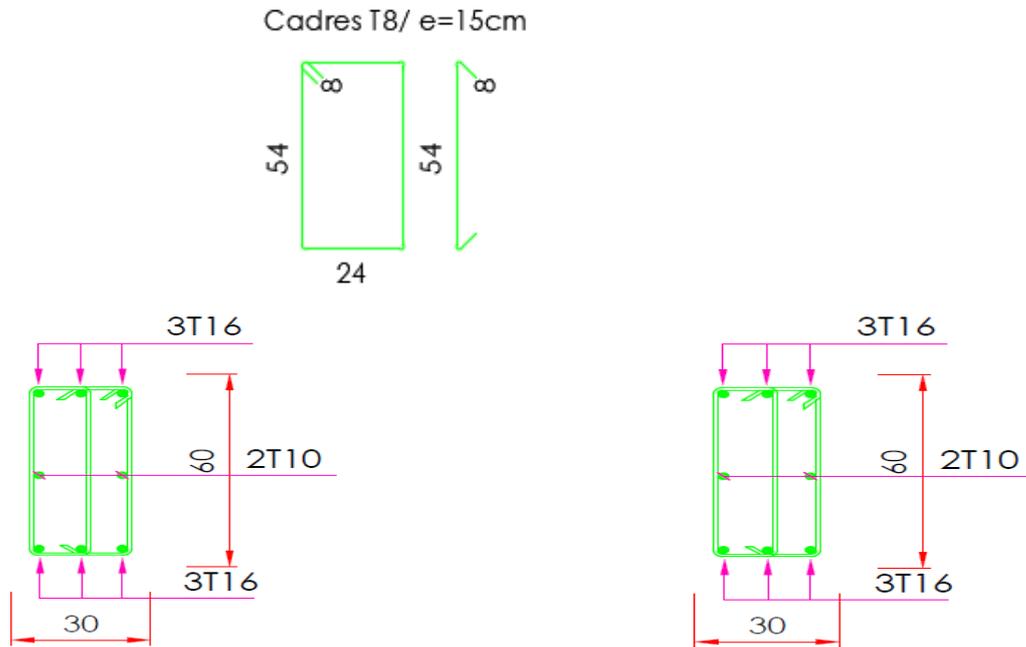


Figure 59 : ferrailage de la poutre (60x30) en appuis.

Figure 58 : ferrailage de la poutre (60x30) en travée.

VII.3.12 Schémas de ferrailage des poutres noyées secondaires (22 x 55) cm² :

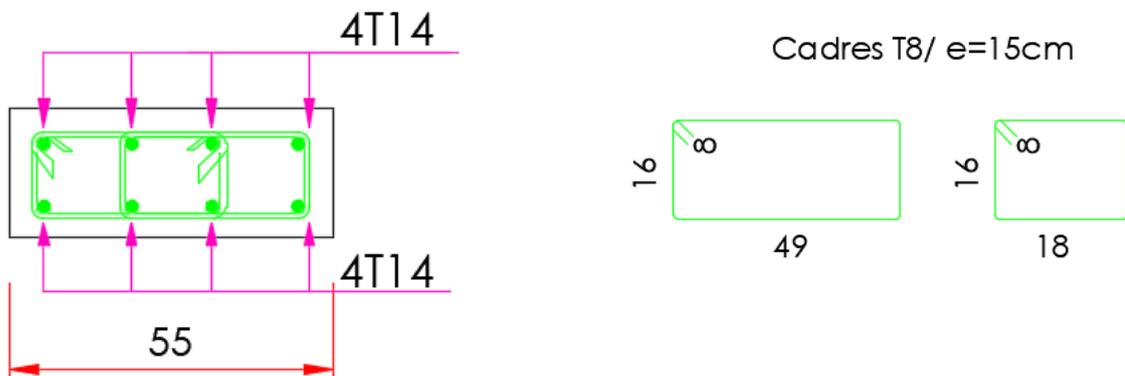


Figure 60 : Schémas de ferrailage des poutres (22 x 55) cm²

VII.4 étude des voiles :

VII.4.1 Introduction :

La voile est un élément important de la structure, destiné spécialement pour le contreventement des bâtiments comme il peut jouer le rôle de mur de soutènement. Il se calcule comme le poteau en flexion composée.

Les voiles présentent une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales agissant dans leurs plans. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leurs plans, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par des portiques. Leur rôle principal est de rassurer essentiellement la transmission des charges et des surcharges verticales aux fondations, et de reprendre les efforts horizontaux dus au séisme, vent et la poussée des terres.

VII.4.2 Les avantages remarquables des voiles de contreventement

- La masse élevée des voiles permet un bon isolement acoustique et la bonne capacité calorifique du béton armé donnant au bâtiment une inertie thermique appréciable ;
- Une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales permettant de réduire considérablement les dommages sismiques ;
- Les structures contreventées par des voiles ont de faibles déplacements.

Dans notre structure, on distingue deux types des voiles :

- Voile de contreventement et
- Voile périphérique au sous-sol.

Les voiles seront calculés dans les deux directions horizontale et verticale, le ferrailage vertical sera calculé à la flexion composée sous un effort normal de compression N et des moments de flexion M_{xx} et M_{yy} ; tandis que le ferrailage horizontal sera calculé pour résister à l'effort tranchant V , issues des combinaisons d'actions suivantes :

- Selon le BAEL 91 (situation durable transitoire) $\left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$
- Selon le RPA version 2003 (situation accidentelle) $\left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0.8 G + E \end{array} \right.$

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation non pondérées.

E : action du séisme.

VII.4.3 Ferrailage des voiles :

Le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

VII.4.4 Prescriptions imposées par RPA99/V2003 :

a) Aciers verticaux :

- Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il puisse reprendre les contraintes induites par la flexion composée, en tenant compte des prescriptions suivantes du RPA99/v2003 :
- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20%, de section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur des voiles.
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit du dixième de la longueur de voile ($L/10$), cet espacement doit être inférieur ou égal à 15 cm.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

b) Aciers horizontaux :

- Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

c) Règles générales :

Les armatures transversales doivent respecter les dispositions suivantes :

- L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5.e \quad (\text{Article 7.7.4.3 RPA})$$
$$S \leq 30cm$$

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles.

- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

VII.4.5 Sollicitations sur les voiles :

Trois cas de flexion composée sont à considérer pour la détermination de la nature de la section, tout dépend de la position de l'axe neutre (entre ou en dehors des armatures). Soit on aura :

- 1- Section entièrement tendue (SPT).
- 2- Section partiellement comprimée (SPC).
- 3- Section entièrement comprimée (SEC).

Tout en admettant que :

- $N < 0$ un effort de compression.
- $N > 0$ un effort de traction.

Le calcul se fera dans un cas de fissuration jugée peu préjudiciable. De ce fait, le dimensionnement sera réalisé à l'E.L.U. et/ou l'E.L.U de stabilité de forme dans le cas de flexion composée avec effort normal de compression, et les contraintes seront vérifiées à l'E.L.U vis-à-vis de la durabilité.

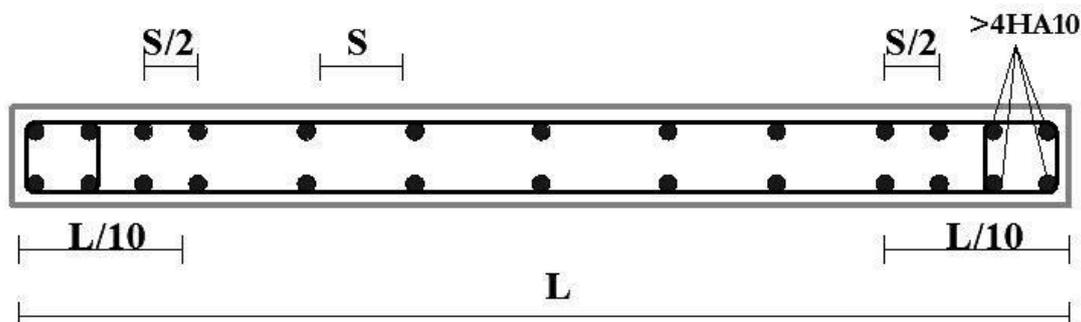


Figure 61 : Disposition vertical des armatures dans les voiles.

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins par quatre épingles au m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :
 - 40Φ Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible ;
 - 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Tableau de sollicitations sur les voiles donné par le logiciel ROBOT :

Type	L(m)	e(m)	Combinaison	Nmax(KN)	Mmax(KN.m)	T(KN)
Voiles 1x	1.4	0.35	G+Q+Ey	-1444.482	-94.212	88.873
			G+Q+EX	1034.18	-281.39	-0.285
			0.8G+EY	-1346.668	83.17	79.589
			0.8G+EX	1047.487	190.913	119.827
			ELU	1146.75	-90.303	-80.552
			ELS	100.034	-18.101	-15.482
Voiles 1y	1.4	0.35	G+Q+Ey	-3148.26	-473.916	89.611
			G+Q+EX	2887.153	-62.554	71.645
			0.8G+EY	-2804.908	-473.674	86.656
			0.8G+EX	2815.404	-103.424	45.482
			ELU	3081.348	-30.968	47.671
			ELS	380.902	6.125	8.143

Tableau VII.4 : Sollicitation obtenues par ROBOT.

VII.4.6 Calcul du Ferrailage des voiles :

VII.4.6.1 Les voiles V1 (L=1.4m) :

VII.4.6.1.1 Ferrailage verticale

- **Combinaison accidentelle** $\Rightarrow G + P \pm E \begin{cases} \gamma_b = 1,15 \\ \gamma_s = 1 \end{cases}$

$$M_{\max} = -281.39 \text{ KN.m}$$

$$N_{\max} = 1034.18 \text{ KN}$$

$$\sigma_t = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_c = \frac{N}{A} - \frac{M \cdot V}{I}$$

Avec :

$$V = L/2 = 1.4/2 = 0.7$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = 0.08 \text{ m}^4$$

$$\sigma_t = 4572.53 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_c = 351.59 \text{ KN/m}^2$$

On a $\sigma_t > 0$ et $\sigma_c < 0$ donc la section est partiellement comprimée

$$\text{Tg} \alpha = \frac{\sigma_c}{L1} = \frac{t}{LT}$$

$$LT = \frac{\sigma_t}{\sigma_c} \cdot L1$$

$$L1 = L - LT$$

$$LT = \frac{\sigma_t(L - L1)}{\sigma_c}$$

$$(\sigma_c - \sigma_t) * LT = \sigma_t * L$$

$$LT = \frac{\sigma_t * L}{\sigma_c + \sigma_t} = \frac{4572.53 * 1.4}{351.59 + 4572.53} = 1.30 \text{m}$$

$$\sigma_t = \frac{Ft}{S}$$

$$Ft = \sigma_t * S$$

$$S = \frac{b * LT}{2} = 0.225 \text{m}$$

$$Ft = \sigma_t * S = 1028.81 \text{KN}$$

$$A = \frac{Ft}{Fe} = \frac{1028.81 * 10^{-3}}{400} = 2.57 * 10^{-3} \text{m}^2 = 25.7 \text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.15\% * b * h = 7.35 \text{cm}^2$$

- **Diamètre :**

$$D \geq \frac{a}{10} = \frac{35}{10} = 3.5 \text{cm}$$

On prend $D = 12 \text{mm}$

- **Calcul de l'espacement :**

- **Selon BAEL91 :**

$$St \leq \min(2a; 33 \text{cm})$$

$$St \leq \min(2 * 35; 33)$$

$$St \leq \min(70; 33)$$

$$St \leq 33 \text{cm}$$

- **Selon RPA99/V2003 :**

$$St \leq \min(1.5a; 30) \text{ cm}$$

$$St \leq \min((52.5; 30) \text{ cm})$$

$$St \leq 30 \text{cm}$$

On prend un espacement

$$St = 15 \text{cm}$$

- **D'après le RPA99/V2003 :**

Zone d'about : $A_{\min} = 0,15 \% b \times h = 7.35 \text{cm}^2$ → Pour les deux nappes du mur voile.

Zone courante : $A_{\min} = 0,10 \% b \times h = 4.9 \text{cm}^2$ → Pour les deux nappes du mur voile.

- **Armatures finales :**

$$A = \max(A_{\text{calculée}}; A_{\text{BAEL}}; A_{\text{RPA}})$$

A = 25,7 cm² → Pour les deux nappes du mur voile.

Espacement :

$$S_t = \min(1,5b; 30) = 30 \text{ cm}$$

D'après le RPA99 l'espacement en zone d'about est égal à la moitié de l'espacement de la zone courante.

On prend : $S_t = 20$ cm..... en zone courante.

$S_t' = 10$ cmen zone d'about.

Choix des armatures appliquées :

- **Armatures verticales :**

On prend :

A_v (zone d'about) = 8 T16 = 12,32 cm² (Pour les deux nappes du mur voile).

A_v (zone courante) = 8 T16 = 18,47 cm² (Pour les deux nappes du mur voile).

Donc :

A_v (totale) = 16T16 = 30,79 cm² (pour les deux nappes du mur voile).

- **Armatures horizontales :**

$$A_h = \frac{A_{v\text{totale}}}{4} = 7,70 \text{ cm}^2.$$

On prend : $A_h = 10T12 = 11,31 \text{ cm}^2$

- **Armatures transversales :**

On prend :

A_t (zone d'about) = cadre Φ_8 .

A_t (zone courante) = 4 épingle / m²

Longueur de recouvrement

$L_r = 40 \phi = 40 \times 1,4 = 48$ cm. Soit : **$L_r = 56$ cm**

- **Ferraillage horizontale :**

D'après RPA 99 version 2003

Si $\tau b \leq 0.025 f_c$ $A_t \geq 0.15 \% b * a$

si $\tau b > 0.025 f_c$ $A_t \geq 0.25 \% b * a$

$$\tau b = \frac{V}{bd} \quad \text{Avec } V = 1.4 V_{\text{max}}$$

V_{max} : L'effort tranchant maximum

$V_{\text{max}} = 119.827 \text{ KN}$

$$\tau b = \frac{1.4 * 119.827 * 10^{-3}}{0.35 * 0.9 * 1.4} = 0.380 < 0.025 f_c = 0.650$$

$A_t \geq 0.15 \% b * a$

At

$$At \geq 0.15 * 100 * 0.35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

On prend un diamètre **D=12mm**

Type	Ferrailage vertical		Ferrailage horizontal		Cadre
	A choisie	St	A choisie	St	
Voiles 1x	6T16+8T14	15	T12	15	Ø8
Voiles 1y	6T16+8T14	15	T12	15	Ø8

Tableau VII.5 : Recapitulatif de ferrailage des voiles V1.

VII.4.6.1.2 Vérification des contraintes de cisaillement de la voile V1 :

Selon RPA 99 version 2003 il faut que :

$$\tau b \leq 0.2 f_{c28}$$

$$\tau b = \frac{V}{b*d}$$

$$V = 1.4 V_{\max}$$

Type	Combinaison	Vmax	τb	0.2fc28	Observation
Voiles 1x	0.8G+E	119.827	0.380	5	CV
	G+Q+E	88.723	0.281	5	CV
	ELU	-80.552	-0.225	5	CV
Voiles 1y	0.8G+E	86.656	0.274	5	CV
	G+Q+E	89.611	0.284	5	CV
	ELU	47.671	0.151	5	CV

Tableau VII.6 : Vérification des contraintes de cisaillement de la voile V1.

VII.4.6.1.3 Vérification de l'effort normal réduit :

$$V = \frac{Nd}{Bc*f_{c28}} < 0.3$$

Pour les voiles 1x : Nmax=1147.75KN

$$V = \frac{1147.75 \cdot 10^{-3}}{0.35 \cdot 25} = 0.131 < 0.3 \text{ CV}$$

Pour les voiles 1y : $N_{\max} = 3081.348 \text{ KN}$

$$V = \frac{3081.348 \cdot 10^{-3}}{0.35 \cdot 25} = 0.352 > 0.3 \text{ CN}$$

VII.4.6.2 Les voiles V2 (L=2.5m) :

Type	L(m)	e(m)	Combinaison	Nmax(KN)	Mmax(KN.m)	T(KN)
Voiles 2x	2.5	0.35	G+Q+Ey	-6488.656	-308.172	158.136
			G+Q+EX	6220.948	-3041.587	762.449
			0.8G+EY	-5756.211	-308.151	142.36
			0.8G+EX	-5843.531	-3034.542	606.785
			ELU	6247.576	-7.847	139.49
			ELS	840.207	0.793	29.14
Voiles 2y	2.5	0.35	G+Q+Ey	-2287.517	-877.882	241.779
			G+Q+EX	1500.883	-51.353	128.767
			0.8G+EY	-2032.156	-876.978	241.759
			0.8G+EX	-2265.774	-165.654	121.6
			ELU	2242.753	81.098	6.934
			ELS	311.59	16.479	0.391

Tableau VII.7 : Tableau de sollicitations pour les voiles V2.

VII.4.6.2.1 Ferrailage verticale :

$$\text{Combinaison accidentelle} \Rightarrow G + P \pm E \begin{cases} \gamma_b = 1,15 \\ \gamma_s = 1 \end{cases}$$

$$M_{\max} = -3041.587 \text{ KN.m}$$

$$N_{\max} = 6220.948 \text{ KN}$$

$$\sigma_t = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_c = \frac{N}{A} - \frac{M \cdot V}{I}$$

Avec :

$$V = L/2 = 1.4/2 = 1.25 \text{ m}$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = 0.4557 \text{ m}^4$$

$$\sigma_t = 15425.82 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_c = 1233.51 \text{ KN/m}^2$$

On a $\sigma_t > 0$ et $\sigma_c < 0$ donc la section est partiellement comprimée.

$$\text{Tg}\alpha = \frac{\sigma_c}{L1} = \frac{t}{LT}$$

$$LT = \frac{\sigma_t}{\sigma_c} * L1$$

$$L1 = L - LT$$

$$LT = \frac{\sigma_t(L - L1)}{\sigma_c}$$

$$(\sigma_c - \sigma_t) * LT = \sigma_t * L$$

$$LT = \frac{\sigma_t * L}{\sigma_c + \sigma_t} = \frac{15425.82 * 2.5}{1233.51 + 15425.82} = 2.31 \text{ m}$$

$$\sigma_t = \frac{Ft}{S}$$

$$Ft = \sigma_t * S$$

$$S = \frac{b * LT}{2} = 0.40 \text{ m}$$

$$Ft = \sigma_t * S = 6170.328 \text{ KN}$$

$$A = \frac{Ft}{Fe} = \frac{6170.328 * 10^{-3}}{400} = 1.54 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = 0.15\% * b * h = 0.13 \text{ cm}^2$$

- **Diamètre :**

$$D \geq \frac{a}{10} = \frac{35}{10} = 3.5 \text{ cm}$$

On prend $D = 12 \text{ mm}$

- **Calcul de l'espacement :**

- Selon BAEL91: $St \leq \min(2a; 33 \text{ cm})$

$$St \leq \min(2 * 35; 33)$$

$$St \leq \min(70; 33)$$

$$St \leq 33 \text{ cm}$$

- Selon RPA99/V2003 : $St \leq \min(1.5a; 30) \text{ cm}$

$$St \leq \min((52.5; 30) \text{ cm})$$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

On prend un espacement

$$St = 15 \text{ cm}$$

Le choix : 8T16

- **Ferrailage horizontale :**

D'après RPA 99 version 2003 :

- Si $\tau_b \leq 0.025 f_{c28}$ $A_t \geq 0.15\% b * a$

- Si $\tau_b > 0.025 f_{c28}$ $A_t \geq 0.25\% b * a$

$$\tau b = \frac{V}{bd} \quad \text{Avec } V=1.4V_{\max}$$

V_{\max} : L'effort tranchant maximum

$$V_{\max}=606.785\text{KN}$$

$$\tau b = \frac{1.4 \cdot 762.449 \cdot 10^{-3}}{0.35 \cdot 0.9 \cdot 2.5} = 0.142 < 0.025 f_{c28} = 0.650$$

$$A_t \geq 0.15\% b \cdot a$$

$$A_t \geq 0.15 \cdot 100 \cdot 0.35 = 5.25 \text{cm}^2$$

On prend un diamètre $D=12\text{mm}$

Type	Ferrailage vertical		Ferrailage horizontal		Cadre
	A choisie	St	A choisie	St	
Voiles 2x	14T16+8T14	15	T12	15	Ø8
Voiles 2y	14T16+8T14	15	T12	15	Ø8

Tableau VII.8 : Tableau de ferrailage pour les voiles 2.

VII.4.6.2.2 Vérification des contraintes de cisaillement :

Selon RPA 99 version 2003 il faut que :

$$\tau b \leq 0.2 f_{c28}$$

$$\tau b = \frac{V}{b \cdot d}$$

$$V=1.4V_{\max}$$

Type	Combinaison	V_{\max}	τb	$0.2f_{c28}$	Observation
Voiles 2x	0.8G+E	606.785	1.07	5	CV
	G+Q+E	762.449	1.35	5	CV
	ELU	139.490	0.247	5	CV
Voiles 2y	0.8G+E	241.759	0.429	5	CV
	G+Q+E	241.779	0.429	5	CV
	ELU	6.671	0.011	5	CV

Tableau VII.9 : Vérification des contraintes de cisaillement des voiles V2.

VII.4.6.2.3 Vérification de l'effort normal réduit :

$$V = \frac{Nd}{Bc \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

Pour les voiles 2x : $N_{max} = 6247.576 \text{ KN}$

$$V = \frac{6247.57 \cdot 10^{-3}}{0.35 \cdot 25} = 0.71 > 0.3 \text{ CNV}$$

Pour les voiles 2y : $N_{max} = 2242.753 \text{ KN}$

$$V = \frac{2242.753 \cdot 10^{-3}}{0.35 \cdot 25} = 0.256 > 0.3 \text{ CV}$$

VII.4.6.3 Les voiles de la cage d'escalier et ascenseur (V3) :

Type	L(m)	e(m)	Combinaison	Nmax(KN)	Mmax(KN.m)	T(KN)
Voiles 3x	2.55	0.35	G+Q+EY	-1867.401	290.94	61.188
			G+Q+EX	-706.289	-2710.786	510.676
			0.8G+EY	-1712.327	-290.791	60.899
			0.8G+EX	-2872.239	-2733.555	496.021
			ELU	1646.895	19.065	12.293
			ELS	112.572	3.757	2.24
Voiles 3y	3.10	0.35	G+Q+Ey	-2912.303	-2984.277	433.917
			G+Q+EX	2712.638	-263.284	178.763
			0.8G+EY	-2642.199	-2982.124	432.252
			0.8G+EX	-2416.122	-502.692	-49.029
			ELU	2691.5	216.21	78.72
			ELS	226.824	59.112	14.245

Tableau VII.10 : Tableau de sollicitations pour les voiles de la cage d'escalier et ascenseur.

VII.4.6.4 Les voiles V3x (L=3.10m):

- Ferrailage verticale V3x (L=2.55m):

Combinaison accidentelle $\Rightarrow G + P \pm E \begin{cases} \gamma_b = 1,15 \\ \gamma_s = 1 \end{cases}$

$$M_{max} = -290.94 \text{ KN.m}$$

$$N_{max} = 1867.401 \text{ KN}$$

$$\sigma_t = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_c = \frac{N}{A} - \frac{M \cdot V}{I}$$

Avec :

$$V = L/2 = 2.55/2 = 1.27 \text{ m}$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = 0.483 \text{ m}^4$$

$$\sigma_t = 1327.32 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_c = 525.345 \text{ KN/m}^2$$

On a $\sigma_t > 0$ et $\sigma_c < 0$ donc la section est partiellement comprimée.

$$\operatorname{Tg}\alpha = \frac{\sigma_c}{L1} = \frac{t}{LT}$$

$$LT = \frac{\sigma_t}{\sigma_c} * L1$$

$$L1 = L - LT$$

$$LT = \frac{\sigma_t(L - L1)}{\sigma_c}$$

$$(\sigma_c - \sigma_t) * LT = \sigma_t * L$$

$$LT = \frac{\sigma_t * L}{\sigma_c + \sigma_t} = \frac{1327.32 * 2.55}{525.345 + 1327.32} = 1.82 \text{ m}$$

$$\sigma_t = \frac{Ft}{S}$$

$$Ft = \sigma_t * S$$

$$S = \frac{b * LT}{2} = 0.31 \text{ m}$$

$$Ft = \sigma_t * S = 411.46 \text{ KN}$$

$$A = \frac{Ft}{Fe} = \frac{411.46 * 10^{-3}}{400} = 0.102865 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.15\% * b * h = 0.13 \text{ cm}^2$$

- **Diamètre :**

$$D \geq \frac{a}{10} = \frac{35}{10} = 3.5 \text{ cm}$$

On prend $D = 12 \text{ mm}$

- **Calcul de l'espacement :**

- **Selon BAEL91 :** $St \leq \min(2a; 33 \text{ cm})$

$$St \leq \min(2 * 35; 33)$$

$$St \leq \min(70; 33)$$

$$St \leq 33 \text{ cm}$$

- **Selon RPA99/V2003 :**

$$St \leq \min(1.5a; 30) \text{ cm}$$

$$St \leq \min(52.5; 30) \text{ cm}$$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

On prend un espacement

$$St = 15 \text{ cm}$$

Le choix : 8T16

• **Ferrailage horizontale :**

D'après RPA 99 version 2003

$$\text{Si } \tau b \leq 0.025 f_{c28} \quad A_t \geq 0.15\% b * a$$

$$\text{si } \tau b > 0.025 f_{c28} \quad A_t \geq 0.25\% b * a$$

$$\tau b = \frac{V}{bd} \quad \text{Avec } V = 1.4 V_{\max}$$

V_{\max} : L'effort tranchant maximum

$$V_{\max} = 606.785 \text{ KN}$$

$$\tau b = \frac{1.4 * 762.449 * 10^{-3}}{0.35 * 0.9 * 2.55} = 0.142 < 0.025 f_{c28} = 0.650$$

$$A_t \geq 0.15\% b * a$$

$$A_t \geq 0.15 * 100 * 0.35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

On prend un diamètre **D=12mm**

Type	Ferrailage vertical		Ferrailage horizontal		Cadre
	A choisie	St	A choisie	St	
Voile 3x	14T16+8T14	15	T12	15	Ø8
Voile 3x	14T16+8T14	15	T12	15	Ø8

Tableau VII.11 : Tableau de ferrailage pour les voiles de la cage d'escalier et ascenseur (L=2.55m).

VII.4.6.4.1 Vérification des contraintes de cisaillement :

Selon RPA 99 version 2003 il faut que :

$$\tau b \leq 0.2 f_{c28}$$

$$\tau b = \frac{V}{b*d}$$

$$V = 1.4 V_{\max}$$

Type	Combinaison	Vmax	τb	0.2fc28	Observation
Voile 3xx	0.8G+E	606.785	1.07	5	CV
	G+Q+E	762.449	1.35	5	CV
	ELU	139.490	0.247	5	CV
Voile 3xy	0.8G+E	241.759	0.429	5	CV
	G+Q+E	241.779	0.429	5	CV
	ELU	6.671	0.011	5	CV

Tableau VII.12 : Vérification des contraintes de cisaillement de la voile V3.

VII.4.6.4.2 Vérification de l'effort normal réduit :

$$V = \frac{Nd}{Bc \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

Pour les voiles 2x: $N_{\max} = 6247.576 \text{ KN}$

$$V = \frac{6247.57 \cdot 10^{-3}}{0.35 \cdot 25} = 0.71 > 0.3 \text{ CNV}$$

Pour les voiles 2y: $N_{\max} = 2242.753 \text{ KN}$

$$V = \frac{2242.753 \cdot 10^{-3}}{0.35 \cdot 25} = 0.256 > 0.3 \text{ CV}$$

VII.4.6.5 Les voiles V3y (L=3.10m) :

- Ferrailage verticale :

Combinaison accidentelle $\Rightarrow G + P \pm E \begin{cases} \gamma_b = 1,15 \\ \gamma_s = 1 \end{cases}$

$$M_{\max} = -263.284 \text{ KN.m}$$

$$N_{\max} = 2712.638 \text{ KN}$$

$$\sigma_t = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_c = \frac{N}{A} - \frac{M \cdot V}{I}$$

Avec :

$$V = L/2 = 2.55/2 = 1.55 \text{ m}$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = 0.86 \text{ m}^4$$

$$\sigma_t = 2025.60 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_c = 1867.564 \text{ KN/m}^2$$

On a $\sigma_t > 0$ et $\sigma_c < 0$ donc la section est partiellement comprimée

$$\text{Tg} \alpha = \frac{\sigma_c}{L1} = \frac{t}{LT}$$

$$LT = \frac{\sigma_t}{\sigma_c} \cdot L1$$

$$L1 = L - LT$$

$$LT = \frac{\sigma_t(L - L1)}{\sigma_c}$$

$$(\sigma_c - \sigma_t) \cdot LT = \sigma_t \cdot L$$

$$LT = \frac{\sigma_t \cdot L}{\sigma_c + \sigma_t} = \frac{2025.60 \cdot 3.10}{1867.564 + 2025.60} = 1.61 \text{ m}$$

$$\sigma_t = \frac{Ft}{S}$$

$$Ft = \sigma_t \cdot S$$

$$S = \frac{b \cdot LT}{2} = 0.28 \text{ m}$$

$$F_t = \sigma_t * S = 567.167 \text{ KN}$$

$$A = \frac{F_t}{F_e} = \frac{567.167 * 10^{-3}}{400} = 0.141 \text{ cm}^2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.15\% * b * h = 0.16$$

- **Diamètre :**

$$D \geq \frac{a}{10} = \frac{35}{10} = 3.5 \text{ cm}$$

On prend $D = 12 \text{ mm}$

- **Calcul de l'espacement :**

- **Selon BAEL91 :** $St \leq \min(2a ; 33 \text{ cm})$

$$St \leq \min(2 * 35 ; 33)$$

$$St \leq \min(70 ; 33)$$

$$St \leq 33 \text{ cm}$$

- **Selon RPA99/V2003 :**

$$St \leq \min(1.5a ; 30) \text{ cm}$$

$$St \leq \min((52.5 ; 30) \text{ cm})$$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

On prend un espacement

$$St = 15 \text{ cm}$$

Le choix : 8T16

- **Ferrailage horizontale :**

D'après RPA 99 version 2003 :

$$\text{Si } \tau_b \leq 0.025 f_{c28} \quad A_t \geq 0.15\% b * a$$

$$\text{Si } \tau_b > 0.025 f_{c28} \quad A_t \geq 0.25\% b * a$$

$$\tau_b = \frac{V}{bd} \quad \text{Avec } V = 1.4 V_{\max}$$

V_{\max} : L'effort tranchant maximum

$$V_{\max} = 606.785 \text{ KN}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 * 762.449 * 10^{-3}}{0.35 * 0.9 * 2.5} = 0.142 < 0.025 f_{c28} = 0.650$$

$$A_t \geq 0.15\% b * a$$

$$A_t \geq 0.15 * 100 * 0.35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

On prend un diamètre **D=12mm**

Type	Ferrailage vertical		Ferrailage horizontal		Cadre
	A choisie	St	A choisie	St	
Voile de longueur 4.85m	16T16 en zone d'about 26T14 en zone courante	15	T12	15	Ø8

Tableau VII.13 : ferrailage pour les voiles de la cage d'escalier et ascenseur (L=3.10m).

VII.5 Schéma Ferrailage de voiles :

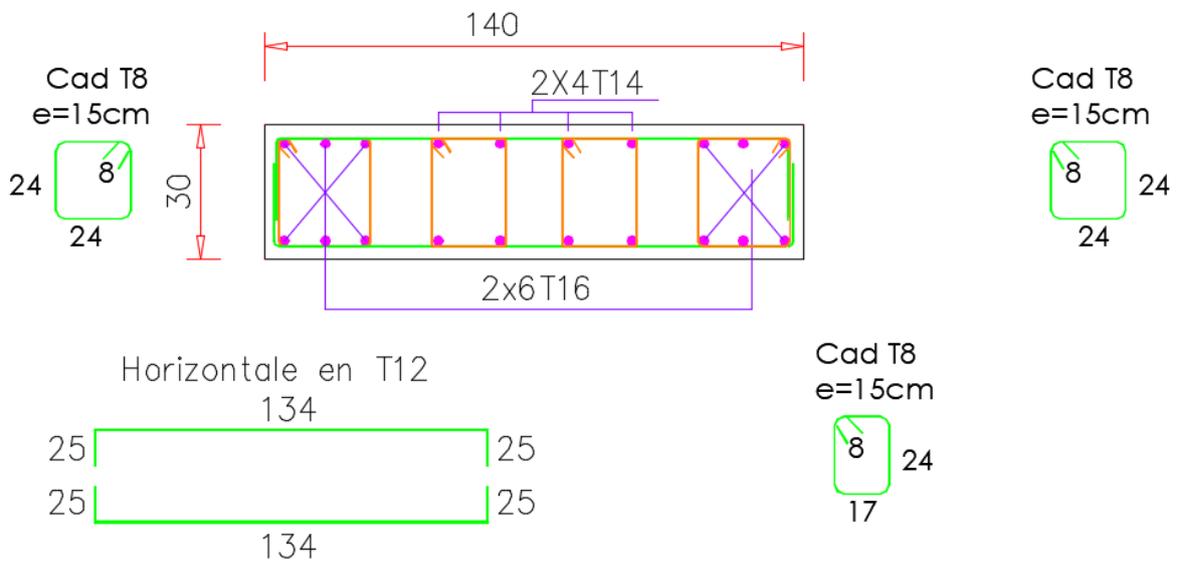


Figure 62 : Schéma de ferrailage pour les voiles de longueur $L=1.40\text{m}$ (voiles 1x et 1y).



Figure 63 : ferrailage pour la voile de la cage d'escalier (voiles 3y) en zone d'about

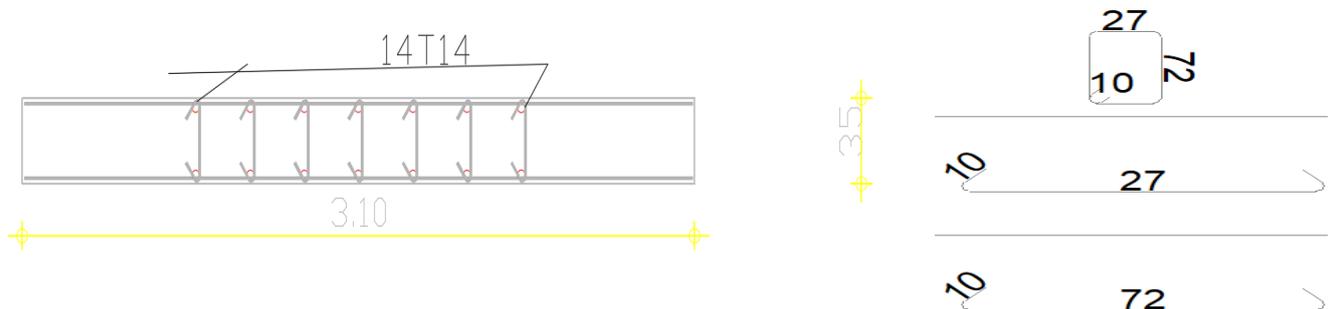


Figure 64 : ferrailage pour la voile de la cage d'escalier (voiles 3y) en Zone courante

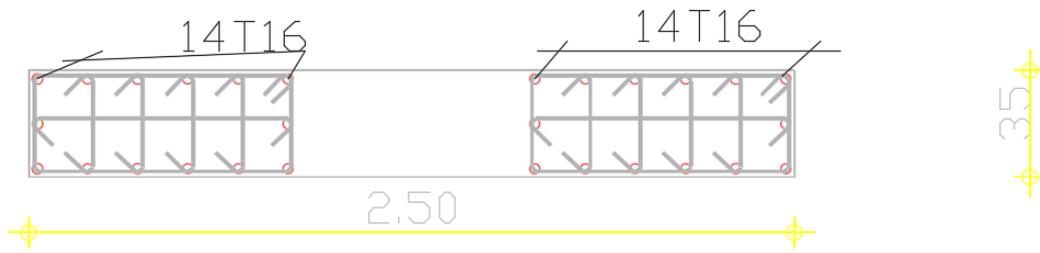


Figure 64 : ferrailage pour la voile d'ascenseur de longueur $L=2.50\text{m}$ (Voiles 2x en zone d'about.

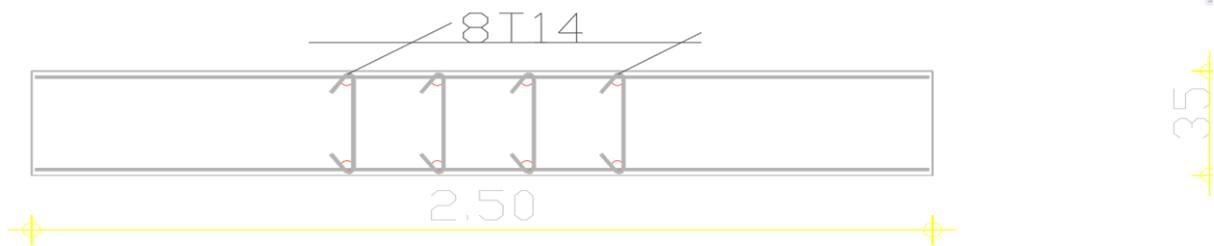


Figure 65 : ferrailage pour les voiles d'ascenseur de longueur $L=2.50\text{m}$ (2y) en zone courante



Figure 66 : ferrailage pour les voiles de longueur $L=4.85\text{m}$ en zone d'about

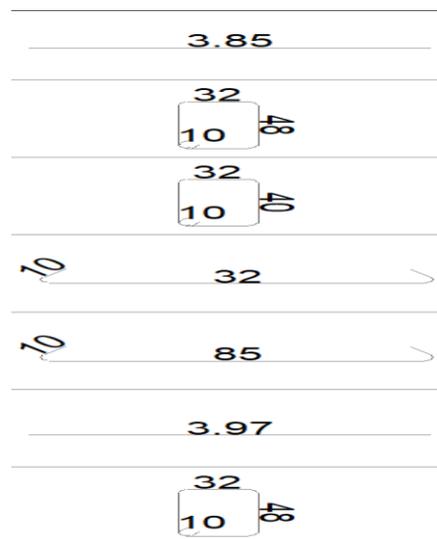
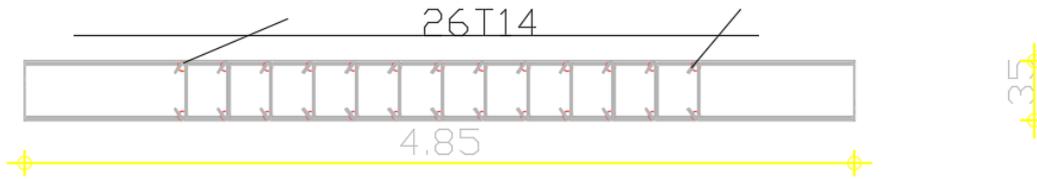


Figure 67 : ferrailage pour la voile de longueur $L=4.85m$ en zone courante.

VII.6 Étude du mur voile périphérique :

Le mur voile périphérique fonctionne comme un mur de soutènement chargé en une surface, en d'autres termes, c'est une caisse rigide assurant l'encastrement de la structure et la résistance contre la poussée des terres.

Le voile est calculé comme une dalle supposée uniformément chargée par la poussée des terres. Sa hauteur est déterminée entre le plan de fondation et le niveau (± 00). D'après le (RPA99V2003), le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- L'épaisseur du voile doit être supérieure ou égale à 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes, le pourcentage minimal est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical).

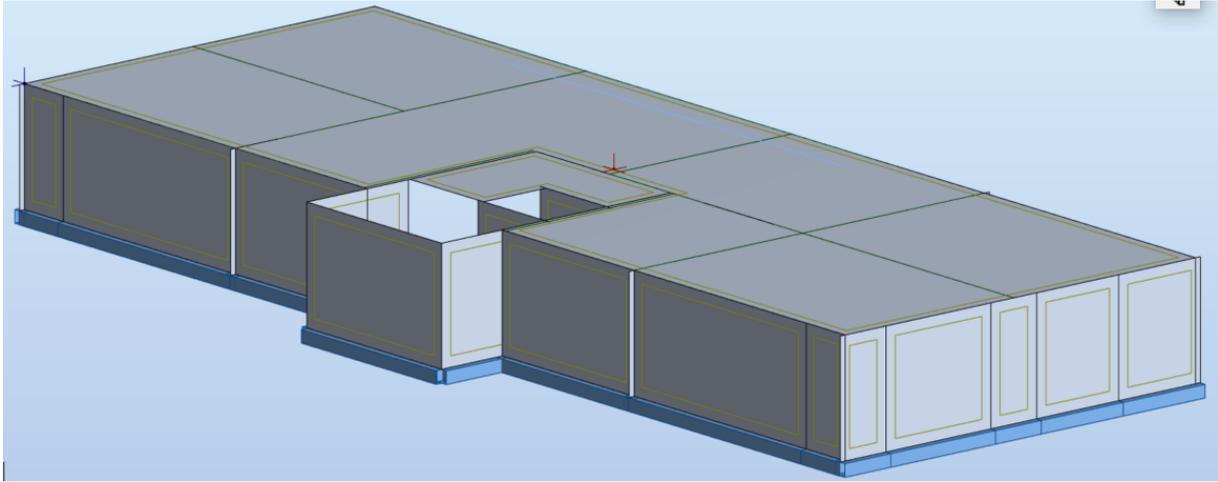


Figure 68 : voiles périphériques.

VII.6.1 Calcul de la poussée des terres :

Le mur voile périphérique est sollicité en flexion simple selon le livre (Albert Fuentes, 1983 – calcul pratique des ossatures de bâtiments en béton armé). On étudiera le panneau le plus défavorable, de dimension $(2.5 \times 3.06) \text{ m}^2$. La contrainte engendrée par la poussée des terres "q" dû au poids volumique des terres est exprimée comme suit : $q = \gamma \times h_e \times A$

Où :

γ : poids volumique des terres $\rightarrow \gamma = 18 \text{ KN/m}^3$.

A : coefficient de poussée $\rightarrow A = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

φ : angle de frottement de la terre

Pour un terrain de gros éléments sans limons et argiles $\rightarrow \varphi = 30^\circ$

Épaisseur du mur :

$e = 20 \text{ cm}$

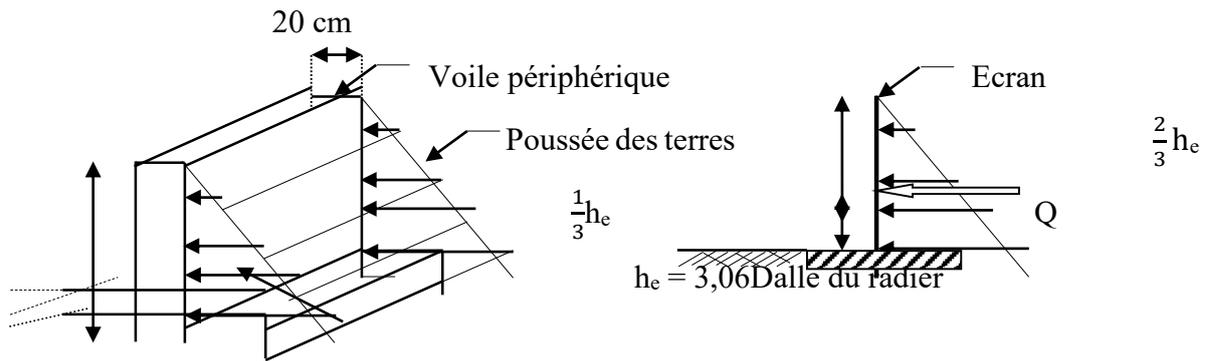


Figure 69 : Schéma statique d'une voile périphérique.

$$A = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \rightarrow A = \tan^2\left(\frac{180}{4} - \frac{30}{2}\right) \rightarrow A = 0,333$$

VII.6.2 Calcul des sollicitations

$$M_{0x} = M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

En travée : $M_{tx} = 0,85M_{0x}$ et $M_{ty} = 0,85M_{0y}$

En appui : $M_{ax} = -0,40M_{0x}$ et $M_{ay} = -0,40M_{0y}$

➤ Combinaison fondamentale

ELUR : $q_u = 1,35\gamma \times h_e \times A \times 1\text{m} = 1,35 \times 18 \times 3,06 \times 0,333 \times 1 = 24,76 \text{ kN.m}$

ELS : $q_u = \gamma \times h_e \times A \times 1\text{m} = 19,341 \text{ kN.m}$

VII.6.3 Calcul des moments :

$$\begin{cases} L_x = 2,5 \text{ cm} \\ L_y = 3,06 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \rho = 0,816 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,086 \\ \mu_y = 0,422 \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Panneau le plus sollicité		ELU	ELS
Moments Isostatiques	M_{0x} (kN. m)	23,451	17,371
	M_{0y} (kN. m)	9,896	7,331
Moments en travée	M_{tx} (kN. m)	19,933	14,765
	M_{ty} (kN. m)	8,412	6,231
Moments en appui	M_{ax} (kN. m)	- 9,380	- 6,948
	M_{ay} (kN. m)	- 3,958	- 2,932

Tableau VII.14 : Détermination des moments fléchissant du mur voile.

VII.6.4 Calcul du ferrailage :

Le calcul du ferrailage du mur voile est donné pour une section rectangulaire (100x25) cm²

Sens	Appuis				Travées			
	Acalculée (cm ²)			A _{adp} (cm ²)	Acalculée (cm ²)			A _{adp} (cm ²)
	A _u ^a	A _s ^a	A _{min} ^a		A _u ^t	A _s ^t	A _{min} ^t	
X	1,20	0,89	3,11	5T12	2,58	1,90	3,11	5T12
Y	0,51	0,38	3,11	5T12	1,08	0,80	3,11	5T12

Tableau VII.15 : Sections des armatures longitudinales du mur voile.

Obs : La démarche de calcul des armatures est la même que celle utilisée pour le calcul de la dalle pleine (voir prédimensionnement de la dalle pleine).

VII.6.5 Ferrailage :

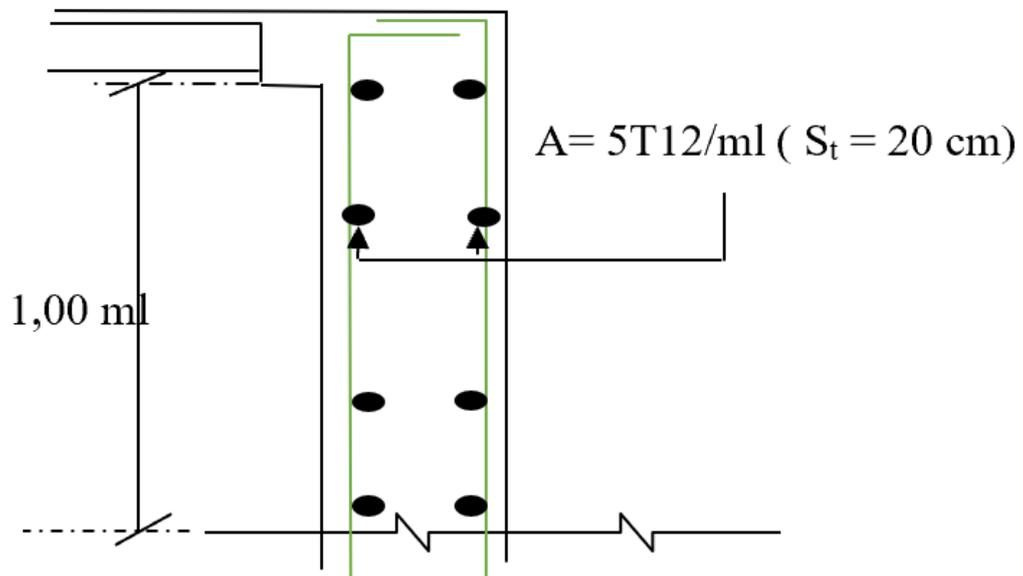


Figure 70 : Schéma de ferrailage du mur voile.

Chapitre VIII

Étude de l'infrastructure

VIII. ÉTUDE DES FONDATIONS

VIII.1 Introduction

Les fondations sont des éléments de résistance qui viennent en contact direct avec le bon sol et lui transmettent toutes les charges qui proviennent de la superstructure à savoir :

- Le poids propre ou charge permanente ;
- Les surcharges d'exploitations ;
- Les surcharges climatiques et sismiques.

Le choix de la fondation est en fonction de plusieurs paramètres à savoir :

- Type d'ouvrage à construire ;
- La nature et l'homogénéité du sol ;
- La capacité portante du terrain de fondation ;
- L'aspect économique ;
- La facilité de réalisation.

VIII.2 Choix du type de fondation

Avec une contrainte admissible du sol qui est égal à 3.5 bars d'après le rapport géotechnique et de la surface d'impact du bâtiment de 315.65m², ainsi que le poids de la structure $W = 73658.232\text{KN}$, il y'a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle filante ;
- Radier évidé ;
- Radier général ;

Nous proposons en premier cas des semelles filantes. Pour cela, il faut vérifier que la surface

des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment : $\frac{S_s}{S_B} < 50\%$

Où :

S_s : est la surface de la semelle

S_B : est la surface d'impact du bâtiment

La surface de la semelle est donnée par : $S_s \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$

Où :

N_{ser} : est l'effort résultant à l'état limite de service.

σ_{sol} : est la contrainte admissible du sol.

$$N_{ser} = G + Q = 4411.687 + 543.917 = 4955.605\text{KN} \rightarrow S_s = \frac{73658.232}{350} = 210,45 \text{ m}^2$$

On a :

Surface totale des semelles = 210.45 m²

Surface totale du bâtiment = 315.65 m²

$$\frac{S_S}{S_B} = \frac{210.45}{315.65} = 0,66 = 66 \%$$

Comme nous avons constaté ci-dessus, la surface des semelles dépasse les 50 % de la surface d'impact du bâtiment ce qui engendrera un chevauchement de ces dernières. Donc nous sommes amenés à envisager un radier général comme fondation.

Le radier général présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle minimise la forte pression apportée par la structure ;
- La réduction des tassements différentiels ;
- Néglige l'hétérogénéité du sol ;
- La facilité de son exécution.

VIII.3 Étude du radier

VIII.3.1 Prédimensionnement du radier :

Le radier général est une semelle continue sur toute la surface de l'ouvrage, il fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux et les murs voiles de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide), son épaisseur doit satisfaire les conditions suivantes :

- Condition de rigidité ;
- Condition forfaitaire ;
- Condition de non cisaillement ;
- Condition de non poinçonnement.

Condition de rigidité :

$$\text{radier rigide} \Rightarrow L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi} \quad \text{et} \quad L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times b}}$$

L_e : est la longueur élastique.

L_{max} : la plus grande distance entre deux voiles = 6.20m.

b : largeur du radier, on travaille sur une bande de 1 m.

E : Module de déformation = $3,2 \cdot 10^6$ t/ml

I : inertie d'une bande d'1m du radier $I = \frac{bh_r^3}{12}$

h_r : Hauteur du radier.

K : coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface pour un sol moyen. $K = 40$ MN/m²

D'après les 3 expressions ci-dessus on obtiendra la condition sur la hauteur d'un radier rigide :

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48K \times L_{\max}^4}{E \times \pi^4}} \rightarrow h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times 10^3 \times 6.20^4}{3,2 \times 10^7 \times \pi^4}} \rightarrow h_r \geq 0,96 \text{ m} \dots \dots \dots (1)$$

Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5} \rightarrow \frac{6.2}{8} \leq h_r \leq \frac{6.2}{5} \rightarrow 0,77 \leq h_r \leq 1,24 \text{ (m)} \dots \dots \dots (2)$$

Condition de non cisaillement :

D'après le BAEL 91 : Pour le panneau le plus défavorable :

On a: $L_x = 2.5$ m et $L_y = 3.06$ m

Avec : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} \rightarrow \tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot 0,9 \cdot h_r} \quad \text{et} \quad T_{\max} = \max(T_x; T_y)$$

la fissuration est préjudiciable $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\right) = 3$ MPa

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,98 > 0,4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux directions.}$$

Donc :

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

q : charge répartie sur la dalle de radier.

$$q = \frac{N}{S_t} = \frac{73658.232}{315.61} = 233,38 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \begin{cases} T_x = 319,520 \text{ kN/ml} \\ T_y = 317,618 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

$$T_{\max} = T_x = 319,520 \text{ kN/ml}$$

$$h_r \geq \frac{T_{\max}}{0,9b \times \bar{\tau}_u} \rightarrow h_r \geq \frac{319,520}{0,9 \times 1 \times 3000} \rightarrow h_r \geq 0,12 \text{ m} \dots \dots \dots (3)$$

Condition de non poinçonnement :

$$N_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times f_{c28}$$

Avec : $\rightarrow U_c$: périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2(a_1 + b_1) \rightarrow \begin{cases} a_1 = a + h \\ b_1 = b + h \end{cases} \rightarrow U_c = 2(a + b + 2h_r) = 2,8 + 4h_r$$

N_u : Charge maximale appliquée par les voiles sur le radier, calculé à l'ELUR

Pour notre structure $N_{u\max} = 4554,67$ kN appliqué sur une voile de section $(35 * 250) \text{cm}^2$
 $4554,67 \leq 1350(2,8 + 4h_r)h_r \rightarrow h_r \geq 0,63$ m

Pour satisfaire les quatre conditions, on prend une hauteur totale égale à $h_r = 1,10$ m.

Le radier est constitué par un plancher renversé composé d'un système de poutres orthogonales et une dalle pleine.

➤ **Hauteur de la nervure (h_n)**

$$h_n \geq \frac{L}{10} = \frac{620}{10} = 62 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } h_n = 60 \text{ cm}$$

➤ **Epaisseur de la dalle**

$$e \geq \frac{L}{20} = 31 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } e = 55 \text{ cm}$$

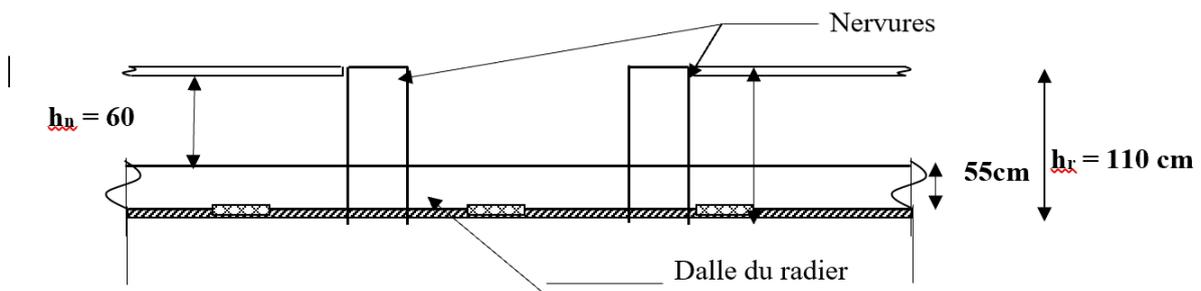


Figure 71 : Dimension du radier.

VIII.4 Dimensionnement des poutres

VIII.4.1 Poutre principale

Avec : L : la portée entre nus d'appuis de la poutrelle.

$$b_1 \leq \min \left(\frac{L}{10} ; \frac{(L_n - b_0)}{2} \right) = \min \left(\frac{620}{10} ; \frac{(600 - 70)}{2} \right) = 56 \text{ cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$h = 110 \text{ cm}; h_0 = 55 \text{ cm}; b_0 = 70 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } b_1 = 40 \text{ cm} \rightarrow b = 150 \text{ cm}$$

VIII.4.2 Poutre secondaire (les poutres supportent la charge triangulaire)

On prendra le même dimensionnement que celui de la poutre principale :

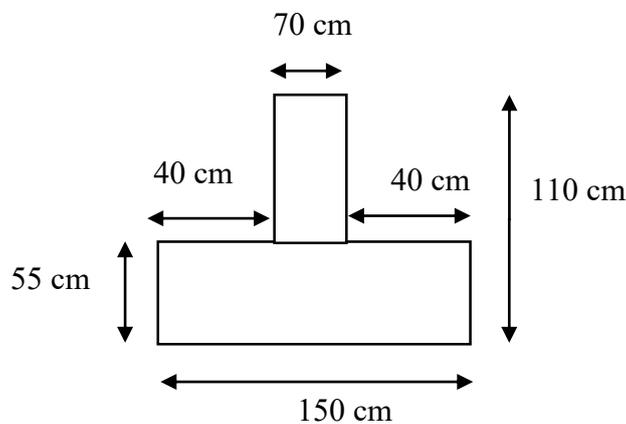


Figure 72 : Section transversale des nervures dans les deux sens.

VIII.5 Détermination des sollicitations

Caractéristiques du radier : $h_r = 110 \text{ cm}$; $e = 55 \text{ cm}$ et surface du radier : $S = 364.17 \text{ m}^2$

Centre de gravité de la section du radier

$$X_G = 14,58 \text{ m et } Y_G = 11,1 \text{ m}$$

$$\Rightarrow I_{xx} = 45870,6 \text{ m}^4 \text{ et } I_{yy} = 26586,7 \text{ m}^4.$$

VIII.5.1 Calcul du poids propre du radier

➤ Poids du radier sans nervures

$$G_{\text{radier}} = S \times e \times \gamma_b = 364.17 \times 0,55 \times 25 = 5007.33 \text{ kN}$$

➤ **Poids des poutres principales**

La longueur totale des poutres principales : $L_{pp} = 72.6 \text{ m}$

$$G_{pp} = h_n \times b_0 \times L_{pp} \times \gamma_b = 0,55 \times 0,70 \times 72.6 \times 25 = 698.775 \text{ kN}$$

➤ **Poids propre des poutres secondaires**

La longueur totale des poutres secondaires : $L_{ps} = 24.4 \text{ m}$

$$G_{ps} = h_n \times b_0 \times L_{ps} \times \gamma_b = 0,55 \times 0,70 \times 24.4 \times 25 = 234.85 \text{ kN}$$

Donc le poids total du radier → $P_r = G_{radier} + G_{pp} + G_{ps} = \text{kN}$

➤ **Charge d'exploitation : $Q_{radier} = 1,5S = 546.255 \text{ kN}$**

➤

Sollicitation du radier d'après le logiciel ROBOT :

	N (kN)	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)
ELU	138689,91	45,30	-61,29
ELS	101148,22	34,05	-45,84

Tableau VIII.1 : Les différentes sollicitations sur le radier.

VIII.6 Combinaison d'action

Pour une situation durable ou transitoire :

- **ELU :** $(1,35G + 1,5p) + (1,35P_r + 1,5Q)$

$$N_u = N_u^1 + N_u^2$$

N_u^1 : la somme algébrique de toutes les réactions sur le radier (déduites du robot).

N_u^2 : poids du radier en tenant compte des nervures et surcharges d'exploitation.

$$\begin{cases} N_u = 138689,91 + (1,35 \times 12075,97 + 1,5 \times 970,6) = 156448,45 \text{ kN} \\ M_x = 45,30 \text{ kN.m} \\ M_y = -61,29 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- **E.L.S :** $(G + p) + (P_r + Q)$

$$\begin{cases} N_{ser} = 101148,22 + (12075,97 + 970,6) = 114194,79 \text{ kN} \\ M_x = 34,05 \text{ kN.m} \\ M_y = -45,84 \text{ N.m} \end{cases}$$

VIII.6.1 Vérification des contraintes sous radier

$$\sigma_{1;2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot v \quad \text{et} \quad \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Avec :

v : Ordonnée du centre de gravité

• **ELU :**

Sens X-X :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{156448,45}{647} \pm \frac{45,30}{45870,6} \times 14,58 \right] \cdot 10^{-2} \rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 2,4 \text{ bars} \\ \sigma_2 = 2,4 \text{ bars} \end{cases} \rightarrow \sigma_m = 2,4 \text{ bars}$$

Sens Y-Y :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{156448,45}{647} \pm \frac{61,29}{26586,7} \times 11,1 \right] \cdot 10^{-2} \rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 2,4 \text{ bars} \\ \sigma_2 = 2,4 \text{ bars} \end{cases} \rightarrow \sigma_m = 2,4 \text{ bars}$$

• **ELS :**

Sens X-X :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{114194,79}{647} \pm \frac{34,05}{45870,6} \times 14,58 \right] \cdot 10^{-2} \rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 1,8 \text{ bars} \\ \sigma_2 = 1,8 \text{ bars} \end{cases} \rightarrow \sigma_m = 1,8 \text{ bars.}$$

Sens-Y-Y :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{114194,79}{647} \pm \frac{45,84}{26586,7} \times 11,1 \right] \cdot 10^{-2} \rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 1,8 \text{ bars} \\ \sigma_2 = 1,8 \text{ bars} \end{cases} \rightarrow \sigma_m = 1,8 \text{ bars}$$

Remarque :

D'après le RPA99/V2003 A10.1.4.1 la contrainte admissible du sol sera majorée par le coefficient 2, donc : $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 7 \text{ bars}$, par conséquent, les contraintes calculées sous le radier sont inférieures à la contrainte admissible.

VIII.7 Vérification de l'effet de sous pression

Sous l'effet de la pression hydrostatique, on peut rencontrer le phénomène de soulèvement du bâtiment, pour cela on doit vérifier :

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

Où :

P : poids du bâtiment.

S : surface du radier.

Z : ancrage du bâtiment dans le sol.

γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ kN/m}^3$)

$$P = 73658.232 \text{ kN} > 1,5 \times 364.17 \times 10 \times 6,26 = 34085,3 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

Donc notre structure ne risque pas d'être soulevée sous l'effet de la pression hydrostatique.

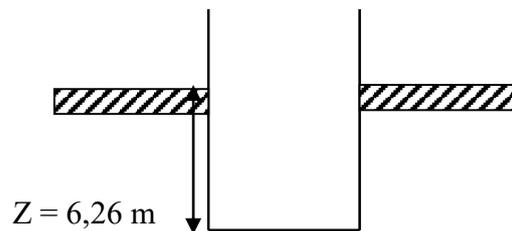


Figure 73 : Ancrage de la structure

VIII.8 Ferrailage du radier

La dalle travaille dans les deux directions ($\rho = 0,98$). Le calcul se fera pour une bande de 1 m.

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

VIII.8.1 Détermination des sollicitations

Tous les panneaux portent dans les deux sens :

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x^2 \quad \text{et} \quad M_{0y} = \mu_x \times M_{0x}$$

En travée : $M_{tx} = 0,75M_{0x}$

En appui : $M_{ax} = -0,50M_{0x}$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y}$$

$$M_{ay} = -0,50M_{0y}$$

Considérant le panneau le plus défavorable :

$$L_x = 2.5 \text{ m et } L_y = 3.06 \text{ m}$$

$$q_u = \sigma_m \times 1\text{m} = 240 \text{ kN/ml}$$

$$q_{ser} = \sigma_m \times 1\text{m} = 180 \text{ kN/ml}$$

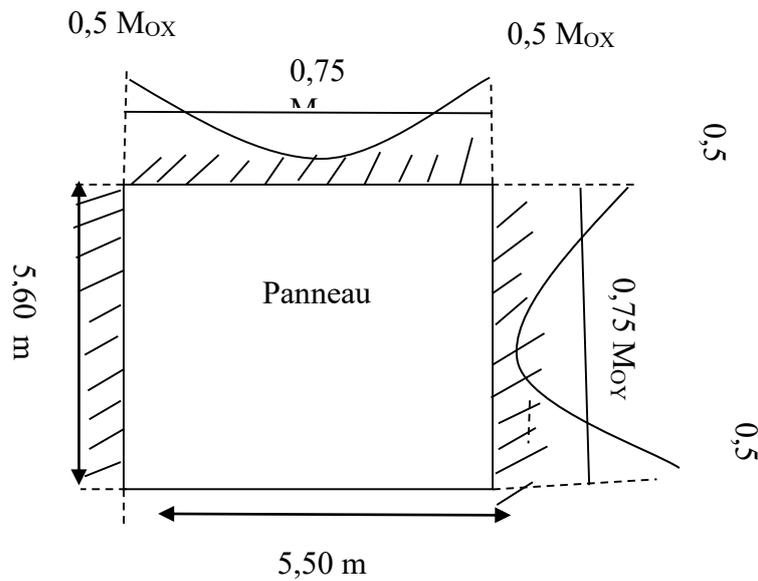


Figure 74 : Les sollicitations sur la dalle.

VIII.8.2 Calcul des moments

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

$\mu_x = 0,038$ et $\mu_y = 0,960$ (Voir tableau VI.3).

Panneau le plus sollicité		ELU	ELS
Moments isostatiques	M_{0x} (kN. m)	275,88	206,91
	M_{0y} (kN. m)	264,84	198,63
Moments en travée	M_{tx} (kN. m)	206,91	155,18
	M_{ty} (kN. m)	198,63	148,97
Moments en appui	M_{ax} (kN. m)	- 137,94	- 103,46
	M_{ay} (kN. m)	- 132,42	- 99,32

Tableau VIII.2 : Détermination des moments fléchissant du radier.

VIII.9 Calcul du ferrillage

Calcul d'une section rectangulaire (100x55) cm²

Sens	Appuis				Travées			
	Acalculée (cm ²)			A _{adp} (cm ²)	Acalculée (cm ²)			A _{adp} (cm ²)
	A _u ^a	A _s ^a	A _{min} ^a		A _u ^t	A _s ^t	A _{min} ^t	
X	8,15	11,22	3,73	6T16	12,33	16,55	3,73	6T20
Y	7,82	10,76	3,73	6T16	11,83	15,86	3,73	6T20

Tableau VIII.3 : Evaluation des sections d'armatures longitudinales du radier.

VIII.9.1 Étude du débord de radier

Le débord de radier est assimilé à une console de largeur L=50cm.

Le calcul se fera pour une bande de largeur b=1m ; h=0,7m et d=0,63m.

VIII.9.2 Représentation schématique :

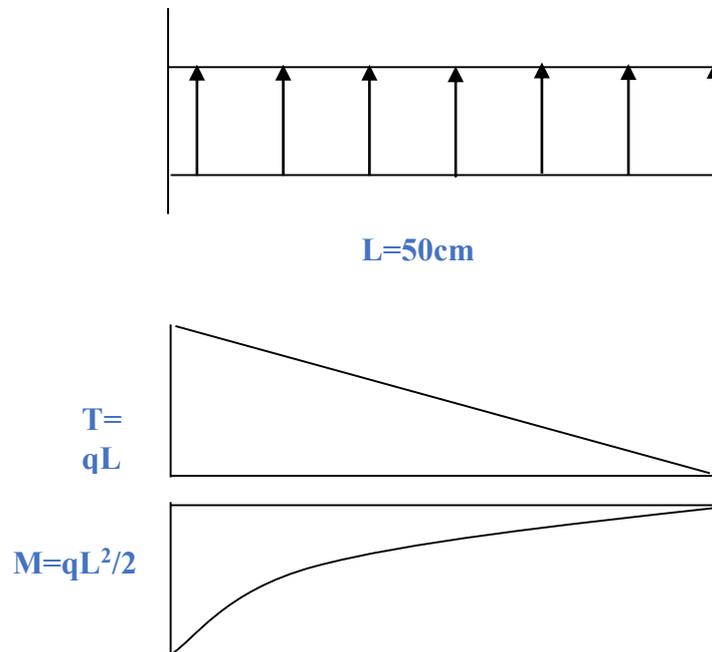


Figure 75 : schéma statique du débord de radier

VIII.9.3 Vérification au cisaillement :

$$\tau_b = \frac{V_U}{b_0 d} \leq \tau_U^- = \text{Min}\{0,1 f_{c28}; 3\text{MPa}\} = 2,5\text{MPa}.$$

Où :

$$V_U = q_U \times L = 0,14 \times 0,5 = 0,07\text{MPa}.$$

$$\tau_b = 0,11\text{MPa} < \tau_U^- = 2,5\text{MPa}.$$

Donc : Le cisaillement est vérifié, les armatures d'effort tranchant ne sont pas nécessaires.

VIII.9.4 Condition de non fragilité :

$$A_{Min} = 0,23 b_0 d f_{t28} / f_e = 7,6\text{cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_s = 7,6\text{cm}^2 \Rightarrow 5\Phi 14$$

Donc :

Le ferrailage du radier est sur deux nappes, nappe supérieur (en travées) et autre inférieur (aux appuis).

VIII.9.5 Schéma de ferrailage du radier :

- Nappe supérieure (en travées) :

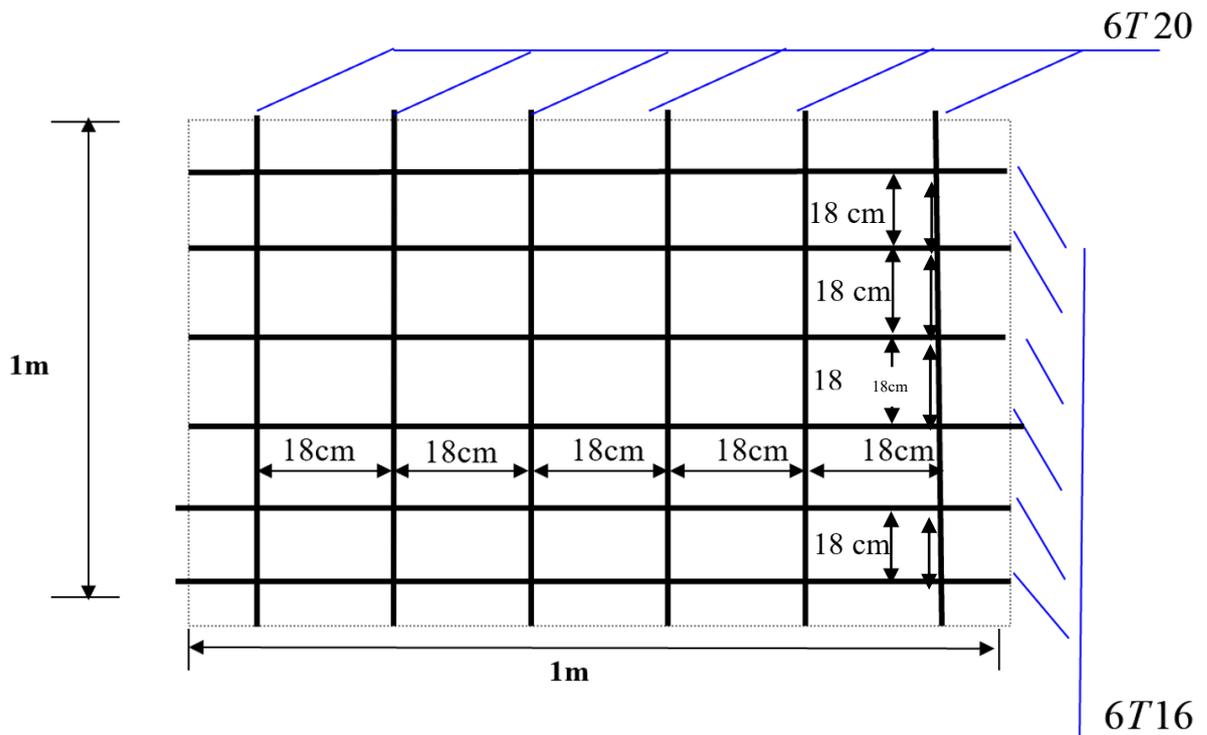


Figure 76 : ferrailage du radier (nappe supérieure).

➤ Nappe inférieure (aux appuis) :

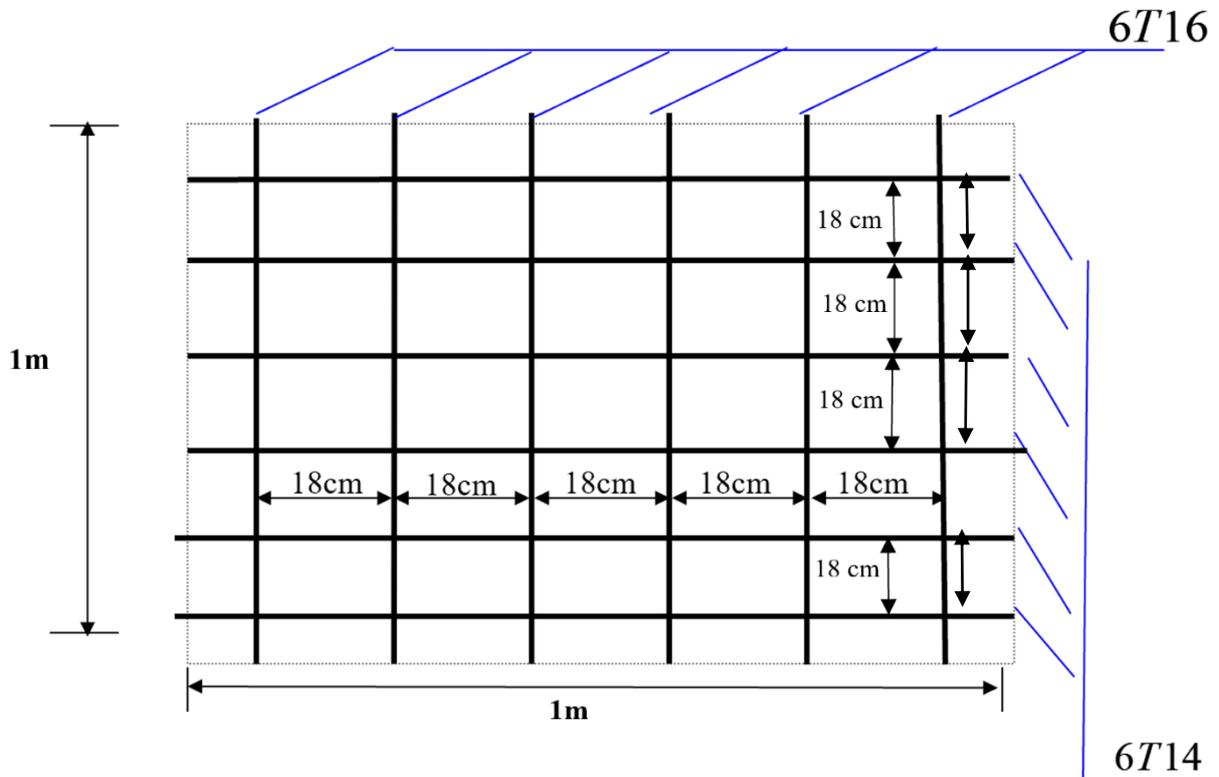


Figure 77 : ferrailage du radier (nappe inférieure).

VIII.9.6 Conclusion

Ce dernier chapitre a été principalement dédié au calcul des fondations mais tout d'abord nous avons commencé le calcul du ferrailage des murs voiles périphériques tout en respectant les règlements imposés par le BAEL et RPA.

Pour ce qui concerne aux fondations nous avons opté pour un radier général car nous avons jugé que c'était la solution la plus sûre et économique et nous avons mentionner par la même occasion ses avantages, finalement nous avons étudié les nervures et ferrailé selon la section d'acier minimale donnée par le RPA.

CONCLUSION GENERALE

IX. CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'élève ingénieur et c'est la meilleure occasion pour l'étudiant de démontrer en évidence ses connaissances théoriques acquises durant la formation.

Ce projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment et d'approfondir ainsi ses connaissances.

Dans ce projet nous avons procédé aux calculs des sollicitations et des ferraillements des éléments structuraux et non structuraux d'un bâtiment en béton armé composé d'un sous-sol, un rez-de-chaussée et dix étages, n'ayant pas été suffisantes nos connaissances reçues tout au long de notre formation, nous avons été forcés d'apprendre encore plus avec ce travail.

L'étude de l'infrastructure est conçue en radier général comme une fondation pour le bâtiment.

Comme nous avons constaté que la surface des semelles dépasse les 50 % de la surface d'impact du bâtiment ce qui engendrera un chevauchement de ces dernières. Donc nous sommes amenés à envisager un radier général comme fondation.

En dernier, on peut dire que ce travail nous a permis de bien mettre en pratique nos connaissances acquises durant notre formation de Master en génie civil ainsi que leur élargissement, chose qui nous aidera plus tard dans la vie professionnelle. Espérons aussi que ce modeste travail va être d'un grand apport pour les prochaines promotion

Références bibliographiques

X. BIBLIOGRAPHIE

Règlements :

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé [C.B.A93, D.T. R-B.C2-41.]
- Charges permanentes et charges d'exploitation [D.T.R-B.C22.]
- Règles parasismiques algérienne RPA99 version 2003 [RPA99/V2003]
- Jean-Pierre Mouglin, Béton Armé aux Etats Limites 91 modifié 99, deuxième édition Eyrolles 2000. [BAEL91]

Mémoires d'ingénieria :

- BENDJAADA N., BESSANA R. (2017/2018). Eude d'un bâtiment R+15 avec 2 sous-sols à contreventement mixte. Mémoire de fin d'étude master, université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem. Encadré par : M. BENSOUULA Mohamed.
- AZZOUZ K., BELHAMIDECHE K., (2017). Etude d'une tour en béton armé sous-sol+RDC+10étages. Université de Tlemcen. Encadré par : M. BESSAI Touhami.

Cours :

- 1^{er} année master : béton armé, dynamique et mécanique des structures.

Site web :

- fr.wikipedia.org

Ouvrages ou livres :

- BELAZOUGUI M., *calcul des ouvrages en béton armé*. « office des publications universitaires 1991 ».
- Destrac J., Lefaiivre D., Vila S., Maldent Y., (2014). *Memotech genie-civil*. Editions CASTEILLA-25 rue Monge-75005-paris-1996.

Outils informatiques :

- Robot structural analysis.
- AUTOCAD
- MS WORD
- RDM6
- SOCOTEC
- MS EXCEL