

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJE-BOUIRA



Faculté des Sciences et des sciences appliquées
Département Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

Présenté par :

Achour Sabah
Guessabi Hassina

En vue de l'obtention du diplôme de Master en :

Filière : Génie Civil
Option : Structure

Thème :

**Etude d'un bâtiment en R+8+2 Entre-Sol à usage d'habitation et
commercial contreventé par des voiles**

Devant le jury composé de :

Laib .A	MCB	UAMOB	Président
Mr Bouamra .Y	MCB	UAMOB	Encadreur
Pr.Aittahar.K	Pr	UAMOB	Co-encadreur
Mr Belmihoub .A	MAA	UAMOB	Examineur

Année Universitaire 2020/2021

Remerciement

Ce jour marque la fin d'une longue période d'étude à l'université de Mohand Oulhadj de Bouira.

Tout d'abord, nous tenons à remercier, le Dieu miséricordieux qui nous a donné la force et le courage d'achever cette réalisation.

Au terme de notre formation en général et notre projet de fin d'étude en particulier, nous tenons à remercier, notre promoteur Mr : **BOUAMRA YOUCEF**, Docteur en génie civil, qui nous a précieusement aidés et si judicieusement suivi durant la réalisation de ce modeste travail.

Nous tenons à remercier tous les enseignants du département de génie civil qui ont contribué à ma formation.

Un grand merci à l'ingénieure Mr : **ADJRAD MAHMOUD (SCP Techno/BAT)** pour son aide et son soutien scientifique et moral.

Nous tenons à exprimer mes vifs remerciements à M^{me} **HADIOUCHE FATIMA** pour avoir accepté de diriger ce modeste travail, et pour son aide, sa disponibilité, ses orientations, ses conseils et sa volonté qu'elle a manifesté tout au long de l'élaboration du présent mémoire.

Nos sincères remerciements et ma profonde gratitude s'adressent également aux membres de jury qui me feront l'honneur de juger mon travail.

Nos remerciements à nos familles et tous les amis (es).

Il est un agréable devoir d'exprimer nos sentiments reconnaissants à tous ceux qui ont participé de loin ou de près à l'élaboration de ce mémoire et qui se sont dévoués pour nous aider.

Dédicace

J'ai toujours pensé faire où offrir quelque chose à ma famille en signe de reconnaissance pour tout ce qu'ils ont consenti d'efforts rien que pour me voir réussir, et voilà l'occasion est venue.

À ceux qui m'ont donné la vie, symbole de beauté, de fierté, de sagesse et de patience.

À ceux qui sont la source de mon inspiration et de mon courage, à qui je dois de l'amour et de la reconnaissance.

À mes chers parents à qui je n'arriverai jamais à exprimer ma gratitude et ma reconnaissance, pour leur amour et leur soutien tout au long de mes études.

À mes frères.

À mes sœurs.

À toute ma famille.

À tous mes amis.

Et aux personnes qui m'ont aidé de loin et de prêt.

Je dédie ce modeste travail.

HASSINA

Dédicace

J'ai toujours pensé faire où offrir quelque chose à ma famille en signe de reconnaissance pour tout ce qu'ils ont consenti d'efforts rien que pour me voir réussir, et voilà l'occasion est venue.

À ceux qui m'ont donné la vie, symbole de beauté, de fierté, de sagesse et de patience.

À ceux qui sont la source de mon inspiration et de mon courage, à qui je dois de l'amour et de la reconnaissance.

À mes chers parents à qui je n'arriverai jamais à exprimer ma gratitude et ma reconnaissance, pour leur amour et leur soutien tout au long de mes études.

À mes frères.

À mes sœurs.

À toute ma famille.

À tous mes amis.

Et aux personnes qui m'ont aidé de loin et de près.

Je dédie ce modeste travail.

SABAH

ملخص

هذا المشروع يشمل تقديم دراسة تفصيلية لمبنى سكني يتكون من طابق أرضي وآخران تحت الأرض و 8 طوابق المقرر إنشاؤه بولاية البويرة وتصنف هذه المنطقة ضمن المناطق الزلزالية المتوسطة وفقا للقواعد الجزائرية المضادة للزلازال 99 نسخة 2003

الهدف هو تنسيب مختلف مكونات المبنى لتحديد التعزيز المناسب لمقاومته من مختلف الإجراءات التي قد يتعرض لها ولهذا كان علينا اللجوء إلى القواعد: التالية
ETABS V9.7.4 CBA93 RPA99/2003 BAEL91/99

لتحديد القوى الداخلية لكل الحمولات والدراسة الديناميكية لحساب وسائط الاهتزاز استخدمنا برنامج الحساب وفي الجزء الأخير من دراسة المذكرة تم حساب وتصميم الأساسيات.

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment a usage d'habitation constitué de deux sous-sol, Rez de chaussé plus huit (8) étages ; implante à la wilaya de BOUIRA.

Cette région est classée en zone de moyenne sismicité (II) selon les règles parasismiques algériennes RPA99 version 2003.

L'objectif étant le dimensionnement des différents constitutifs du bâtiment pour déterminer le ferrailage approprié pour la résistance de ce dernier aux différentes actions auxquelles il peut être soumis, nous avons dû faire appel aux règlements en vigueur notamment le CBA93, le RPA99/2003 et le BAEL91/99.

Afin de déterminer les efforts internes dans les portiques, et en dynamique pour le calcul des modes de vibration, nous avons utilisé le logiciel de calcul ETABS V9.7.4. en fin, dans la dernière partie du mémoire on a fait l'étude et le calcul des fondations.

Abstract

This Project presents a detailed study of a residential; building consists of ground floor, and tow underground floor and eight (8) floors located in the town of BOUIRA.

This region is classified as seismic zone II according to RPA99 version 2003.

The objective being to dimension the various components of the building to conclude the reinforcement appropriate for the resistance of the building to the different actions to which it may be subjected, we have had to resort to the regulations in force, in particular CBA93, RPA99 V2003 and BAEL91/99.

In order to determine the internal forces in the gantries, and in dynamics for the calculation of the vibration modes, we used the calculation software ETABS V9.7.4. Finally, in the last part of the paper, foundations were studied and calculated.

Sommaire

Sommaire

Remerciement

Dédicace

Dédicace

ملخص

Résumé

Abstract

Sommaire

Liste des figures

Liste des abréviations

Introduction générale..... 1

Chapitre I

I.1. Présentation de l'ouvrage..... 3

I.1.1. Caractéristiques géométriques de la structure 3

I.1.2. Données sismiques de la structure 3

I.2. Méthode des états - limites 4

I.2.1. Etats-limites..... 4

I.2.1.1. Etats-limites ultimes (E. L. U) 4

I.2.1.2. Etats-limites de service (E. L. S)..... 4

I.2.2. Actions 4

I.2.3. Sollicitations..... 5

I.2.4. Combinaisons d'actions 5

I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux..... 5

I.3.1. Le Béton 5

I.3.1.1. Résistance du béton 6

I.3.1.2. Déformations longitudinales du béton 6

I.3.1.3. Module de déformation transversale 6

I.3.1.4. Coefficient de poisson 6

I.3.1.5. Diagramme contraintes-déformations 7

I.3.1.6. Retrait du béton 8

I.3.2. Acier 8

I.3.2.1. Caractéristiques mécaniques 8

Sommaire

I.3.2.2. Caractères d'adhérence	9
I.3.2.3. Hypothèses et données pour le calcul du béton armé.....	9
I.4. Donnée concernant le projet	11
I.4.1. Béton	11
I.4.2. Acier	12

Chapitre II

II.1. Pré dimensionnement des éléments	14
II.1.1. Les planchers	14
II.1.1.1. Plancher en dalle pleine.....	14
II.1.2. Plancher à corps-creux	15
II.1.3. Les escaliers.....	16
PALIER DE DEPART	16
II.1.4. Pré dimensionnement d'escalier	16
II.1.5. Les poutres.....	17
II.1.5.1. Poutres principales	17
II.1.5.2. Poutres secondaires	17
II.1.6. Les balcons	18
II.1.7. L'acrotère	19
II.1.8. Les voiles.....	19
II.2. Descente des charges	21
II.3. Pré dimensionnement des poteaux	26
II.3.1. Calcul des surfaces revenant à chaque poteau	28
II.3.1.1. Poteau central	28
II.3.1.2. Poteau de rive.	28
II.3.1.3. Poteau d'angle	28
II.3.2. Calcul des charges et surcharges revenant aux poteaux	28

Chapitre III

III. Calcul des éléments secondaires	36
III.1. Calcul du Balcon	36
III.1.1. Détermination des efforts.....	36
III.1.2. Combinaisons de charges.....	36
III.1.3. Schéma statique de calcul	36
III.1.4. Les moments et Les efforts tranchants.....	36

Sommaire

III.1.5. Ferrailage	37
III.1.6. Vérifications.....	37
III.1.6.1. Vérification à l'ELU.....	37
III.1.6.2. Vérification à L'ELS	38
III.1.7. Schéma de ferrailage	39
III.2. Calcul de l'acrotère	40
III.2.1. Dimension de l'acrotère.....	40
III.2.1.1. Schéma statique	40
III.2.2. Détermination des sollicitations	40
III.2.3. Combinaison de sollicitation	41
III.2.4. Ferrailage de l'acrotère.....	42
III.2.4.1. Calcul des armatures à L'E.L. U	42
III.2.4.2. Calcul des armatures à L'E.L. S	43
III.2.4.3. Vérification à E.L.U	44
III.2.4.4. Vérification à E.L.S	45
III.3. Etude de la Dalle pleine	49
III.3.1. Calcul des sollicitations à ELU	49
III.3.2. Calcul des sollicitations à ELS.....	49
III.3.3. Ferrailage	49
III.3.4. Vérification à l'ELU	51
III.3.5. Vérifications à l'ELS	53
III.3.6. Vérification de la flèche.....	54
III.3.7. Schéma de ferrailage.....	56
III.4. Etude de la salle machine	57
III.4.1. Introduction.....	57
III.4.2. Calcul de la dalle plane	58
III.4.3. Evaluation des charges et surcharges.....	58
III.4.4. Calcul des sollicitations	58
III.4.5. Principe de calcul	59
III.4.6. Superposition des moments	60
III.4.7. Ferrailage	61
III.4.8. Vérification à l'ELU	62
III.4.9. Vérification à ELS	63

Sommaire

III.4.10. Vérification de la flèche	64
III.4.11. Schéma de ferrailage	65
III.5. Calcul de l'escalier	66
III.5.1. Combinaison des charges et surcharges.....	66
III.5.2. Schéma statique	66
III.5.3. Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant	67
III.5.4. Calcul des armatures	69
III.5.5. Vérification à l'ELU	70
III.5.7. Vérification de la flèche	73
III.5.8. Schéma de ferrailage d'escalier	74
III.6. Calcul de la poutre palière.....	75
III.6.1. Pré dimensionnement	75
III.6.2. Détermination des charges.....	75
III.6.3. Calcul à l'ELU	76
III.6.4. Ferrailage	77
III.6.5. Vérification à l'ELU	78
III.6.8. Vérification de la flèche	81
III.6.9. Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	82
III.7. Calcul des planchers en corps creux	83
III.7.1. Dimensionnement des poutrelles	83
III.7.2. Evaluation des charges et surcharges	83
III.7.3. Calcul des moments.....	83
III.7.4. Calcul des armatures.....	84
III.7.5. Schéma statique (file de poutrelle)	85
III.7.6. Diagramme de moment fléchissant et l'effort tranchant	88
III.7.7. Calcul du ferrailage longitudinal	92
III.7.8. Vérification	93
III.7.8.1. Vérification à L'ELU.....	93
III.7.8.2. Vérification à L'ELS	94
III.7.9. Vérification de l'état limite de déformation (la flèche).....	95
III.7.10. Calcul du ferrailage transversal (<i>Art-A.7.1.22/BAEL99</i>).....	95
III.7.11. Schéma de ferrailage des poutrelles	96
III.7.12. Ferrailage de la dalle de compression	96

Sommaire

Chapitre IV

IV.	Introduction	99
IV.1.	L'étude dynamique.....	99
IV.1.1.	Objectif de l'étude dynamique	99
IV.1.2.	Modélisation mathématique.....	99
IV.1.3.	Modélisation de la structure étudiée	99
IV.1.4.	Caractéristiques géométrique du bâtiment.....	103
IV.1.5.	Mode de vibration et participation massique	104
IV.2.	L'étude sismique.....	105
IV.2.1.	Présentation des différentes méthodes de calcul.....	105
IV.2.2.	Classification de l'ouvrage.....	112
IV.2.3.	Calcul de la force sismique totale	113
IV.2.4.	Vérification des exigences de RPA99/2003	116

Chapitre V

V.	Introduction.....	137
V.1.	Ferraillage des poteaux.....	137
V.1.1.	Les combinaisons des charges	137
V.1.2.	Calcul des armatures	138
V.1.3.	Calcul des armatures longitudinales	139
V.1.4.	Calcul du ferraillage en flexion composée.....	141
V.1.5.	Calcul des Armatures transversales	144
V.1.6.	Vérification à l'ELU	145
V.1.7.	Vérifications à l'ELS	146
V.1.8.	Schéma de ferraillage.....	148
V.2.	FERRAILLAGE DES POUTRES	149
V.2.1.	Introduction.....	149
V.2.2.	Recommandation du <i>RPA 99(V2003)</i>	149
V.2.3.	Caractéristiques des poutres et des matériaux qui les constituent	150
V.2.4.	Des armatures longitudinales	150
V.2.5.	Ferraillage longitudinal des poutres	152
V.2.6.	Calcul des armatures transversales	153
V.2.7.	Calcul des armatures de peau.....	155
V.2.8.	Vérification	155

Sommaire

V.2.9. Schéma de ferrailage.....	159
V.3. Ferrailage des voiles.....	161
V.3.1. Introduction.....	161
V.3.2. Les combinaisons d'action	161
V.3.3. Détermination des armatures	162
V.4.3.1. Armatures verticales	163
V.4.3.2. Armatures de couture.....	163
V.4.3.3. Armatures horizontales.....	163
V.4.3.4. Armatures transversales.....	164
V.4.3.5. les potelets	164
V.4.4. Méthode de calcul	164
V.4.5. Vérifications.....	166

Chapitre VI

VI. Introduction	192
VI.1. Classification des fondations.....	192
VI.2. Choix du type de fondation	193
VI.3. Caractéristiques du sol	193
VI.4. Calcul d'un radier général	195
VI.4.1. Pré dimensionnement du radier.....	195
VI.4.1.1. L'épaisseur du radier	195
VI.4.2. Caractéristiques géométriques du radier	196
VI.4.3. Vérification du radier	198
VI.5. Ferrailage du radier	203
VI.5.1. Schéma de ferrailage du radier	206
VI.6. Ferrailage des nervures	207
VI.6.1. Transmission des charges des dalles aux poutres	207
VI.6.2. Calcul de ferrailage des nervures.....	210
VI.6.3. Vérification	211
VI.6.4. Schéma de ferrailage nervure.....	212
VI.7. Voile périphérique.....	213
VI.7.1. Pré dimensionnements	213
VI.7.2. Ferrailage de voile	214
Conclusion générale	217

Sommaire

Références bibliographiques

Annexes

Liste des figures

Liste des figures

Chapitre I

Figure I. 1 : Vue de facade.	3
Figure I. 2 : Diagramme contraintes-déformations du Béton à l'ELS.	7
Figure I. 3 : Diagramme contraintes-déformations du Béton à l'ELS.	7
Figure I.4: Diagramme contrainte-déformation de calcul de l'acier à l'ELU (art A.2.2.2) BAEL91/99.	9
Figure I. 5 : Diagramme des déformations limites de la section : règle des trois pivots.....	10

Chapitre II

Figure II. 1: Coupe transversale d'un plancher à corps-creux.	15
Figure II. 2: Les escaliers.	16
Figure II. 3: Schéma de la volée et du palier d'Etage.	17
Figure II. 4: Dimension à respecter pour les poutres.	18
Figure II. 5: L'acrotère.	19
Figure II. 6: Coupe de voile en élévation.	20
Figure II. 7: Coupe de voile en plan.....	20
Figure II. 8: Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible.....	21
Figure II. 9: Constituants d'un plancher courant.....	23
Figure II. 10: Coupe transversale du plancher d'étage courant.....	23

Chapitre III

Figure III. 1: calcul de balcon.	37
Figure III. 2: Schéma de ferrailage de balcon.	39
Figure III. 3: coupe verticale de l'acrotère.	40
Figure III. 4: schéma statique de 'acrotère.	40
Figure III. 5: section de calcul d'acrotère de la terrasse inaccessible.	42
Figure III. 6: Schémas de ferrailage de l'acrotère.	48
Figure III. 7: schéma de ferrailage de la salle machine.....	56
Figure III. 8: Schéma d'un ascenseur mécanique.	57
Figure III. 9: Répartition de la charge localisée sur la dalle.	58
Figure III. 10: schéma de ferrailage de la salle machine.....	65
Figure III. 11: Schéma statique d'escalier à l'ELU.....	66
Figure III. 12: Diagramme de l'effort tranchant d'escalier à l'ELU.....	67
Figure III. 13: Diagramme de moment fléchissant d'escalier à l'ELU.....	67
Figure III. 14: Diagramme de moment fléchissant d'escalier à l'ELS.....	68
Figure III. 15: Diagramme de l'effort tranchant d'escalier à l'ELS.....	68
Figure III.16: schéma de ferrailage de l'escalier.....	74
Figure III. 17: Schéma de la poutre palière.	75
Figures III. 18: section de la poutre palière.....	75
Figure III. 19: Diagrammes de l'effort tranchant et du moment fléchissant.....	77
Figure III. 20: Ferrailage de la poutre palière.	82
Figure III. 21: Schéma isostatique de la poutrelle.....	83
Figure III. 22: section transversale de la poutrelle.	84

Liste des figures

Figure III. 23: Schéma statique de la poutrelle la plus défavorable.	85
Figure III. 24: Diagramme de moment fléchissant en travée à l'ELU.	88
Figure III. 25: Diagramme de l'effort tranchant en travée à l'ELU.	88
Figure III. 26: Diagramme de moment fléchissant en appuis à l'ELU.	89
Figure III. 27: Diagramme de l'effort tranchant en appuis à l'ELU.	89
Figure III. 28: Diagramme de moment fléchissant en travée à l'ELS.	90
Figure III. 29: Diagramme de l'effort tranchant en travée à l'ELS.	90
Figure III. 30: Diagramme de moment fléchissant en appuis à l'ELS.	91
Figure III. 31: Diagramme de l'effort tranchant en appuis à l'ELS.	91
Figure III. 32: Ferrailage des poutrelles en appuis et en travée.	96

Chapitre IV

Figure IV. 1: Vue en 3D de la structure.	101
Figure IV. 2: vue en plan.	101
Figure IV. 3: La disposition des voiles.	102
Figure IV. 4: Spectre de réponse de calcul.	109
Figure IV. 5: 1er mode de translation.	114
Figure IV. 6: 2eme mode de translation.	115
Figure IV. 7: 3eme mode de rotation.	115
Figure IV. 8: La disposition des poteaux.	127

Chapitre V

Figure V. 1: Schéma de ferrailage des poteaux.	148
Figure V. 2: schéma représentative d'une poutre.	154
Figure V. 3: schéma de ferrailage des poutres.	160
Figure V. 4: Sollicitations des voiles.	161
Figure V. 5: schéma de numérotation des voiles.	162
Figure V. 6: schéma de ferrailage du voile V9.	190

Chapitre VI

Figure VI. 1: Schéma de transmission des charges.	199
Figure VI. 2: Schéma de transmission des charges.	200
Figure VI. 3: Diagramme des contraintes.	201
Figure VI. 4: Schéma de ferrailage du radier.	206
Figure VI. 5: Schéma de ferrailage du nervure.	212
Figure VI. 6: Le voile périphérique.	213
Figure VI. 7: Ferrailage du voile.	215

Liste des tableaux

Liste des tableaux

Chapitre II

Tableau II. 1 : Charges permanentes de Plancher terrasse inaccessible en dalle pleine.	21
Tableau II. 2 : Charges permanentes de Plancher terrasse inaccessible en corps-creux.	22
Tableau II. 3 : Charges permanentes de Plancher Etage Courant en corps creux.	22
Tableau II. 4 : Charges permanentes de Plancher Etage Courant en dalle pleine.	23
Tableau II. 5 : Charges permanentes de l'Acrotère.	24
Tableau II. 6 : Charges permanentes de Balcons.	24
Tableau II. 7 : Charges permanentes de Murs extérieurs.	24
Tableau II. 8 : Charges permanentes de Murs intérieur.	25
Tableau II. 9 : Charges permanentes de Palier de repos.	25
Tableau II. 10 : Charges permanentes de Paillasse.	25
Tableau II. 11 : les Charges d'exploitation.	30
Tableau II. 12 : les sections des poteaux centraux.	31
Tableau II. 13 : Vérification au flambement.	34

Chapitre III

Tableau III. 1 : vérification de la résistance à la compression du béton.	54
Tableau III. 2 : Evaluation des moments.	60
Tableau III. 3 : vérification des contraintes.	64
Tableau III. 4 : récapitule les résultats trouvés.	80

Chapitre IV

Tableau IV. 1: Centre de masse et Centre de rigidité.	104
Tableau IV. 2: Participation massique.	104
Tableau IV. 3: Valeur de pénalités.	107
Tableau IV. 4: Effort tranchant modale.	109
Tableau IV. 5: Effort tranchant modale.	110
Tableau IV. 6: Vérification de l'indépendance des modes.	111
Tableau IV. 7: Vérification de l'effort tranchant à la base.	117
Tableau IV. 8: Déplacement inter-étage dans le sens XX Erreur ! Signet non défini.	
Tableau IV. 9: Déplacement inter-étage dans le sens YY.	118
Tableau IV. 10: effort sismique pour chaque niveau dans y-y.	120
Tableau IV. 11: effort sismique pour chaque niveau dans x-x.	120
Tableau IV. 12: Vérification de l'effet P- Δ sens Y-Y.	122
Tableau IV. 13: Vérification de l'effet P- Δ sens X-X.	122
Tableau IV. 14: Vérification du renversement.	125
Tableau IV. 15: Vérification de l'effort normal.	126

Chapitre V

Tableau V. 1: Caractéristiques mécanique des matériaux.	137
Tableau V. 2: Sollicitations les plus défavorables dans les poteaux.	139
Tableau V. 3: ferrailage maximal et minimale.	140
Tableau V. 4: Tableau récapitulatif de calcul de ferrailage longitudinal des poteaux.	143

Liste des tableaux

Tableau V. 5: Tableau de calcul des armatures transversales.	145
Tableau V. 6: Vérification de la contrainte de cisaillement.	146
Tableau V. 7: Vérification de la contrainte de béton.	147
Tableau V. 8: combinaisons de charges.	149
Tableau V. 9: caractéristiques des poutres	150
Tableau V. 10: Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres secondaires.	152
Tableau V. 11: Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres principales.	153
Tableau V. 12: Tableau de vérification de la poutre principale à l'ELS.....	156
Tableau V. 13: Tableau de vérification de la poutre secondaire à l' ELS.....	156
Tableau V. 14: Tableau de vérification de la contrainte de cisaillement.	157
Tableau V. 15: Tableau de vérification de la compression du béton.	157
Tableau V. 16: Tableau de vérification de l'adhérence des barres.	158
Tableau V. 17: Caractéristique géométrique de voile.	169
Tableau V. 18: ferrailage des voiles.....	170

Chapitre VI

Tableau VI. 1: Vérification des contraintes.	201
Tableau VI. 2: Vérification de renversement.	202
Tableau VI. 3: Vérification de soulèvement.	202
Tableau VI. 4: Calcul des moments.	204
Tableau VI. 5: le ferrailage a L'ELS.....	205
Tableau VI. 6: Le ferrailage a L'ELU.....	205
Tableau VI. 7: Vérification des contraintes à l'ELS (sens X – X).....	206
Tableau VI. 8: Vérification des contraintes à l'ELS (Y – Y).....	206
Tableau VI. 9: Tableau des sollicitations.	210
Tableau VI. 10: Tableau des sollicitations.	210
Tableau VI. 11: Tableau de vérification de la contrainte tangentielle.	211
Tableau VI. 12: Tableau de vérification de la contrainte normal.....	212

Liste des abréviations

Liste des abréviations

A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.

A_s : Aire d'une section d'acier.

A_t : Section d'armatures transversales.

B : Aire d'une section de béton.

\emptyset : Diamètre des armatures, mode propre.

φ : Angle de frottement.

C : Cohésion.

\bar{q} : Capacité portante admissible.

Q : Charge d'exploitation.

σ_c : Contrainte de consolidation.

C_c : Coefficient de compression.

C_s : Coefficient de sur consolidation.

γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.

γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.

σ_s : Contrainte de traction de l'acier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.

τ : Contrainte tangentielle.

β : Coefficient de pondération.

σ_{sol} : Contrainte du sol.

σ_m : Contrainte moyenne.

G : Charge permanente.

ξ : Déformation relative.

V₀ : Effort tranchant a la base.

E.L.U : Etat limite ultime.

E.L.S : Etat limite service.

N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.

N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.

Liste des abréviations

T_u : Effort tranchant ultime.

T : Effort tranchant, Période.

S_t : Espacement.

λ : Elancement.

e : Epaisseur, Indice des vides.

N_q, N_γ, N_c : Facteurs de portance.

F : Force concentrée.

f : Flèche.

\bar{f} : Flèche admissible.

D : Fiche d'ancrage.

L : Longueur ou portée.

L_f : Longueur de flambement.

I_p : Indice de plasticité.

I_c : Indice de consistance.

W : Teneur en eau, Poids total de la structure.

S_r : Degré de saturation.

γ_d : Poids volumique sèche.

γ_h : Poids volumique humide.

γ_{sat} : Poids volumique saturé.

W_{sat} : Teneur en eau saturé.

W_L : Limite de liquidité.

W_p : Limite de plasticité.

d : Hauteur utile.

F_e : Limite d'élasticité de l'acier.

M_u : Moment à l'état limite ultime.

M_{ser} : Moment à l'état limite de service.

M_t : Moment en travée.

M_a : Moment sur appuis.

M₀ : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.

I : Moment d'inertie.

f_i : Flèche due aux charges instantanées.

f_v : Flèche due aux charges de longue durée.

I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.

Liste des abréviations

I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.

M : Moment, Masse.

E_{ij} : Module d'élasticité instantané.

E_{vj} : Module d'élasticité différé.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

P : Rayon moyen.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.

F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.

K : Coefficient de raideur de sol.

S_c : Tassement oedométrique.

S_c^T : Tassement total.

S_c^{adm} : Tassement admissible.

δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.

Y : Position de l'axe neutre.

I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène

Introduction générale

Introduction générale

Introduction générale

Les dommages dans les structures sont généralement causés par une mauvaise conception à un mauvais comportement. A l'effet, des études basées sur des modèles physiques et mathématiques sont menées pour limiter et mettre en œuvre une réglementation fiable qui régit le domaine de la construction en exigeant des normes à suivre par le concepteur et pour lesquelles un minimum de sécurité est assuré.

A nos jours, les tremblements de terre, avec leur cortège des pertes en vie humaines, constituent le souci fondamental de l'ingénieur en bâtiment, qui cherche à concevoir des structures capables de résister aux secousses sismiques par la création de systèmes structuraux combinant de manière optimale les propriétés mécaniques et géométriques de leurs éléments.

Par ailleurs, un ouvrage doit être conçu de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation une sécurité appropriée vis à vis de sa ruine ou de quelconque de ses éléments et garde un bon comportement en service vis à vis de sa durabilité, son aspect architectural ou encore le confort de ses usagers.

Pour atteindre un tel objectif, l'ingénieur ne doit pas se contenter d'appliquer simplement les règlements, mais la compréhension des facteurs déterminant le comportement de la structure est fondamentale.

A cet effet, dans notre projet d'étude d'un bâtiment en (R +08+ deux sous sol) à contreventement par voiles, en plus des calculs statiques faisant l'objet des trois premiers chapitres, la recherche d'un bon comportement dynamique par différentes dispositions des voiles constitue l'étape cruciale de l'étude dynamique qui sera exposée au chapitre quatre (IV), ce chapitre qui contient aussi les différentes vérifications vis-à-vis des efforts et des déplacements après avoir adopté le bon modèle. Possédant les sollicitations et le ferraillement des éléments au chapitre cinq (V). En fin le calcul de l'infrastructure au chapitre six (VI).

***Chapitre I : Présentation de
l'ouvrage et hypothèse de calcul***

I.1.Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude est un bâtiment en **(R+8+2 entre. Sol)** à usage d'habitation du (1^{ème} au 8^{ième} étage), service (RDC), parking (entre. Sol), il sera implanté à la Wilaya de bouira, classée selon le RPA 99 Version 2003 comme étant une zone de moyenne sismicité (**Zone IIa**).

Le contreventement du bâtiment est assuré par un système mixte (**portiques + voiles**)

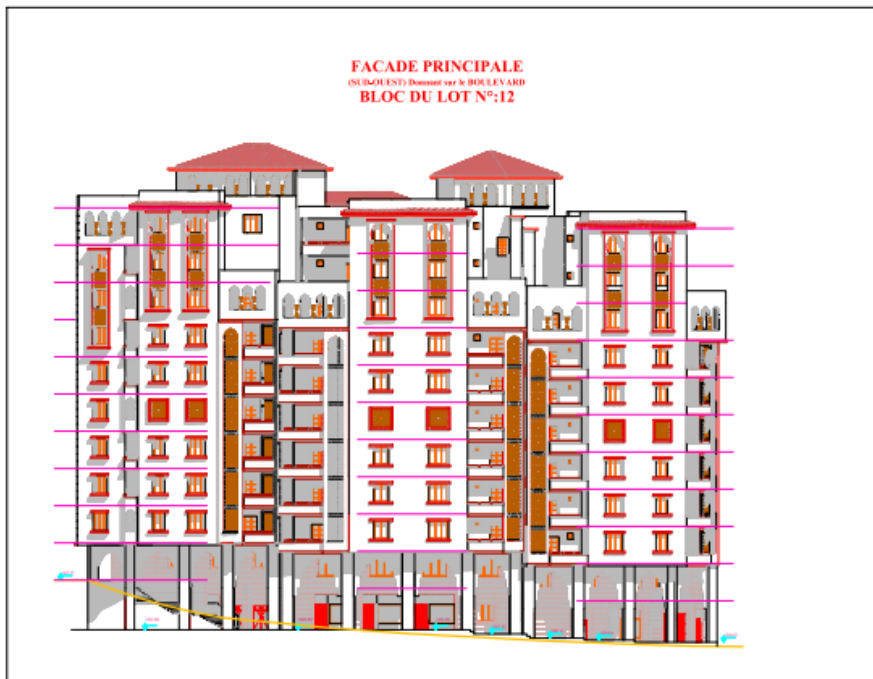


Figure I.1 : Vue de façade.

I.1.1.Caractéristiques géométriques de la structure

Les caractéristiques de la structure à étudier sont

- Largeur en plan 11.73m
- Longueur en plan..... 20 m
- Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) 36.89 m
- Hauteur du entre. sol 1 3.06 m
- Hauteur du entre. sol 2 4.42 m
- Hauteur du RDC..... 4.93 m
- Hauteur d'étage courant 3,06 m

I.1.2.Données sismiques de la structure

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée selon le *RPA 99/ version 2003* comme une zone de moyenne de sismicité (**zone II a**).
- L'ouvrage appartient au **groupe d'usage 1B**.
- La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 2.5$ bars.

- Le site est considéré comme meuble (S3).

I.2.Méthode des états - limites

I.2.1.Etats-limites

❖ Définition

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite. Au-delà des critères caractérisant ces états limites, la construction ou l'élément de structure considéré cesse de remplir ses fonctions. On distingue des états limites ultimes et des états limites de service.

I.2.1.1. États-limites ultimes (E. L. U)

Leur dépassement entraînerait la ruine de l'ouvrage Ils correspondent à la limite :

- De l'équilibre statique de la construction (renversement)
- De la résistance de chacun des matériaux (rupture)
- De la stabilité de forme (flambement)

❖ Critère de calcul à L'ELU

- Déformation relatives (ou courbure) limites,
- Calcul de type « rupture » avec lois contraintes-déformations des matériaux.

I.2.1.2. États-limites de service (E. L. S)

Ce sont des états dont le dépassement compromettrait le bon fonctionnement en service de la structure. Ils sont liés aux conditions normales d'exploitation et de durabilité.

Ils correspondent aux phénomènes suivants :

- Ouvertures excessives des fissures.
- Compression excessive du béton.
- Déformations excessives des éléments porteurs.
- Vibrations excessives et inconfortables
- Pertes d'étanchéité.

❖ Critères de calcul à L'ELS

- Contraintes (ou déformations) limites,
- Calculs de type élastique (loi de Hooke, coefficient d'équivalence,).

I.2.2.Actions

Les actions sont l'ensemble des charges (forces, couples, charges permanentes, climatiques et d'exploitations) appliquées à la structure.

Les actions sont classées en trois catégories en fonction de leur fréquence d'apparition :

❖ **Actions permanentes (G)**

- Le poids propre de la section.
- Le poids des équipements fixes.
- Le poids des poussées de terre ou les pressions des liquides.
- Les déformations imposées à la structure.

❖ **Actions variables (Qi)**

- Charges d'exploitation,
- Charges appliquées en cours d'exécution,
- Action de la température, du retrait,

❖ **Actions accidentelles (FA)**

- Séismes,
- Chocs de véhicule routiers ou de bateaux sur des ponts.

I.2.3.Sollicitations

Les sollicitations sont les efforts provoqués, en chaque point et sur chaque section de la structure, par les actions qui s'exercent sur elle ; les sollicitations sont exprimées sous forme de :

- Effort normal (N).
- Effort tranchant (V).
- Moment fléchissant (M).
- Couple de torsion (T).

I.2.4.Combinaisons d'actions

❖ **Etats-limite ultimes (E. L. U)**

- Combinaison fondamentale
(Situation durable et transitoire) $1,35 \times G + 1,5 \times Q$
- Combinaison accidentelle
 $G + Q + F_A$
- Etats-limite de service (E. L. S)

I.3.Caractéristiques mécaniques des matériaux

I.3.1.Le Béton

Le béton est un mélange de granulats, de ciment, d'eau et éventuellement de produits d'addition "les adjuvants" de masse volumique de **2500Kg/m³**.

Pour le présent projet on adoptera : **$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$**

I.3.1.1. Résistance du béton**❖ Résistance caractéristique du béton à la compression**

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge dite : résistance caractéristique à la compression, notée f_{cj} . Elle est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes cylindriques de 16cm de diamètre et 32cm de hauteur par compression axiale après 28 jours de durcissement. Dans notre cas $f_{c28}=25\text{mpa}$

❖ Résistance caractéristique à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à $\langle j \rangle$ jours notée f_{tj} est conventionnellement définie par la formule suivante :

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

I.3.1.2. Déformations longitudinales du béton

Ils existent deux modules de déformation déterminés d'après le **BAEL 91**.

❖ Le module de déformation instantanée

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures on a :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (E_{ij} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa})$$

❖ Le module de déformation différée

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

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (E_{vj} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa})$$

I.3.1.3. Module de déformation transversale

Le module de déformation transversale noté $\langle G \rangle$ est donné par la formule suivant
 E : module de YOUNG.

ν : Coefficient de Poisson.

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

I.3.1.4. Coefficient de poisson

Le coefficient de poisson du béton est le rapport des déformations transversales et longitudinales : $\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$

- Pour le calcul des déformations est pris égal à (0,2)
- Pour le calcul des sollicitations est pris égal à (0).
- Pour le calcul des éléments bidimensionnels (dalles...), on prendra ($\nu = 0,2$)
- Pour les justifications aux états-limite de service (béton non fissuré), et ($\nu = 0$) dans le cas des états-limites ultimes (béton fissuré).

I.3.1.5. Diagramme contraintes-déformations

✓ Diagramme contrainte déformation (parabole-rectangle) à l'ELU

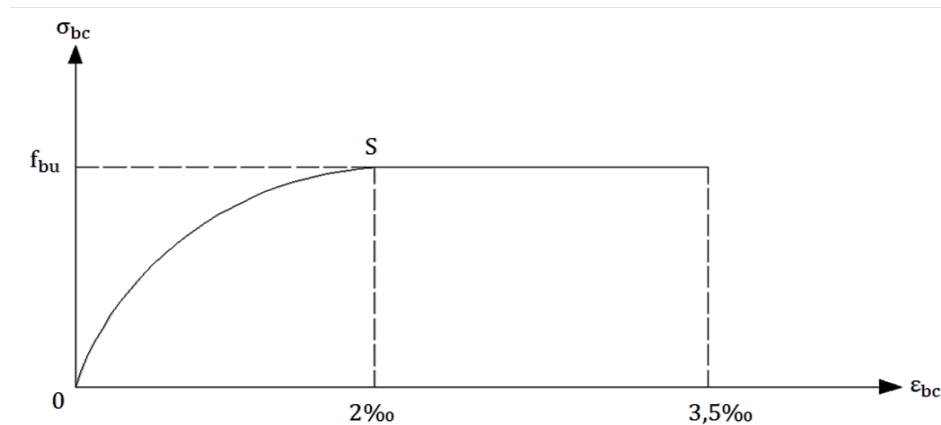


Figure I. 2: Diagramme contraintes-déformations de calcul du Béton à l'ELU.

OS = parabole du 2^{ème} degré tangente en S à l'horizontale.

Contrainte limite ultime de compression :

$$f_{bu} = 0,85 \times \frac{f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$$

Avec :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,15: \text{combinaisons accidentelles} \\ 1,50: \text{autres cas} \end{cases}$$

Et en fonction de la durée (t) d'application des combinaisons d'actions :

$$\theta = \begin{cases} 1,00 & t > 24 \text{ heures} \\ 0,90 & 1 \text{ heure} \leq t \leq 24 \text{ heures} \\ 0,85 & t < 1 \text{ heure} \end{cases}$$

✓ Diagramme contrainte déformation à L'ELS



Figure I. 3: Diagramme contraintes-déformations du Béton à l'ELS.

Contrainte limite de service en compression : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$

I.3.1.6. Retrait du béton

$$\frac{\Delta l}{l} = \begin{cases} 1,5 \cdot 10^{-4} & \text{dans les climats très humides} \\ 2,0 \cdot 10^{-4} & \text{dans les climats humides} \\ 3 \cdot 10^{-4} & \text{dans les climats tempéré sec} \\ 4,0 \cdot 10^{-4} & \text{dans les climats chaud sec} \\ 5,0 \cdot 10^{-4} & \text{dans les climats très sec} \end{cases}$$

I.3.2. Acier

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage .il présente une très bonne résistance à la traction (et aussi à la compression pour des élancements faibles), de l'ordre de 500MPa, mais si aucun traitement n'est réalisé, il subit les effets de la corrosion. De plus, son comportement est ductile, avec des déformations très importantes avant la rupture (de l'ordre de la dizaine de %).

I.3.2.1. Caractéristiques mécaniques

Les armatures pour béton armé sont constituées par des aciers qui se distinguent par leur nuance et leur état de surface, on distingue :

- **Des ronds lisses**

Fe E 215 \Rightarrow limite d'élasticité garantie (f_e) = 215 MPa

Fe E 235 \Rightarrow limite d'élasticité garantie (f_e) = 235 MPa

- **Des barres à haute adhérence (HA)**

Fe E 400 \Rightarrow limite d'élasticité garantie (f_e) = 400 MPa

Fe E 500 \Rightarrow limite d'élasticité garantie (f_e) = 500 MPa

- **Des fils tréfilés HA et des treillis soudés formés de ces fils (TSHA)**

Fe TE 400 \Rightarrow limite d'élasticité garantie (f_e) = 400 MPa fils HA

Fe TE 500 \Rightarrow limite d'élasticité garantie (f_e) = 500 MPa fils HA et TSHA

- **Des fils tréfilés lisses qui sont assemblé en treillis soudés (TSL)**

TSL 500 \Rightarrow limite d'élasticité garantie (f_e) = 500 MPa

- ❖ **Diagramme contraintes-déformations**

Le diagramme de calcul se déduit du diagramme caractéristique (idéalisé) par une affinité parallèle à la droite de Hooke et de rapport $\left(\frac{1}{\gamma_s}\right)$.

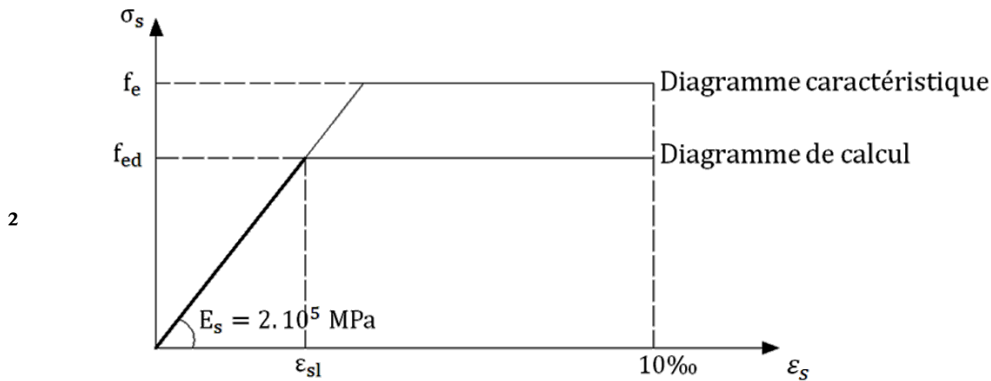


Figure I. 4: Diagramme contrainte-déformation de calcul de l'acier à l'ELU (art A.2.2.2) BAEL91/99.

$$f_{ed} = \frac{f_{ed}}{\gamma_s} \quad \text{Avec } \gamma_s = \begin{cases} 1 & \text{pour SA} \\ 1.15 & \text{dans les autres cas} \end{cases}$$

$$\varepsilon_{sl} = \frac{f_{ed}}{E_s}$$

I.3.2.2. Caractères d'adhérence

❖ Coefficient de fissuration (η)

$$\eta = \begin{cases} 1,0 & \text{pour ronds lisses et fils tréfilés lisses en treillis soudés} \\ 1,3 & \text{pour fils HA } (\phi < 6 \text{ mm}) \\ 1,6 & \text{pour barre HA et fils HA } (\phi \geq 6 \text{ mm}) \end{cases}$$

❖ Coefficient de scellement (Ψ_s)

$$\Psi_s = \begin{cases} 1,0 & \text{pour ronds lisses} \\ 1,5 & \text{pour barres et fils HA} \end{cases}$$

I.3.2.3. Hypothèses et données pour le calcul du béton armé

On distingue deux types d'états-limites pour le dimensionnement (armatures et béton) :

❖ Etats-limites ultimes (E. L. U)

- De résistance.
- De stabilité de forme.

❖ Etats-limites de service (E. L. S) atteints

- Par compression du béton,
- Par ouverture des fissures,
- Par déformation.

I.3.2.3.1. Hypothèses supplémentaires générales valables pour tous les états-limites

- Au cours de la déformation, les sections restent planes et conservent leurs dimensions (principe de Navier-Bernoulli).

- La résistance du béton tendu est considérée comme nulle.
- Par adhérence, les allongements relatifs de l'acier et du béton au contact sont les mêmes.

❖ **Hypothèses supplémentaires pour L'E. L. S**

En vertu de la loi de Hooke, les contraintes sont proportionnelles aux déformations relatives :

$$\sigma = E \times \varepsilon = E \times \frac{\Delta l}{l}$$

On définit le coefficient d'équivalence par la relation :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \text{ (forfaitairement)}$$

❖ **Hypothèses supplémentaires pour L'E. L. U**

Le raccourcissement relatif du béton est limité

- à 3,5‰ en flexion.
- à 2‰ en compression simple.

L'allongement relatif de l'acier est limité

- à 10‰.

Le dimensionnement à l'état-limite ultime est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B ou C définis ci-dessous.

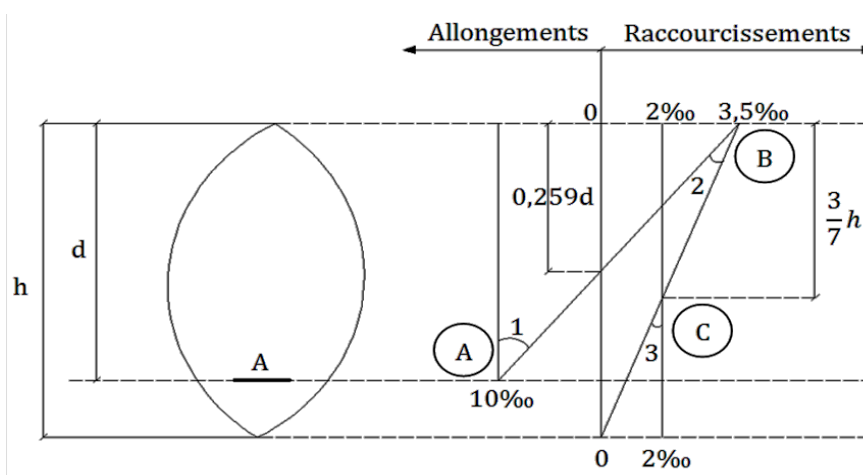


Figure I. 5: Diagramme des déformations limites de la section : règle des trois pivots.

❖ **Pivot A région 1**

Allongement de l'acier le plus tendus : $\varepsilon_s = 10 \times 10^{-3}$; pièces soumises à la traction simple ou à la flexion simple ou composée.

❖ **Pivot B région 2**

Raccourcissement de la fibre de béton la plus comprimée : $\varepsilon_{bc} = 3,5 \times 10^{-3}$; pièces soumises à la flexion simple ou composée.

❖ **Pivot C région 3**

Raccourcissement de la fibre de béton à la distance $\left(\frac{3}{7}h\right)$ de la fibre la plus comprimée $\varepsilon_{bc} = 2 \cdot 10^{-3}$; Pièces soumises à la flexion composée ou à la compression simple.

I.4. Donnée concernant le projet

I.4.1. Béton

❖ Résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

❖ Contrainte de compression, en situation durable et transitoire

$$f_{bu} = \frac{0.85}{\Theta \cdot \gamma_b} f_{c28} \Leftrightarrow f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$$

❖ Contrainte de compression, en situation accidentelle

$$f_{bu} = \frac{0.85}{\Theta \cdot \gamma_b} f_{c28} \Leftrightarrow f_{bu} = 18.48 \text{ MPa}$$

❖ Résistance caractéristique à la traction

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{c28} \Leftrightarrow f_{t28} = 2.1\text{MPa}$$

❖ Contrainte limite de service en compression

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} \Leftrightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

❖ Module d'élasticité instantanée :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \Leftrightarrow E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$$

• Module d'élasticité différée

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \Leftrightarrow E_{vj} = 10818.86 \text{ MPa}$$

❖ Contrainte limite de cisaillement :

- Fissuration peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right) \Leftrightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

- Fissuration préjudiciable et très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right) \Leftrightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPA}$$

❖ Coefficient de poisson

- Pour le calcul des sollicitations : $\nu = 0$. (ELU béton fissuré)

- Pour le calcul des déformations : $\nu = 0,2$. (ELS béton non fissuré)

I.4.2. Acier

- Type d'acier haut adhérence : Fe400.
- Module d'élasticité longitudinale : $E_s = 2.10^5$ MPa.
- Contrainte limite :
 - ❖ **ELU**
 - En situation durable et transitoire : $\sigma_s = 348$ MPa.
 - En situation accidentel : $\sigma_s = 400$ MPa.
 - ❖ **ELS**
 - Fissuration peu préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \Leftrightarrow \bar{\sigma}_s = 348$ MPa
 - Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) \Leftrightarrow \bar{\sigma}_s = 201.63$ MPa
 - Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min(0.5f_e, 90\sqrt{\eta f_{t28}}) \Leftrightarrow \bar{\sigma}_s = 164.97$ MPa

***Chapitre II : Pré
dimensionnement des éléments***

II.1. Pré dimensionnement des éléments

Le pré dimensionnement a pour but de définir les dimensions des différents éléments de la structure (poteaux, poutres, voiles...etc.). Ces dimensions sont choisies selon les exigences réglementaires du RPA99V2003 et du CBA93. Les dimensions obtenues ne sont pas définitives ; ils peuvent être augmentés après vérification dans la phase du dimensionnement.

II.1.1. Les planchers

Les planchers sont des ouvrages horizontaux constituant une séparation entre deux niveaux d'une habitation, ils transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux et poutres) les charges permanentes et les charges d'exploitation. Ils servent aussi à la transmission des efforts horizontaux.

On adopte pour des planchers en dalle pleine et corps creux

II.1.1.1. Plancher en dalle pleine

Une dalle est une plaque qui peut reposer avec ou sans continuité sur 2,3 ou 4 cotés. Les dalles sont infiniment rigides dans leur plan et souples en dehors de leur plan. Les panneaux de la dalle reçoivent les charges statiques et dynamiques et les transmettent aux poutres ; L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent beaucoup plus des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions suivantes :

❖ Résistance au feu

$e_1 = 7\text{cm}$ pour une heure de coupe-feu.

$e_1 = 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe-feu.

$e_1 = 17,5\text{ cm}$pour un coupe-feu de quatre heures.

On admit : $e_1 = 15\text{cm}$.

❖ Isolation phonique

Selon les règles « **CBA93** », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 15 cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On admit: $e_2 = 15\text{ cm}$.

❖ Résistance a la flexion

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre des appuis sont les suivantes :

✓ Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L_x}{35} \leq e_3 \leq \frac{L_x}{30}$

✓ Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L_x}{50} \leq e_3 \leq \frac{L_x}{40}$.

Avec L_x : La grande portée du panneau le plus sollicité. ($L_x = 6.03m$).

On aura donc : $12 \leq e_3 \leq 15$ (cm)

On limite donc notre épaisseur à : $e_3 = 15$ cm

Donc on adopte pour notre cas la dimension suivante

$$e = \max (e_1 , e_2 , e_3) = 15\text{cm}$$

II.1.2.Plancher à corps-cieux

Dans notre structure les planchers sont en corps creux qui sont composés de trois éléments principaux:

- 1) Poutrelle en béton armé ou en béton précontraint constituant le système porteur.
- 2) Corps creux ou hourdis (en terre, béton polystyrène...etc.).
- 3) bétonnage sur place d'une dalle de compression de 4 ou 5 cm d'épaisseur.

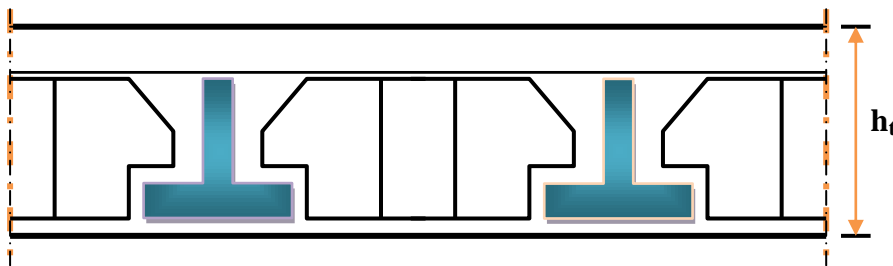


Figure II. 1: Coupe transversale d'un plancher à corps-cieux.

Selon la condition de la flèche, l'épaisseur du plancher doit vérifier la relation suivante (1) :

$$h_t \geq L/22.5 \dots\dots\dots(1) \text{ tel que :}$$

h_t : Représente l'épaisseur du plancher.

L : Représente la plus grande portée dans le sens des poutrelles (sens secondaires),

$$L = \text{Min} (l_x \text{ max}, l_y \text{ max})$$

Dans notre cas : $l_y \text{ max} = 6.03 \text{ m}$

$l_x \text{ max} = 3.55 \text{ m}$

Donc : $L = 3.55 \text{ m}$

$$h_t \geq 355/22.5 = 15.77 \text{ cm}$$

On prend $h_t = 20$ cm et on adopte un plancher de type (16+4) cm

Avec : 16 cm \Rightarrow corps creux.

4 cm \Rightarrow la dalle de compression.

II.1.3. Les escaliers

Un escalier est une succession de marche permettant le passage d'un niveau à un autre.

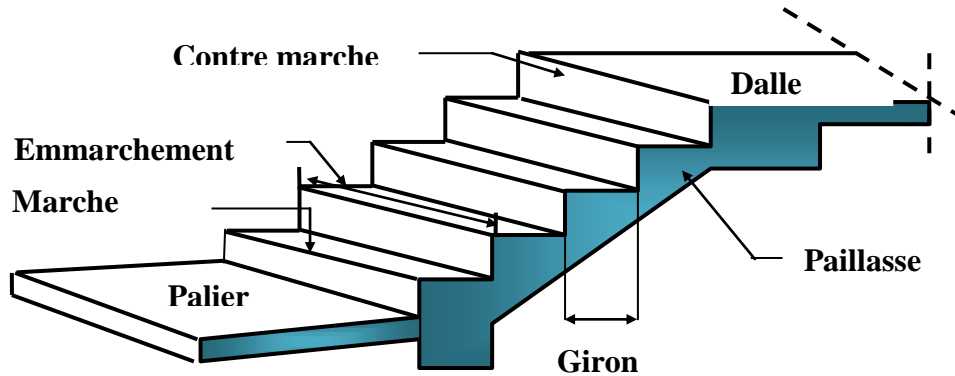


Figure II. 2: Les escaliers.

- ❖ **La marche** : est la surface plane sur laquelle se pose le pied.
- ❖ **Le contre marche** : est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur h est la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18 cm.
- ❖ **Le giron g** : est la distance en plan séparant deux contre marches successives.
- ❖ **La volée** : est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers
- ❖ **La paillasse d'épaisseur e_p** : est la dalle en béton armé incorporant les marches et contre marches.
- ❖ **L'emmarchement** : représente la largeur de la marche.

Pour le confort des locataires, on doit respecter la condition de BLONDEL :

- $59 \leq 2h + g \leq 66$ cm
- $16 \leq h \leq 18$ cm
- $g \geq 23$ cm

h : La hauteur de la contre marche.

g : giron.

H : La hauteur d'étage.

II.1.4. Pré dimensionnement d'escalier

- Hauteur d'étage : $H = 3.06$ m.
- Le giron : $59 \leq 2h + g \leq 66$ et $h = 17$ cm

En prend $g = 30$ cm.

- Détermination du nombre de marches : $n = H/h = 306/17 = 18$ marches (9+9).
- Hauteur de la paillasse : $H' = 0.17 \cdot 9 = 1.53$ m $\implies H' = 1.53$ m.

- Détermination de la longueur projetée de la paillasse : $L = g (n-1) = 2.4 \text{ m}$.
- Détermination de l'inclinaison de la paillasse : $\text{tg } \alpha = H' / L \implies \alpha = 32.51^\circ$.
- Détermination de la largeur de la paillasse : $L_p = H' / \text{Sin } \alpha = 2.85 \text{ m}$.
- Détermination de l'épaisseur de la paillasse : $L_p/30 \leq e \leq L_p/20$
 $9.5\text{cm} \leq e \leq 14.2 \text{ cm}$
- L'épaisseur du palier : $e = 15 \text{ cm}$.
- L'épaisseur du palliasse : $e = 15 \text{ cm}$.

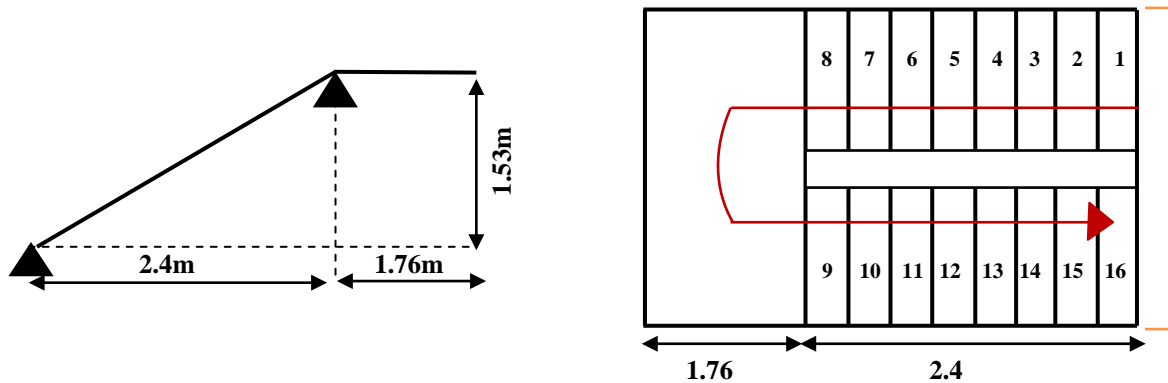


Figure II. 3: Schéma de la volée et du palier d'Etage.

II.1.5. Les poutres

Une poutre est un élément porteur à section rectangulaire, en T ou en I, dont la portée est prise entre axe d'appuis. Leur rôle est de transmettre les charges aux poteaux. Dans notre structure les poutres sont en béton armé de section rectangulaire.

Le pré dimensionnement se fera selon le BAEL91 et les vérifications selon le RPA99/V2003.

$$\text{Selon BAEL 91 : } \begin{cases} L / 15 \leq h \leq L / 10 \\ 0.3h \leq b \leq 0.7 h \end{cases} \quad \text{avec : } \begin{cases} L : \text{Travée de la poutre.} \\ h : \text{Hauteur de la poutre} \\ b : \text{Largeur de la poutre.} \end{cases}$$

I.1.5.1. Poutres principales

$$603 / 15 \leq h \leq 603 / 10 \implies 40.2 \leq h \leq 60.3$$

On prend $h = 60 \text{ cm}$

$$0.3 \times 60 \leq b \leq 0.7 \times 60 \implies 18 \leq b \leq 42$$

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

$$\text{Donc } (b \times h) = (30 \times 60) \text{ cm}^2$$

I.1.5.2. Poutres secondaires

$$355 / 15 \leq h \leq 355 / 10 \implies 23.67 \leq h \leq 35.5$$

On prend $h = 35$ cm

$$0.3 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \implies 10.5 \leq b \leq 24.5$$

On prend $b = 30$ cm

Donc $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

✓ Vérifications des conditions de résistance (l'article 7.5.1 de l'RPA99/V2003).

	Poutre principale	Poutre secondaire	Vérification
$b \geq 20$ cm	30	30	C.V
$h \geq 30$ cm	60	35	C.V
$h/b \leq 4$	1.5	1.16	C.V

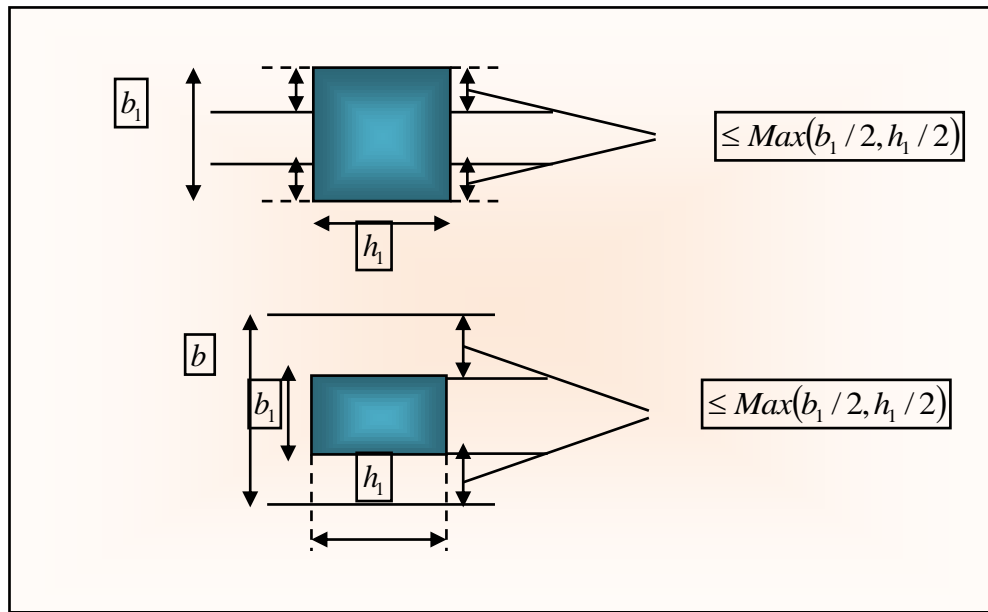


Figure II. 4: Dimension à respecter pour les poutres.

I.1.6. Les balcons

Les balcons sont constitués d'une dalle pleine, ils sont encastés au niveau de la poutre de rives et sont calculés comme étant des consoles.

L'épaisseur de la dalle est conditionnée par : $e \geq L/10$

L : largeur du balcon.

On prend comme épaisseur : $e \geq 135 / 10 \implies e \geq 0.135$ m

On adopte : **$e = 15$ cm**

I.1.7.L'acrotère

L'acrotère est un muret situé en bordure de toiture terrasses. Il sert à protéger l'étanchéité contre d'éventuelles infiltrations d'eau de pluies. Il est aussi assimilé à une console encastrée au plancher terrasse.

L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal N_G et une charge d'exploitation horizontale non pondérée estimée à 1 KN/ml provoquant un moment de flexion.

Le poids propre de l'acrotère pour une bande de 1.00 m

$$G = \rho \times S$$

$$S = [(60 \times 10) + (10 + 8) \times 10 / 2] = 690 \text{ cm}^2$$

$$S = 0.069 \text{ m}^3$$

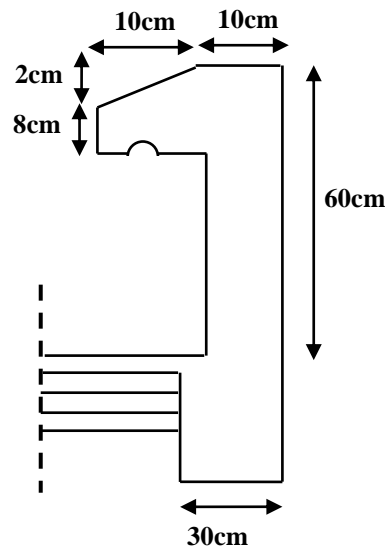


Figure II. 5: L'acrotère.

I.1.8.Les voiles

Les voiles sont des murs en béton armé leur pré dimensionnement est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99/V2003. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme ou vent.) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux et les transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effet de séisme ou du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte.

D'après le RPA99/V2003 (article 7.7.1) « les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. » Où L et e sont respectivement la portée et l'épaisseur du voile.

L'article 7.7.1 RPA99 spécifie que l'épaisseur minimale soit de 15 cm.

De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme l'indique la figure (2.8) :

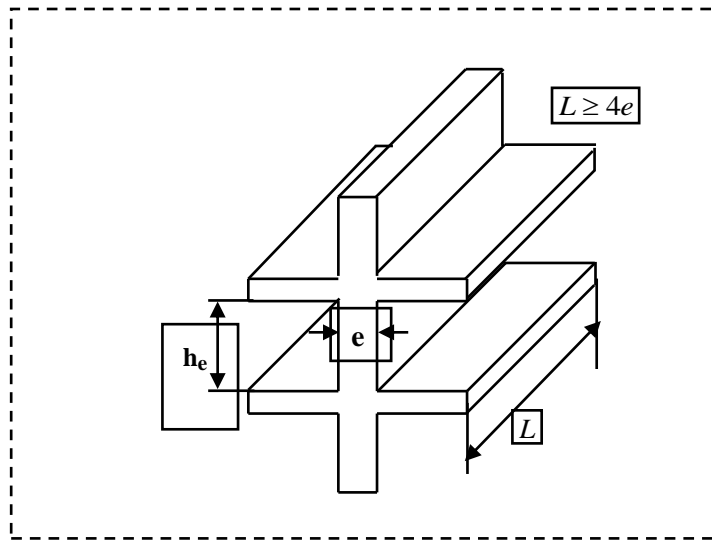


Figure II. 6: Coupe de voile en élévation.

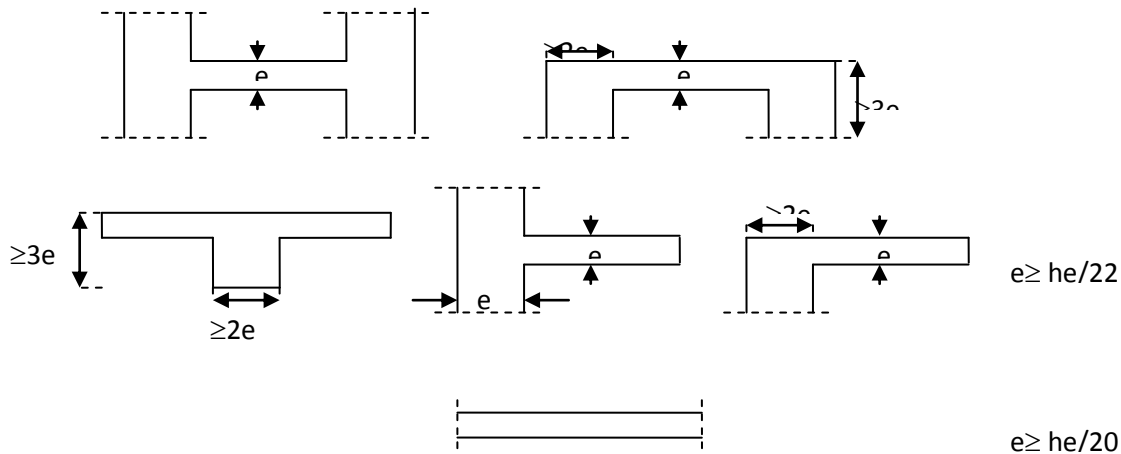


Figure II. 7: Coupe de voile en plan.

$$e \geq \max (h_e /25, h_e /22, h_e /20)$$

❖ Pour RDC : ($h_e=4.93$ m)

$$e \geq \max (19.72, 22.41, 24.65)$$

Donc on prend comme épaisseur : **e = 25cm**

❖ Pour entre-sol : ($h_e=4.42$ m)

$$e \geq \max (17.68, 20.1, 22.1)$$

Donc on prend comme épaisseur : **e = 25 cm**

❖ Pour l'étage courant : ($h_e = 3.06$ m)

$$e \geq \max (12.24, 13.90, 15.3)$$

Donc on prend comme épaisseur : $e = 20$ cm

Conclusion

Donc on adopte pour les voiles une épaisseur : $e = 25$ cm pour entre- sol et le RDC

Et $e=20$ cm pour les autres étages.

$$L \geq 4 e = 100 \text{ cm.}$$

I.2.Descente des charges

Le but de la descente de charge est de déterminer pour chaque élément porteur la charge qui lui revient au niveau de chaque étage jusqu'à la fondation.

Soient : **G** :Charges permanentes.

Q : Surcharges d'exploitation.

❖ **Charges permanentes**

✓ **Plancher terrasse inaccessible**

✓ **Dalle pleine**

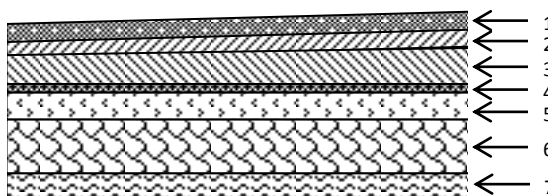


Figure II. 8: Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible.

Tableau II. 1: Charges permanentes de Plancher terrasse inaccessible en dalle pleine.

Eléments constituant	Poids volumique (kN/m ³)	Epaisseur (m)	Charge Surfaccique (kN/m ²)
1) gravillon de protection	16	0.05	0.80
2) étanchéité multicouche	6	0.02	0.12
3) Papier kraft	/	2 feuilles	0.5
4) Béton de pente	22	0.08	1.76
5) isolation thermique	0.4	0.04	0.016
6) dalle plein béton armé	25	0.15	3.75
7) Enduit en plâtre	10	0.03	0.3
Total			7.25

✓ Corps-creux (16+4)

Tableau II. 2: Charges permanentes de Plancher terrasse inaccessible en corps-creux.

Eléments constituant	Poids volumique (kN/m ³)	Epaisseur (m)	Charge Surfaccique (kN/m ²)
1) gravillon de protection	17	0.05	0.85
2) étanchéité multicouche	6	0.022	0.12
3) Papier kraft	2 feuilles	/	0.5
4) forme de pente	20	0.08	1.6
5) isolation thermique	0.4	0.04	0.016
6) dalle en corps creux	14.25	(16+4)	2.85
7) Enduit en plâtre	10	0.02	0.20
Total			6.28

✓ Plancher Etage Courant

✓ Plancher étages courants en corps creux

Tableau II. 3: Charges permanentes de Plancher Etage Courant en corps creux.

Eléments constituant	Poids volumique (kN/m ³)	Epaisseur (m)	Charge Surfaccique (kN/m ²)
1) Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
2) Mortier de pose	20	0.02	0.40
3) Lit de sable	17	0.03	0.51
4) Plancher en corps creux	14.25	(16+4)	2.85
5) Enduit en plâtre	10	0.02	0.20
6) Cloison répartie	-	-	0.90
Total			5.30

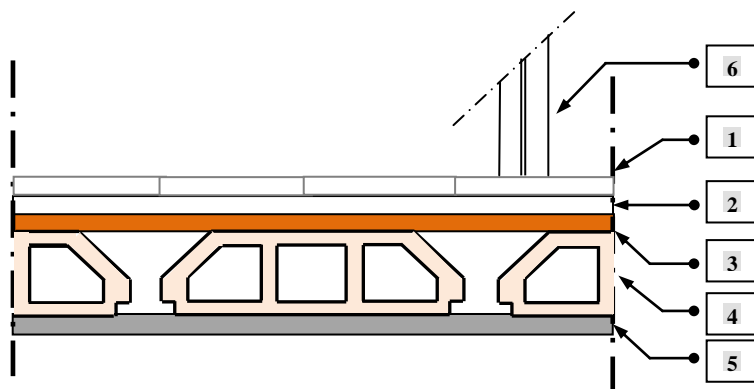


Figure II. 9: Constituants d'un plancher courant.

✓ Dalle pleine

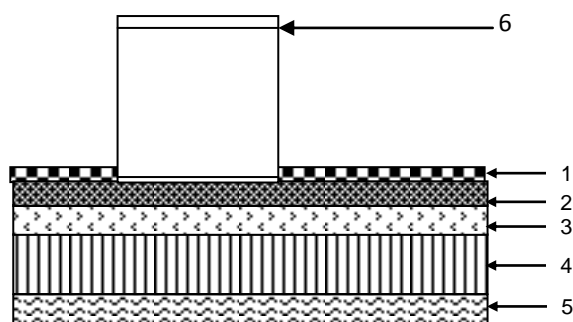


Figure II. 10: Coupe transversale du plancher d'étage courant.

Tableau II. 4: Charges permanentes de Plancher Etage Courant en dalle pleine.

Eléments constituant	Poids volumique (kN/m ³)	Epaisseur (m)	Charge Surfaccique (kN/m ²)
1) Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
2) Mortier de pose	20	0.02	0.40
3) Lit de sable	18	0.03	0.54
4) dalle plein béton armé	25	0.15	3.75
5) Enduit en plâtre	10	0.03	0.3
6) Cloison répartie	-	-	1
Total			6.43

✓ Acrotère

Tableau II. 5: Charges permanentes de l'Acrotère.

La masse volumique (KN/m ³)	Surface de l'acrotère (m ²)	Charge permanente de l'acrotère (kN/ml)
25	$S = [(0.6 \times 0.1) + (0.08 \times 0.1) + (0.1 \times 0.02) / 2]$ S=0.069	1.72

✓ Balcon

Tableau II. 6: Charges permanentes de Balcons.

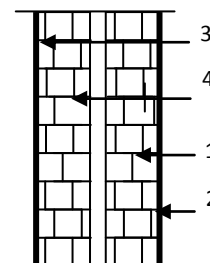
Eléments constituant	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Charge Surfaccique (KN/m ²)
1) Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
2) Mortier de pose	20	0.02	0.40
3) Lit de sable	18	0.03	0.54
4) Dalle en béton armé	25	0.15	3.75
5) Enduit en plâtre	10	0.03	0.3
Total			5.43

✓ Maçonnerie

✓ Murs extérieurs

Tableau II. 7: Charges permanentes de Murs extérieurs

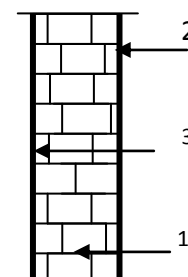
Eléments constituant	Poids volumique (kN/m ³)	Epaisseur (m)	Charge Surfaccique (kN/m ²)
1) Brique creuse	9	0.10	0.9
2) Enduit plâtre	10	0.02	0.2
3) Enduit ciment	18	0.02	0.36
4) Brique creuse	9	0.10	0.9
Total			2.36



✓ Murs intérieurs

Tableau II. 8: Charges permanentes de Murs intérieur.

Eléments constituant	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Charge Surfaccique (KN/m ²)
1) Brique creuse	9	0.10	0.90
2) Enduit plâtre	10	0.02	0.20
3) Enduit plâtre	10	0.02	0.20
Total			1.3



✓ Escaliers

✓ Palier de repos

Tableau II. 9: Charges permanentes de Palier de repos.

Eléments constituants	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Charge Surfaccique (KN/m ²)
1) Carrelage	22	0.02	0.44
2) Mortier de pose	20	0.02	0.40
3) Lit de sable	18	0.03	0.54
4) Dalle en béton armé	25	0.15	3.5
5) Enduit de ciment	18	0.02	0.36
Total			5.2

✓ Paillasse

Tableau II. 10: Charges permanentes de Paillasse.

Eléments constituants	Poids volumique (kN/m ³)	Epaisseur (m)	Charge Surfaccique (kN/m ²)
1) Carrelage	22	0.02	0.44
2) Mortier de pose	20	0.02	0.40
3) marches	22	0.17/2	1.87
4) Dalle en béton armé	25	0.15	(0.15x25) / cos 32.51=4.2
5) Enduit plâtre	10	0.02	0.20
6) Lit de sable	18	0.03	0.54
Total			7.7

❖ Charges d'exploitation

- Plancher terrasse inaccessible : $Q=1\text{kN/m}^2$
- Plancher Etage courant (habitations) : $Q=1.5\text{kN/m}^2$
- Acrotère : $Q=1\text{kN/m}$
- Balcons : $Q=3.5\text{kN/m}^2$
- Escaliers : $Q= 2.5\text{kN/m}^2$
- Entre-sol (packing) : $Q= 2.5\text{kN/m}^2$
- RDC (services) : $Q= 2.5\text{kN/m}^2$

I.3.Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont dimensionnés à la compression simple centrée à L'ELU, Nous choisisant le poteau central, les poteaux de rive et d'angle. On utilise un calcul basé sur la descente des charges, tout en appliquant la loi de dégression des d'exploitation.

❖ Les étapes de calcul

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- La section du poteau est alors calculée à l'état limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du béton selon le "BAEL 91 modifié 99".
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposée par le "RPA99 version 2003".

La formule générale :

$$B_r \geq \frac{k \cdot \beta \cdot N_u}{\theta \frac{f_{bu}}{0.9} + \frac{0.85}{100} f_{cd}} \dots\dots\dots \text{(Article B.8.4.1 du CBA 93)}$$

Tel que :

B_r : La section réduite de poteau (en cm^2) et $B_r = (a-2\text{cm}) \times (b-2\text{cm})$

N_u : L'effort normal ultime $N_u = 1.35G + 1.5Q$

$$\left\{ \begin{array}{l} K = 1,1 : \text{si plus de moitié des charges est appliquées avant 90 jours.} \\ K = 1,2 \text{ et } f_{c28} \text{ est remplacé par } f_{c1j} \\ \text{si plus de la majeure partie des charges est appliquée avant 28 jours.} \\ K = 1 : \text{pour les autres cas} \end{array} \right.$$

Dans notre cas on a : $k=1$.

γ_b : coefficient de sécurité du béton tel que

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.5 \text{ situation durable ou transitoire} \\ \gamma_b = 1.15 \text{ situation durable ou transitoire} \end{array} \right.$$

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier tel que

$$\begin{cases} \gamma_s = 1.5 \text{ situation durable ou transitoire} \\ \gamma_s = 1.15 \text{ situation durable ou transitoire} \end{cases}$$

$\theta =$ est en fonction de la durée T d'application des combinaisons d'action

$$\begin{cases} \theta = 1 & : T > 24h \\ \theta = 0.9 & : 1h \leq T \leq 24h \\ \theta = 0.85 & : T < 1h \end{cases}$$

β : Coefficient dépendant de l'élanement mécanique « λ » des poteaux qui est défini comme suit :

$$\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \dots\dots si \lambda \leq 50$$

$$\beta = \frac{0.85\lambda^2}{1500} \dots\dots si 50 < \lambda \leq 70$$

Comme le calcul se fait en compression centrée, on fixe l'élanement mécanique forfaitairement à $\lambda = 35$, (pour que toutes les armatures participent à la résistance)

D'où : $\beta = 1 + 0,2 \times 1 = 1.2$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14.17 \text{ Mpa}; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$B_r \geq \frac{1 * 1.2 * N_u}{\frac{14.17}{0.9} + \frac{0.85}{100} * 348} \geq \frac{1.2 * N_u}{15.74 + 2.3}$$

$$B_r \geq 0.064 N_u$$

$$B_r(\text{cm}^2) \geq 0.64 N_u$$

Pour déterminer les dimensions, on présente la méthode de calcul suivante

✓ Charge permanente :

$$N_G = G \times S$$

G : charge permanente.

S : surface d'influence de poteau.

✓ Charge d'exploitation :

$$N_Q = Q \times S$$

Q : charge d'exploitation (avec dégression de charge).

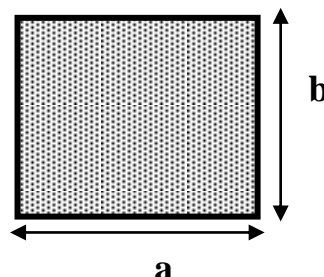
S : surface offerte majorée.

✓ Calcul de la charge limite ultime N_{ul} :

$$N_{ul} = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$$

$$B_r = 0,64 N_u \text{ (cm}^2\text{)}$$

✓ Détermination de la section :



Pour une section carrée (a=b)

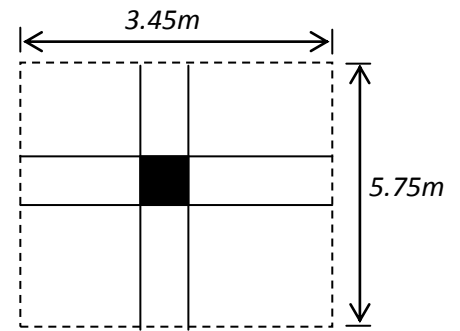
$$Br = (a-0,02)^2 \text{ d'où : } a=b=\sqrt{Br+2} \text{ (en cm}^2\text{)}.$$

II.3.1. Calcul des surfaces revenant à chaque poteau

II.3.1.1. Poteau central

La surface revenant aux poteaux centraux est :

$$S=3.45 \times 5.75 = 19.84 \text{ m}^2$$

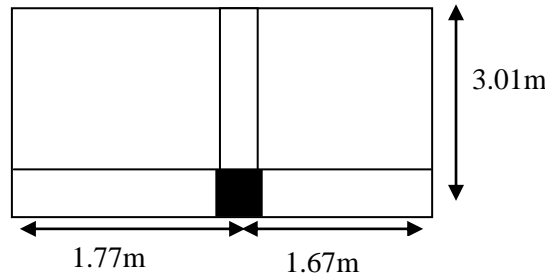


Surface d'influence du poteau central

II.3.1.2. Poteau de rive.

La surface revenant aux poteaux centraux est :

$$S=3.01 \times (1.77+1.67) = 10.35 \text{ m}^2$$

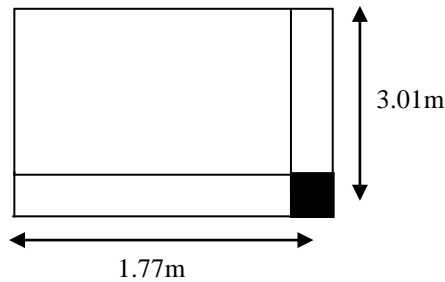


Surface d'influence du poteau de rive

II.3.1.3. Poteau d'angle

La surface revenant aux poteaux centraux est :

$$S=3.01 \times 1.77 = 5.32 \text{ m}^2$$



Surface d'influence du poteau d'angle

II.3.2. Calcul des charges et surcharges revenant aux poteaux

❖ **Poteaux centraux**

Le poteau central le plus sollicité à une surface offerte :

$$S=19.84 \text{ (m}^2\text{)}$$

• **Niveau terrasse**

Plancher $7.25 \times 19.84 = 143,84 \text{ KN}$

Poutre principale : (0.6-0.15)× 0.3×5.75×25= 19.41KN

Poutre secondaire : (0.35-0.15)× 0.3 ×(3.15-0.3)×25= 4.28 KN

- **Niveau étage courant**

Plancher6.43×19.84 = 127.57 KN

Poutre principale : (0.6-0.15)× 0.3 × 5.75 ×25= 19.41 KN

Poutre secondaire : (0.35-0.15)×0.3 ×(3.15-0.3)×25= 4.28 KN

- ❖ **Dégression des charges d'exploitation**

- **Loi de dégression**

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

Les règles « BAEL 91 modifié 99 » nous imposent d'appliquer la dégression surcharges d'exploitation.

Avec :
$$\sum Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$$

n : Nombre d'étage.

Q₀ : La charge d'exploitation sur la terrasse.

Q₁, Q₂,....., Q_n : Les charges d'exploitation des planchers courants.

Tableau II. 11: les Charges d'exploitation.

Niveau des planchers	Charge d'exploitation	Σ charge d'exploitation	Σ charge d'exploitation (kN/m ²)
Terrasse	Q0	$\Sigma 0 = Q0$	1
8	Q1	$\Sigma 1 = Q0 + Q1$	2.5
7	Q2	$\Sigma 2 = Q0 + 0.95 (Q1 + Q2)$	3.85
6	Q3	$\Sigma 3 = Q0 + 0.9 (Q1 + Q2 + Q3)$	5.05
5	Q4	$\Sigma 4 = Q0 + 0.85 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4)$	6.1
4	Q5	$\Sigma 5 = Q0 + 0.8 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5)$	7
3	Q6	$\Sigma 6 = Q0 + 0.75 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5 + Q6)$	7.75
2	Q7	$\Sigma 7 = Q0 + 0.71 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5 + Q6 + Q7)$	8.455
1	Q8	$\Sigma 8 = Q0 + 0.69 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5 + Q6 + Q7 + Q8)$	9.28
RDC	Q9	$\Sigma 9 = Q0 + 0.66 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5 + Q6 + Q7 + Q8 + Q9)$	10.57
Entre sol	Q10	$\Sigma 10 = Q0 + 0.65 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5 + Q6 + Q7 + Q8 + Q9 + Q10)$	12.05
Entre sol	Q11	$\Sigma 11 = Q0 + 0.65 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5 + Q6 + Q7 + Q8 + Q9 + Q10 + Q11)$	13.67

❖ Tableau récapitulatif des calculs relatifs à chaque niveau et la détermination de la section des poteaux :

Tableau II. 12: les sections des poteaux centraux.

Niveaux	G plancher (Kn/m ²)	G poutre (Kn)	G poteau (Kn)	Q plancher(Kn/m ²)	S plancher (m ²)	G total (KN)	G cumule (KN)	Q total (KN)	Q cumule
terrasse	6.28	23.69	0	1	21.38	157.9564	0	21.38	/
8	5.3	23.69	6.88	2.5	21.38	143.884	157.9564	53.45	21.38
7	5.3	23.69	6.88	3.85	21.38	143.884	301.8404	82.313	74.83
6	5.3	23.69	9.37	5.05	21.38	146.374	445.7244	107.969	157.143
5	5.3	23.69	9.37	6.1	21.38	146.374	592.0984	130.418	265.112
4	5.3	23.69	12.24	7	21.38	149.244	738.4724	149.66	395.53
3	5.3	23.69	15.49	7.75	21.38	152.494	887.7164	165.695	545.19
2	5.3	23.69	19.12	8.455	21.38	156.124	1040.2104	180.7679	710.885
1	6.43	23.69	19.12	9.28	21.38	180.2834	1196.3344	198.4064	891.6529
RDC	6.43	23.69	36.72	10.57	21.38	197.8834	1376.6178	225.9866	1090.0593
entr-sol 1	6.43	23.69	36.72	12.05	21.38	197.8834	1574.5012	257.629	1316.0459
entr-sol 2							1772.3846		1573.6749

Niveaux	Nu cumule	Nu maj	Br (cm ²)	a(cm)	b(cm)	choix (axb)
Terrasse	/	/	/	/	/	/
8	245.31114	269.842254	172.699043	15.1415008	15.1415008	(30x30)
7	519.72954	571.702494	365.889596	21.1282408	21.1282408	(30x30)
6	837.44244	921.186684	589.559478	26.2808459	26.2808459	(35x35)
5	1197.00084	1316.70092	842.688591	31.029099	31.029099	(35x35)
4	1590.23274	1749.25601	1119.52385	35.4592864	35.4592864	(40x40)
3	2016.20214	2217.82235	1419.40631	39.675009	39.675009	(45x45)
2	2470.61154	2717.67269	1739.31052	43.705042	43.705042	(50x50)
1	2952.53079	3247.78387	2078.58168	47.5914649	47.5914649	(55x55)
RDC	3493.52298	3842.87528	2459.44018	51.5927432	51.5927432	(60x60)
entr-sol 1	4099.64547	4509.61002	2886.15041	55.722904	55.722904	(60x60)
entr-sol 2	4753.23156	5228.55472	3346.27502	59.8469966	59.8469966	(65x65)

❖ Vérification des poteaux adopté aux exigences de RPA 99

L'article 7.4.1 de RPA 99 exige que les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Pour en zone IIa : - $\text{Min} (b, h) \geq 25 \text{ cm}$

- $\text{Min} (b, h) \geq \frac{h_e}{20}$

- $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$

aux	Conditions exigées par RPA99/V2003	Valeurs calculées	Observation
65x65	$\text{Min} (b, h) \geq 25$	$\text{Min} (65 \times 65) = 65$	Condition vérifiée
	$\text{Min} (b, h) \geq (h_e/20)$	$(4.08/20) = 20.4$	Condition vérifiée
	$1/4 < b/h < 4$	$(b/h) = 1$	Condition vérifiée
60x60	$\text{Min} (b, h) \geq 25$	$\text{Min} (60 \times 60) = 60$	Condition vérifiée
	$\text{Min} (b, h) \geq (h_e/20)$	$(4.08/20) = 20.4$	Condition vérifiée
	$1/4 < b/h < 4$	$(b/h) = 1$	Condition vérifiée
55x55	$\text{Min} (b, h) \geq 25$	$\text{Min} (55 \times 55) = 55$	Condition vérifiée
	$\text{Min} (b, h) \geq (h_e/20)$	$(3.06/20) = 15.3$	Condition vérifiée
	$1/4 < b/h < 4$	$(b/h) = 1$	Condition vérifiée
50x50	$\text{Min} (b, h) \geq 25$	$\text{Min} (50 \times 50) = 50$	Condition vérifiée
	$\text{Min} (b, h) \geq (h_e/20)$	$(3.06/20) = 15.3$	Condition vérifiée
	$1/4 < b/h < 4$	$(b/h) = 1$	Condition vérifiée
45x45	$\text{Min} (b, h) \geq 25$	$\text{Min} (45 \times 45) = 45$	Condition vérifiée
	$\text{Min} (b, h) \geq (h_e/20)$	$(3.06/20) = 15.3$	Condition vérifiée
	$1/4 < b/h < 4$	$(b/h) = 1$	Condition vérifiée
40x40	$\text{Min} (b, h) \geq 25$	$\text{Min} (40 \times 40) = 40$	Condition vérifiée
	$\text{Min} (b, h) \geq (h_e/20)$	$(3.06/20) = 15.3$	Condition vérifiée
	$1/4 < b/h < 4$	$(b_1/h_1) = 1$	Condition vérifiée

❖ Vérification au flambement

La vérification des poteaux au flambement doit satisfaire la condition suivante : $\lambda \leq 50$.

- $L_f = 0.7l_0$ (la hauteur de poteau).
- $\lambda = L_f/i$ (l'élancement).
- $i = \sqrt{I/B}$ (rayon de giration de la section transversale).
- Avec: $I = \frac{bh^3}{12}$, $B = b \cdot h$

Tableau II. 13: Vérification au flambement.

Niveau	La section	$L_f(m)$	λ	$\lambda \leq 50$
Étage 4,5,6,7,8	40x40	$3.06 \times 0.7 = 2.14$	18.55	c.v
Étage 3	45x45	$3.06 \times 0.7 = 2.14$	16.49	c.v
Étage 2	50x50	$3.06 \times 0.7 = 2.14$	14.84	c.v
Étage 1	55x55	$3.06 \times 0.7 = 2.14$	13.49	c.v
RDC et entre sol 1	60x60	$4.08 \times 0.7 = 2.86$	16.49	c.v
Entre sol 2	65x65	$4.08 \times 0.7 = 2.86$	15.22	c.v

***Chapitre III : Calcul des éléments
secondaire***

III. Calcul des éléments secondaires

Dans ce chapitre on étudie des éléments secondaires du bâtiment qui sont : les escaliers, l'acrotère, le balcon, la salle machine ...etc.

III.1. Calcul du Balcon

Le balcon est assimilé à une console en béton armée, encastrée à son extrémité de longueur de **1.35m** et d'épaisseur de **15 cm**. Le calcul se fait à la flexion simple en considérant une bande de **1m**, La fissuration est considérée comme préjudiciable.

III.1.1. Détermination des efforts

- Charges permanentes : $G_1 = 5,43 \text{ KN/ m}^2$.
- Surcharges sur le balcon : $Q_1 = 3,5 \text{ KN/ m}^2$.
- Surcharges dus à la main courante : $Q_2 = 1 \text{ KN/ m}^2$
- Charges de garde-corps (en maçonnerie) : $G_2 = 1 \text{ KN/ m}^2$

III.1.2. Combinaisons de charges

❖ **L'état limite ultime (ELU)**

$$P_u = 1.35 \times G_1 + 1.5 \times Q_1 = 1.35 \times 5.43 + 1.5 \times 3.5 = 12.58 \text{ KN/ml}$$

$$P = 1.35 \times G_2 = 1.35 \times 1 = 1.35 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 1.5 \times Q_2 = 1.5 \times 1.00 = 1.50 \text{ KN/ml}$$

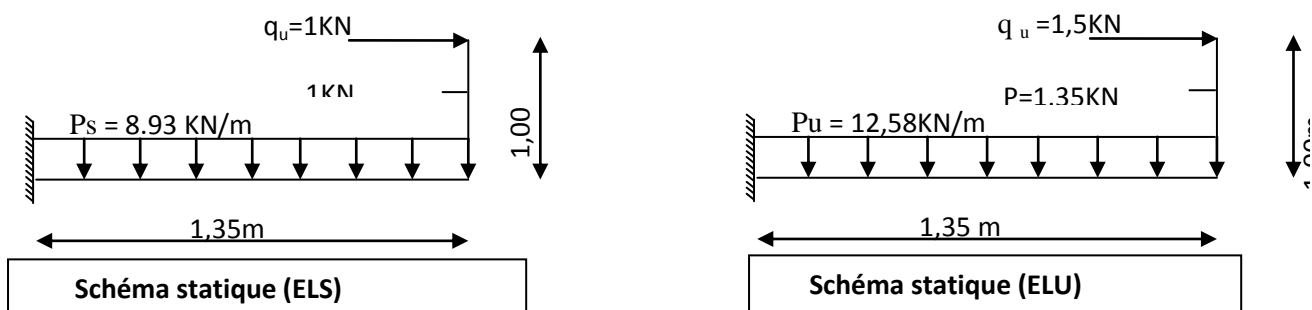
❖ **L'état limite de service (ELS) :**

$$P_s = G_1 + Q_1 = 5,43 + 3,5 = 8,93 \text{ KN/ml}$$

$$P = G_2 = 1 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = Q_2 = 1 \text{ KN/ml}$$

III.1.3. Schéma statique de calcul



III.1.4. Les moments et Les efforts tranchants

❖ **L'ELU**

$$M_u = \frac{P_u \times L^2}{2} + P \cdot L + q_u = 14.78 \text{ KN.m}$$

$$V_u = P_u \cdot L + P = 19.7 \text{ KN}$$

❖ L'ELS

$$M_s = \frac{P_s \times L^2}{2} + P \cdot L + q_s = 10.48 \text{ KN.m}$$

$$V_u = P_s \cdot L + P = 13.05 \text{ KN}$$

III.1.5. Ferrailage

❖ Armatures longitudinales

$$. d=0.9h=13.5\text{cm}; b=100\text{cm}; h=15\text{cm}.$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = 0.057 < \mu_{bu} = 0.392 \rightarrow A's = 0$$

$\mu_{bu} < 0.275 \rightarrow$ méthode simplifierSection

$$A_f = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}}$$

$$Z=d (1-0.6\mu_{bu}) = 13.03 \text{ cm}$$

$$A_f = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{14.78 \times 10^3}{13.03 \times 348} = 3.25 \text{ cm}^2$$

On prend : 4HA12 = 4.52cm² avec : St=25cm

➤ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend : 4HA10} = 3.14 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : St= 25 cm}$$

III.1.6. Vérifications

III.1.6.1. Vérification à l'ELU

❖ Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91 A4.2)

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{min} \quad \dots\dots\dots \text{C.V}$$

❖ Répartition des barres

➤ Armatures longitudinales

$$St < \min (3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$St = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

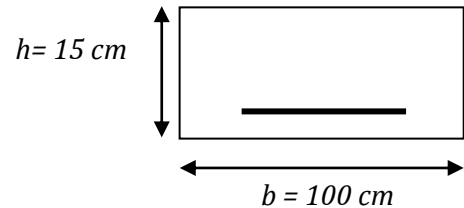


Figure III. 1: calcul de balcon.

➤ **Armatures de répartition**

$$St < \min(4h, 45\text{cm}) = 45 \text{ [cm]}$$

$$St = 25 \text{ cm} < 45\text{cm} \Rightarrow \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (BAEL91Art6.1.3)**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 1.2 = 15.07 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{19.7 \times 10^3}{0,9 \times 135 \times 15.07} = 1.07 \text{ MPa} \quad \tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

❖ **Vérification des efforts tranchants (BAEL91.ArtA5.1.2)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa}$$

$$V_u = T_{max} = 19.7 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{19.7 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.14\text{MPa} \rightarrow \tau_u = 0.14 < \bar{\tau}_u = 2.5 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires, Y'a pas de risque de cisaillement.

III.1.6.2. Vérification à L'ELS

❖ **Vérification des contraintes de compression dans le béton**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\text{On a: } \sigma_{bc} = y \cdot k \quad ; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Potion de l'axe neutre : } by^2 + 30(A_s + \acute{A}_s)y - 30(dA_s - \acute{d}\acute{A}_s) = 0$$

$$\text{Moment d'inertie : } I = \frac{b}{3}y^3 + 15 [A_s(d - y)^2 + \acute{A}_s(y - \acute{d})^2]$$

$$Y = 3.6 \text{ cm,}$$

$$I = \frac{100}{3}(3.6^3) + 15 [4.52(13.5 - 3.6)^2] = 8200.278\text{cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = 0.127 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = 0.127 \times 3.6 = 4.57 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \dots \text{C.V}$$

❖ **Vérification des contraintes maximales dans l'acier**

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$

- Fissuration préjudiciable

$$\overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2f_e}{3}, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = \min \{ 266.67, 201.63 \} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = n \cdot \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 188.95 \text{ MPa} \quad \sigma_s \leq \overline{\sigma}_s \quad \dots \text{C.V}$$

❖ **Vérification de la flèche :(BAEL, Art B .6.5.3)**

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \quad \rightarrow \quad 0.11 > 0.0625 \quad \dots \text{C.V}$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad 0.00335 \leq 0,0105 \quad \dots \text{C.V}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{ser}}{10 \cdot M_{0 \text{ ser}}} \quad \rightarrow \quad 0.11 \geq 0.085 \quad \dots \text{C.V}$$

Conclusion

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.1.7.Schéma de ferrailage

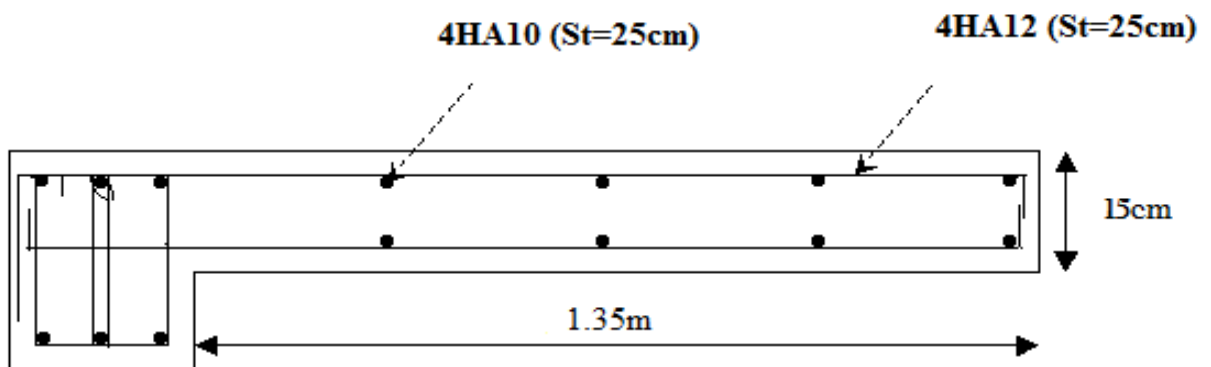


Figure III. 2: Schéma de ferrailage de balcon.

III.2.Calcul de l'acrotère

Le calcul de l'acrotère s'effectue pour une bande de **1m** linéaire de largeur **e =10cm** et de hauteur **H= 60 cm** en flexion composée.

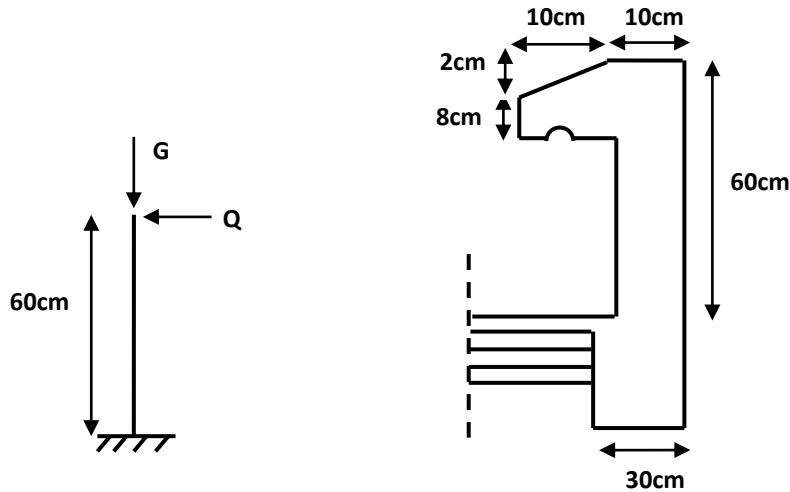


Figure III. 3: coupe verticale de l'acrotère.

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

III.2.1.Dimension de l'acrotère

III.2.1.1. Schéma statique

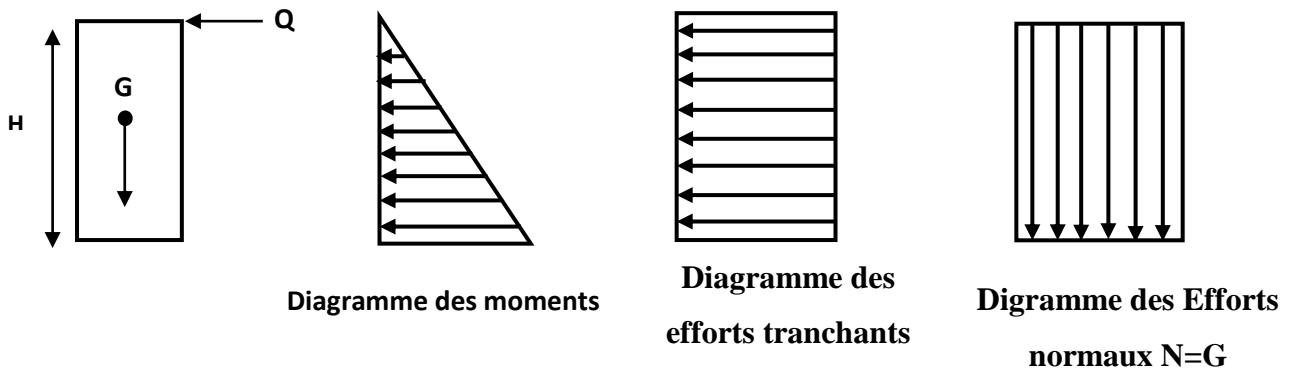
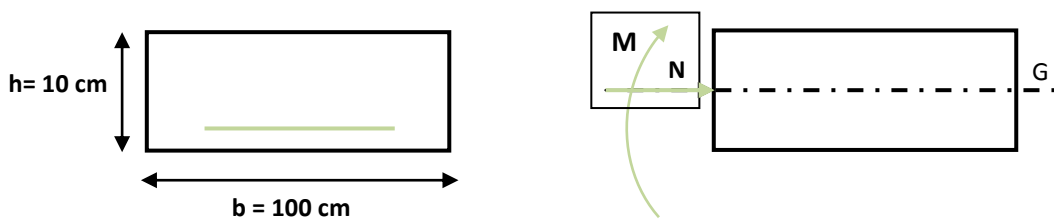


Figure III. 4: schéma statique de l'acrotère.

III.2.2.Détermination des sollicitations



- Poids propre de l'acrotère : $G = \rho_{\text{béton}} \times S$.

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 25\text{KN/ml} \\ G = 1.72 \text{ KN/ml} \\ S=0,069\text{m}^2, \end{array} \right. \implies$$

- Charge d'exploitation : $Q = \max (1 \text{ KN/m}, F_p)$
- Effort normal dû au poids propre G : $N_G = G \times 1 = 1.72 \text{ KN}$
- La force sismique F_p :

D'après le **RPA99V2003 (Article 6.2.3)** les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux ancrés à la structure sont calculées suivant la formule : $F_p = 4 A C_p W_p$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de la zone et le groupe d'usage approprié.

C_p : Facteur de force horizontale.

W_p : poids de l'acrotère

Dans notre cas on a :

$A = 0.15$ (zone sismique IIa ; groupe d'usage 2).

$C_p = 0.8$ (tableau 6.1, RPA99/2003).

$W_p = 1.72 \text{ KN/ml}$.

Donc :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.72 = 0.83 \text{ KN/ml}$$

Donc la surcharge d'exploitation est donnée par :

$$Q = \max \{1 ; F_p\}$$

$$Q = \max \{1 ; 0.83\} \text{ KN/ml} \implies Q = 1 \text{ KN/ml}$$

Force sismique : $F_p < Q \dots\dots\dots C.V$

- Effort tranchant : $T = Q = 1 \text{ KN}$
- Moment fléchissant max dû à la surcharge Q : $M_Q = Q \times H = 0.6 \text{ KN.m}$

III.2.3. Combinaison de sollicitation

❖ **A L'ELU**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 1.35 \times G = 2.32 \text{ KN} \\ M_u = 1.5 \times M_Q = 0.9 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

❖ A L'ELS

$$\begin{cases} N_S = N_G = 1.72 \text{ KN} \\ M_S = M_Q = 0.6 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.2.4.Ferraillage de l'acrotère

Avec : $d = h - c = 8.5 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$

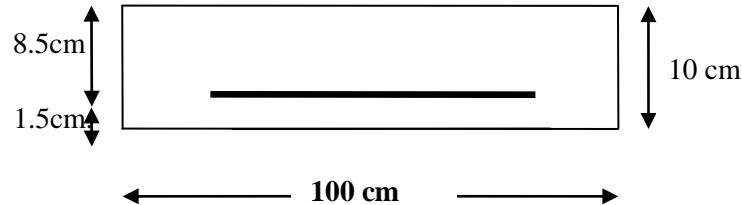


Figure III. 5: section de calcul d'acrotère de la terrasse inaccessible.

III.2.4.1. Calcul des armatures à L'E.L. U

❖ Calcul de l'excentricité

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.32} = 0.39\text{m} = 39\text{cm}$$

$$\frac{H}{2} - c = \frac{10}{2} - 1.5 = 3.5 \text{ cm}$$

$$e_u > 3.5 \text{ cm}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures et l'effort normal (N) est un effort de compression ($N_u > 0$), donc la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f puis on se ramène à la flexion composée.

❖ Calcul en flexion simple

➤ Calcul du moment fictif

$$M_f = M_{U+} + N_U \left(d - \frac{H}{2} \right) = 0.9 + 2.32(0.085 - 0.05) = 0.98 \text{ KN.m}$$

➤ Moment réduit

$$U_{bu} = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.98 \times 10^6}{1000 \times (85)^2 \times 14.17} = 0.00957$$

$$U_{bu} < U_1 = 0.391 \rightarrow A_s = 0$$

$$U_{bu} < 0.275 \text{ méthode simplifier}$$

$$A_f = \frac{M_f}{Z \times \sigma_{st}}$$

$$z = d(1 - 0.6U_{bu}) = 8.5(1 - 0.6 \times 0.00957) = 8.45 \text{ cm}$$

$$A_f = \frac{0.98 \times 10^6}{84.5 \times 348} = 33.32 \text{ mm}^2 = 0.33 \text{ cm}^2$$

➤ **Les armatures en flexion composée**

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 33.32 - \frac{2.32 \times 10^3}{348} = 26.65 \text{ mm}^2 = 0.27 \text{ cm}^2$$

III.2.4.2. Calcul des armatures à L'E.L. S

❖ **Calcul de l'excentricité**

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.72} = 0.349 \text{ m} = 34.9 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{H}{6} = \frac{10}{6} = 1.67 \text{ cm}$$

$e_s > e_1$ La section est partiellement comprimée

❖ **Calcul en flexion simple**

➤ **Calcul du moment fictif**

$$M_{\text{ser effe}} = M_{s+} + N_s \left(d - \frac{H}{2}\right) = 0.6 + 1.72 (0.085 - 0.05) = 0.66 \text{ KN.m}$$

➤ **La contrainte de béton**

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

➤ **La contrainte d'acier**

La fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = 0.8 \times \xi$

$$\xi = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right\} \quad \text{Avec : } \eta = 1.6 ; f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa} ; f_e = 400 \text{ Mpa}$$

$$\xi = 201.63 \text{ Mpa} ; \quad \bar{\sigma}_s = 161.304 \text{ Mpa}$$

➤ **Calcul du moment résistant du béton M_{Srb}**

$$\bar{\alpha}_1 = \frac{15 \bar{\sigma}_b}{15 \bar{\sigma}_b + \bar{\sigma}_s} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 161.304} = 0.582$$

$$M_{\text{Srb}} = \frac{1}{2} \bar{\alpha}_1 \left(1 - \frac{\bar{\alpha}_1}{3}\right) b \times d^2 \times \sigma_{bc}$$

$$M_{\text{Srb}} = \frac{1}{2} \times 0.582 \times \left(1 - \frac{0.582}{3}\right) 1000 \times 85^2 \times 15 = 2.54 \times 10^7 \text{ N.mm} = 25.4 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{Srb}} > M_{\text{Ser}} = 0.66 \text{ KN.M} \rightarrow A_s = 0$$

$$z = d(1 - \bar{\alpha}_1/3) = 8.5 \times (1 - 0.582/3) = 6.851 \text{ cm} = 68.51 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_{ser\ effe}}{z \times \sigma_s} = \frac{0.66 \times 10^6}{68.51 \times 161.304} = 59.72 \text{ mm}^2 = \mathbf{0.6 \text{ cm}^2}$$

➤ Les armatures en flexion composée :

$$A_{ser} = A_f - \frac{N_s}{\sigma_{st}} = 59.72 - \frac{1.72 \times 10^3}{161.304} = 49.06 \text{ mm}^2 = \mathbf{0.49 \text{ cm}^2}$$

❖ Condition de non fragilité du béton : (Art A.4.2, 1 BAEL91)

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.06 f_{c28} + 0.6 = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 1000 \times 85 \times 2.1}{400} = 102.64 \text{ mm}^2 = 1.03 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.03 \text{ cm}^2$$

le choix des barres:

$$A_s > \max(A_s; A_{ser}; A_{min}) > \max(0.27; 0.49; 1.03)$$

$$A_s > 1.03 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ → 5HA8 avec St=20 cm

❖ Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_{s,adopté}}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.63 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_r = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ → 4HA8 avec St = 25cm

III.2.4.3. Vérification à E.L.U

❖ Vérification l'espacement des barres

➤ Armature principale

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

$$St = 20 \leq 33 \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ Armature de répartition :

$$St \leq \min(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$St = 25 \leq 45 \dots \dots \dots \text{CV}$$

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL 91 Art A 5.11)

Fissuration très préjudiciable

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_u = 1.5Q \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 85} = 0.018 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \tau_u = 0.018 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

La condition est vérifiée donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ **Vérifications de l'adhérence des barres (Art 6.1.3 / BAEL91)**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

Avec :

Ψ_s : Coefficient de scellement = 1,5 (acier de haute adhérence).

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$\sum U_i$: La somme des périmètres utiles des barres.

N : la somme des barres

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 5 \times 3,14 \times 0,8 = 12,56 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 85 \times 125,6} = 0,156 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,156 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

III.2.4.4. Vérification à E.L.S

On a la section est partiellement comprimé on doit résoudre cette équation :

$$y^3 + py + q = 0 \dots\dots\dots (1)$$

Avec : p et q, coefficient donne pour les différent sections.

$$e_s = 34,9 \text{ cm} \quad c = \frac{H}{2} - e_s = -29,9 \text{ cm}$$

Calcul des coefficients :

$$p = -3c^2 - \left[\frac{90A'_s}{b}(c - d') \right] + \left[\frac{90A_s}{b}(d - c) \right]$$

$$q = -2c^3 - \left[\frac{90A'_s}{b}(c - d')^2 \right] - \left[\frac{90A_s}{b}(d - c)^2 \right]$$

$$p = -3 \times (-29.9)^2 + \left[\frac{90 \times 2.51}{100}(8.5 + 29.9) \right] = -2595.28 \text{ cm}^2$$

$$q = -2c^3 - \left[\frac{90 \times 2.51}{100}(8.5 - 29.9)^2 \right] = 50130.77 \text{ cm}^3$$

L'équation (1) devient :

$$y^3 - 2595.28y + 50130.77 = 0$$

Pour la résolution de cette équation on doit calculer :

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4q^3}{27} \right) q^2 = -78159762.21$$

$\Delta < 0$ l'équation admet trois racines

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \sqrt{\frac{-(2595.28)}{3}} = 58.82$$

$$\emptyset = \arccos \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = \arccos \left[\frac{(3 \times 50130.77)}{(2 \times (-2595.28))} \times \sqrt{\frac{-3}{(-2595.28)}} \right] = 170^\circ$$

$$y_1 = a \cdot \cos \frac{\emptyset}{3} = 32.32$$

$$y_2 = a \cdot \cos \left(\frac{\emptyset}{3} + 120^\circ \right) = -58.72$$

$$y_3 = a \cdot \cos \left(\frac{\emptyset}{3} + 240^\circ \right) = 26.4$$

$$y_s = y + c = y_1 + c$$

$$y_s = 32.32 + 99.9 = 2.42 \text{ cm}$$

Tel que : $0 \leq y_s = 2.42 \text{ cm} \leq h = 10 \text{ cm}$

$$\text{Moment d'inertie : } I = \frac{b}{3} y_s^3 + 15 [A_s(d - y_s)^2 + A'_s(y_s - d')^2]$$

$$I = \frac{100}{3} 2.42^3 + 15 [2.51(8.5 - 2.42)^2] = 1864.20 \text{ cm}^4$$

❖ **Contrainte de compression dans le béton**

On doit vérifier que : $\overline{\sigma}_{bc} \geq \sigma_{bc}$

$\sigma_{bc} = y_s \cdot k$; $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Avec : $K = \frac{M_{ser} \cdot y}{I}$

$$K = \frac{1.72 \times 32.32}{1864.20} = 0.03 \text{ KN/cm}^3$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = 0.03 \times 2.42 = 0.073 \text{ KN/cm}^2 = 0.73 \text{ MPa}$$

$\overline{\sigma}_{bc} \geq \sigma_{bc}$ C.V

❖ **Vérification des contraintes maximales dans l'acier**

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$

La fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma}_s = 0.8 \times \xi$

$\xi = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right\}$ Avec : $\eta = 1.6$; $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$;

$f_e = 400 \text{ Mpa}$; $\xi = 201.63 \text{ Mpa}$; $\overline{\sigma}_s = 161.304 \text{ Mpa}$

$\sigma_s = n \cdot K (d - y)$ Avec : $n = 15$; $K = \frac{M_{ser} \cdot y}{I}$

$\sigma_s = 15 \times 0.03 \times (8.5 - 2.42) = 2.736 \text{ KN/cm}^2 = 27.36 \text{ MPa}$

$\overline{\sigma}_s \geq \sigma_s$ C.V

III.2.5. Schéma de ferrailage

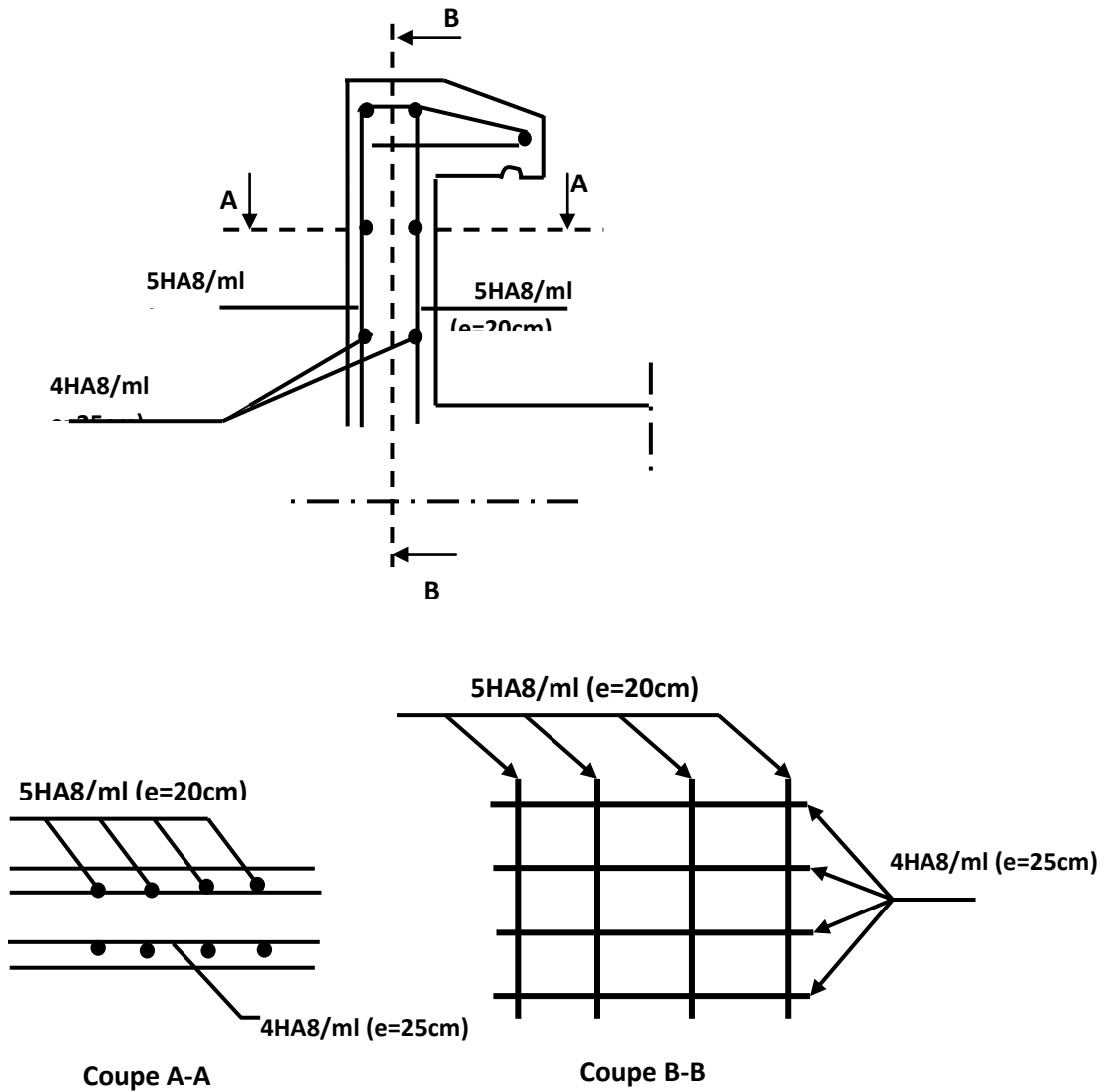


Figure III. 6: Schémas de ferrailage de l'acrotère.

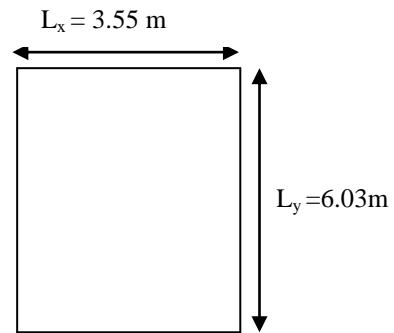
III.3. Etude de la Dalle pleine

On a l'épaisseur de la dalle pleine est : 15 cm

❖ Le rapport : $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{355}{603} = 0.59$$

$0,4 \leq \rho = 0.59 \leq 1 \Rightarrow$ La dalle travail dans les deux sens.



Après interpolation on trouve :

à l'ELU $\begin{cases} \mu_x = 0.0868 \\ \mu_y = 0.2663 \end{cases}$

à l'ELS $\begin{cases} \mu_x = 0.0912 \\ \mu_y = 0.4339 \end{cases}$

III.3.1. Calcul des sollicitations à ELU

❖ Combinaison de charge : $q_u = 1.35G + 1.5Q$

G : Poids propre de la dalle + revêtement = 6.43 KN/m^2

Q : Surcharge d'exploitation = 2.5 KN/m^2

$$q_u = 12.43 / \text{m}^2$$

❖ Calcul des moments : M_x et M_y

$$M_x = \mu_x q l_x^2 = 0.0868 \times 12.43 \times 3.55^2 = 13.59 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0.2663 \times 13.59 = 3.62 \text{ KN.m}$$

III.3.2. Calcul des sollicitations à ELS

❖ Combinaison de charge : $q_s = G + Q$

$$q_s = 8.93 \text{ KN/m}^2$$

❖ Calcul des moments : M_x et M_y

$$M_x = \mu_x q l_x^2 = 0.0912 \times 8.93 \times 3.55^2 = 10.26 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0.4339 \times 10.26 = 4.45 \text{ KN.m}$$

III.3.3. Ferrailage

Le ferrailage se fera à l'ELU en considérant une bande de largeur unitaire (1m).

❖ Sens xx

✓ Aux appuis

$$M_a = -0.3 \cdot M_x = 4.08 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{4.08 \times 10^3}{100 \times (13.5)^2 \times 14.17} = 0.016 < 0.392$$

$\mu_{bu} < 0.275$ méthode simplifiée

$$z = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 13.5(1 - 0.6 \times 0.016) = 13.37 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_a}{Zx\sigma_{st}} = \frac{4.08 \times 10^3}{13.37 \times 348} = 0.88 \text{ cm}^2$$

On va prendre : **5HA12 = 5.65 cm²** avec : **S_t=20 cm**

✓ En travée

$$M_t = 0.85 \cdot M_x = 11.55 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{11.55 \times 10^3}{100 \times (13.5)^2 \times 14.17} = 0.045 < 0.392$$

$\mu_{bu} < 0.275$ méthode simplifiée

$$z = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 13.5(1 - 0.6 \times 0.045) = 13.14 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Zx\sigma_{st}} = \frac{11.55 \times 10^3}{13.14 \times 348} = 2.53 \text{ cm}^2$$

On va prendre : **5HA12 = 5.65 cm²** avec : **S_t=20 cm**

✓ Sens yy

✓ Aux appuis

$$M_a = -0.3 \cdot M_y = 1.09 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{1.09 \times 10^3}{100 \times (13.5)^2 \times 14.17} = 0.004 < 0.392$$

$\mu_{bu} < 0.275$ méthode simplifiée

$$z = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 13.5(1 - 0.6 \times 0.004) = 13.47 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_a}{Zx\sigma_{st}} = \frac{1.09 \times 10^3}{13.47 \times 348} = 0.23\text{cm}^2$$

On va prendre : **5HA12 = 5.65 cm²** avec : **S_t=20 cm**

✓ **En travée**

$$M_t = 0.85 \cdot M_y = 3.08 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2f_{bc}} = \frac{3.08 \times 10^3}{100 \times (13.5)^2 \times 14.17} = 0.01 < 0.392$$

$\mu_{bu} < 0.275$ méthode simplifiée

$$z = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 13.5(1 - 0.6 \times 0.01) = 13.42 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Zx\sigma_{st}} = \frac{3.08 \times 10^3}{13.42 \times 348} = 0.66\text{cm}^2$$

On va prendre : **5HA12 = 5.65 cm²** avec : **S_t=20cm**

III.3.4. Vérification à l'ELU

❖ Condition de non fragilité

✓ **Sens x-x**

$$A_{\min} = b \cdot h \cdot \omega_0 \cdot \frac{3 - \rho}{2}$$

$$\omega_0 = 0.08 \text{ \% (FeE400)}$$

$$A_{\min} = 1.45\text{cm}^2$$

$$A_t = 5.65\text{cm}^2 > A_{\min} = 1.45\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_a = 5.65\text{cm}^2 > A_{\min} = 1.45\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Sens y-y**

$$A_{\min} = b \cdot h \cdot \omega_0 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 5.65\text{cm}^2 > A_{\min} = 1.2\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$A_t = 5.65\text{cm}^2 > A_{\min} = 1.2\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Contrainte tangentielle**

La fissuration étant préjudiciable, le BAEL91 nous recommande :

$$\tau_u \leq \min \left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{Mpa} \right) = 2.5\text{Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V}{bd}$$

✓ **Sens x-x**

$$V_x = \frac{qL_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{p}{2}} = 17.04 \text{ KN}$$

La contrainte tangentielle maximale dans notre poutre est :

$$\tau_u = \frac{V_x}{bd} = 0.126 \text{ MPa}$$

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

✓ **Sens y-y**

$$V_y = \frac{qL_x}{3} = 14.71\text{KN}$$

La contrainte tangentielle maximale dans notre poutre est :

$$\tau_u = \frac{V_y}{bd} = 0.11 \text{ MPa}$$

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

❖ **Ecartement des barres**

L'espace des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

✓ **Armatures principales**

$St = 20 \text{ cm} < \min(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$Condition vérifiée.

✓ **Armatures de répartition**

$St = 20 \text{ cm} < \min(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$Condition vérifiée.

a. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :

$$\bar{\tau}_u = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{MPa}.$$

ψ_s : Coefficient de scellement.

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset$ avec : $\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

✓ **Sens x-x**

$$\sum U_i = 5 \times \pi \times 1.2 = 18.84 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{17.04 \times 10^3}{0.9 \times 135 \times 188.4} = 0.74 \text{ MPa} \leq 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Sens y-y**

$$\sum U_i = 5 \times \pi \times 1.2 = 18.84 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{14.71 \times 10^3}{0.9 \times 135 \times 188.4} = 0.64 \text{ MPa} \leq 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : pas de risque d'entraînement des barres.

❖ **Encrage des barres**

$$L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{se}} \quad \text{avec : } \overline{\tau_{se}} = 0.6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 2.84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.25 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL 91 (Art.6.1.253 modifiée 99) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « Lc » est au moins égale à 0,4. Ls pour les aciers H.A.

$$L_c = 0,4L_s = 0.4 \times 42.25 = 16.7 \text{ cm}$$

III.3.5. Vérifications à l'ELS

❖ **Vérification des contraintes de compression du béton**

On doit vérifier : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Avec : $\sigma_{bc} = y \cdot k$; $K = \frac{M_{ser}}{I}$

y : nouvelle position de l'axe neutre. I : moment d'inertie de la section.

$$by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s - \acute{d}A'_s) = 0$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15 [A_s(d - y)^2 + A'_s(y - \acute{d})^2]$$

✓ Sens x-x

$$M_a = -0.3 \cdot M_x = 3.08 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 \cdot M_x = 8.72 \text{ KN.m}$$

✓ Sens y-y

$$M_a = -0.3 \cdot M_y = 1.34 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 \cdot M_y = 3.78 \text{ KN.m}$$

Tableau III. 1: vérification de la résistance à la compression du béton.

Zone	Sens	M _{ser}	A _s '	A _s	Y	I	k	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	OBS
Appuis	x-x	3.08	0	5.65	4.01	9781.97	0.031	1.12	15	C.V
	y-y	1.34	0	5.65	4.01	9781.97	0.014	0.56	15	C.V
Travée	x-x	8.72	0	5.65	4.01	9781.97	0.089	3.56	15	C.V
	y-y	3.78	0	5.65	4.01	9781.97	0.039	1.56	15	C.V

Pour les aciers aucune vérification n'est nécessaire par ce que la fissuration est peu préjudiciable.

III.3.6. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une dalle rectangulaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_{tmax}}{20M_x} \Rightarrow \frac{15}{355} = 0.04225 \geq \frac{0.85 \times 8.72}{20 \times 8.72} = 0.0425 \dots \dots \dots \text{C. N. V}$$

$$\frac{A_x}{bd} \leq \frac{2}{fe} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 13.5} = 0.004 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \dots \dots \dots \text{C. V}$$

La condition n'est pas vérifiée, donc en calcul de la flèche.

❖ **Calcul de la flèche**

$$f \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\bar{f} = \frac{355}{500} = 0.71 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{PL^4}{E_i I} \leq \bar{f}$$

$$P = \frac{8.93 \times 3.55}{3.55} = 8.93 \text{ KN / ml}$$

\bar{f} : La flèche admissible.

E_i : module de déformation instantanée.

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{C28}} = 32164,20 \text{ MPa}$$

I : moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section.

$$I = \frac{100}{12} \cdot 15^3 + 15 \left[5.65 \left(\frac{15}{2} - 1.5 \right)^2 \right] \longrightarrow I = 31176 \text{ cm}^2$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{8.93 \times 3.55^4 \times 10^7}{32164,2 \times 31176} = 0,18 \text{ cm}$$

$f = 0,18 \text{ cm} < \bar{f} = 0.71 \text{ cm}$ condition vérifiée.

III.3.7. Schéma de ferrailage

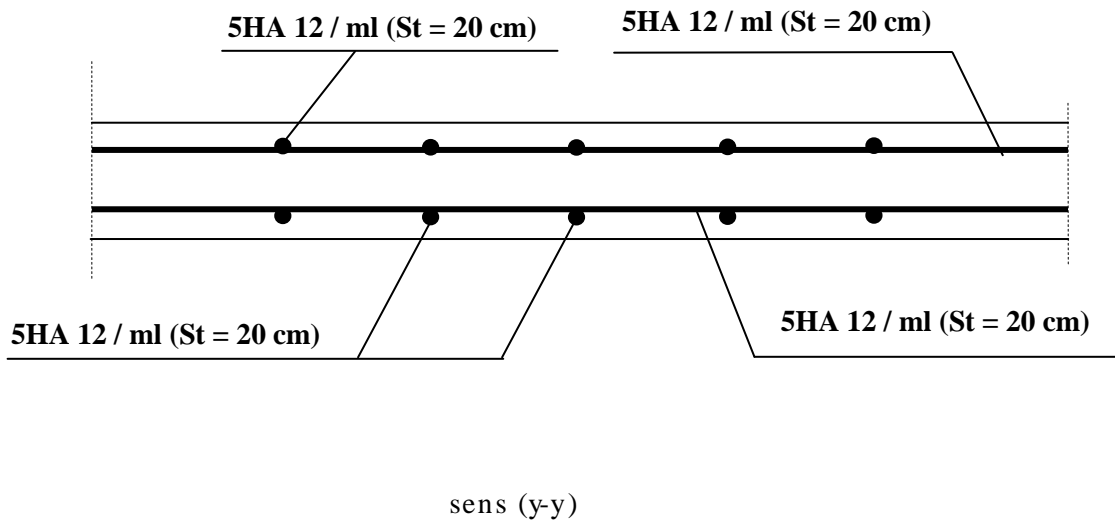
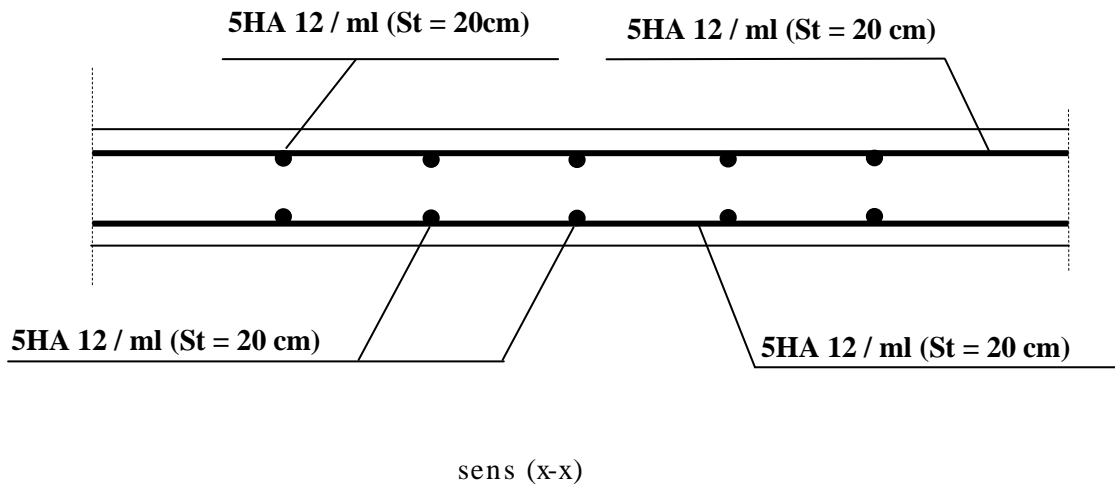


Figure III. 7: schéma de ferrailage de la salle machine.

III.4. Etude de la salle machine

III.4.1. Introduction

L'ascenseur est un appareil destiné à faire monter ou descendre verticalement (des personnes ou des chargements) aux différents étages d'un bâtiment.

Il se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur de vitesse d'entraînement $V=1\text{m/s}$, la surface de la cabine est de (2×2.5) pouvant charger huit (08) personnes .la charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de neuf (09) tonnes.

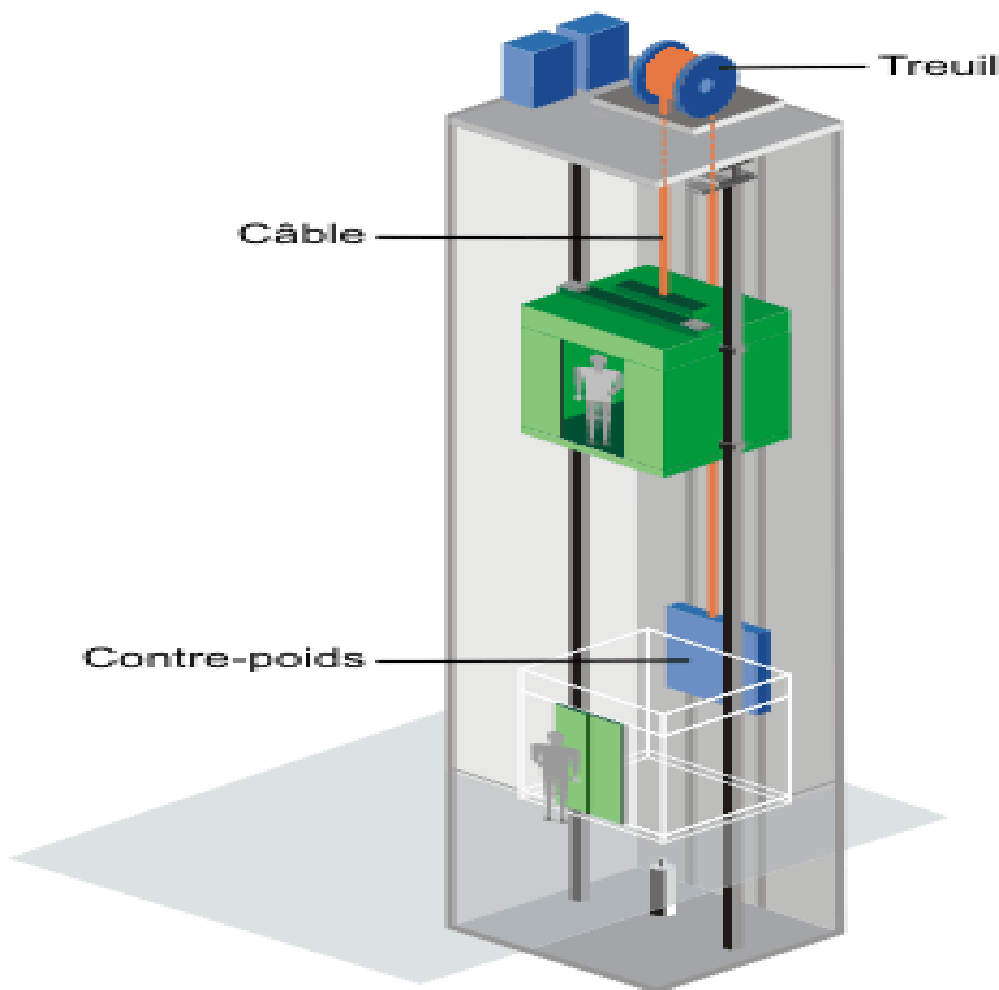


Figure III. 8: Schéma d'un ascenseur mécanique.

III.4.2. Calcul de la dalle plane

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule : $h_0 \geq \frac{L_x}{30} = \frac{210}{30} = 7\text{cm}$

NB : le RPA 2003 exige une hauteur $h_0 \geq 12\text{cm}$; on adopte une hauteur $h_0 = 15\text{cm}$.

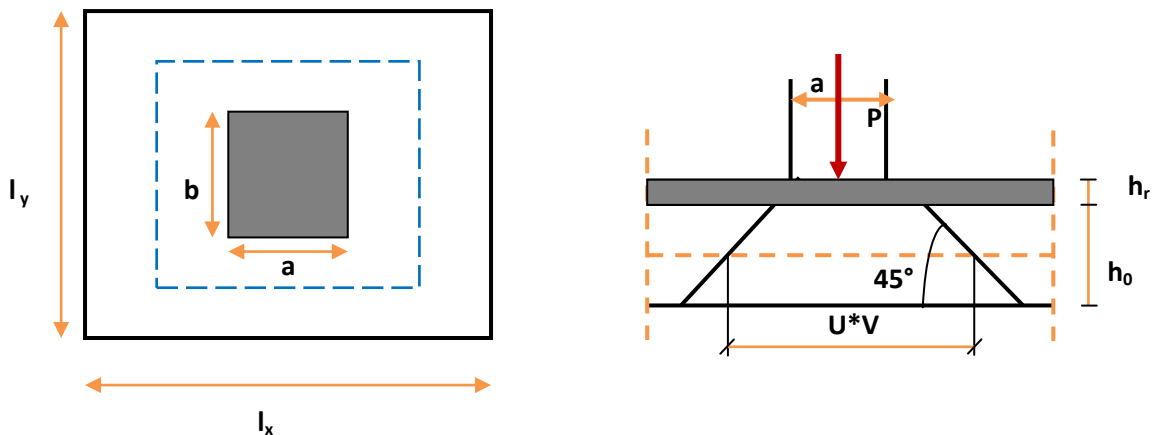


Figure III. 9: Répartition de la charge localisée sur la dalle.

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.10}{2.3} = 0.91 > 0.4 ;$$

La dalle repose sur son contour (4 appuis). Elle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle (U×V), (surface d'impacte) au niveau du feuillet moyen de la dalle. Le calcul se fera à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens en plaçant la charge au milieu du panneau.

$$\text{On a : } \begin{cases} U = a + 2\varepsilon h_r + h_0 \\ V = b + 2\varepsilon h_r + h_0 \end{cases}$$

Avec : $h_0 = 15\text{cm}$.

h_r : revêtement de la dalle ($h_r = 5\text{cm}$).

$a = 90\text{cm}$; $b = 90\text{cm}$.

$\varepsilon = 1$, pour un revêtement en béton

$$\text{D'où : } U = 90 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 115\text{cm}$$

$$V = 90 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 115\text{cm}$$

III.4.3. Evaluation des charges et surcharges

❖ **Charges permanentes**

Poids propre de la dalle et revêtement : $4.85\text{KN} / \text{m}^2$

Charge ponctuelle de la dalle : $90 \text{ KN} / \text{m}^2$

❖ **Charge d'exploitation**

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

III.4.4. Calcul des sollicitations

❖ **à L'ELU : ($v = 0$)**

✓ Charge ponctuelle

$$P_U = 1,35G = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN.}$$

✓ Charge répartie

$$\left\{ \begin{array}{l} G = (25 \times 0,15 + 22 \times 0,05) = 4,85 \text{ KN/m}^2. \\ Q = 1 \text{ KN/m}^2. \end{array} \right.$$

$$\text{Donc : } q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_u = (1,35 \times 4,85 + 1,5 \times 1) \times 1 = 8,05 \text{ KN/m.}$$

❖ à L'ELS : $\nu = 0,2$

✓ Charge ponctuelle

$$P_s = 90 \text{ KN.}$$

✓ Charge répartie

$$q_s = G$$

$$\text{Donc : } q_s = (4,85 + 1) \times 1 = 5,85 \text{ KN/m.}$$

III.4.5. Principe de calcul

❖ Calcul des moments dus au système de levage

$$M_x = p. (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y = p. (M_2 + \nu M_1)$$

Avec : ν : Coefficient de POISSON

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,10}{2,30} = 0,91; \quad \frac{U}{L_x} = \frac{115}{210} = 0,55; \quad \frac{V}{L_y} = \frac{115}{230} = 0,5$$

M_1 et M_2 : Coefficient déterminé à partir des abaques de PIGEAUD.

$$M_1 = 0,086; \quad M_2 = 0,025$$

✓ ELU : $\nu = 0$

$$M_{x1} = P_U \times M_1 = 10,45 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = P_U \times M_2 = 3,04 \text{ KN.m}$$

✓ ELS: $\nu = 0,2$

$$M_{x1} = P_S \times (M_1 + \nu M_2) = 8,19 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = P_S \times (M_2 + \nu M_1) = 3,798 \text{ KN.m}$$

❖ Calcul des moments dus au poids propre de la dalle

Les moments au centre du panneau sont donnés par :

$$\text{Sens de la petite portée } l_x : M_x = \mu_x \cdot q \cdot l^2$$

$$\text{Sens de la grande portée } l_y : M_y = \mu_y \cdot M_x$$

✓ ELU : $\nu = 0$

$$\rho_x = \begin{cases} \mu_x = 0.04468 \\ \mu_y = 0.80422 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0.04468 \times 8.05 \times 2.1^2 = 1.59 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_x = 0.80422 \times 1.59 = 1.28 \text{ KN.m}$$

✓ ELS : v = 0,2

$$\rho_x = \begin{cases} \mu_x = 0.0519 \\ \mu_y = 0.86488 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0.0519 \times 5.85 \times 2.1^2 = 1.34 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_x = 0.86488 \times 1.34 = 1.16 \text{ KN.m}$$

III.4.6. Superposition des moments

✓ ELU :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.45 + 1.59 = 12.04 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3.04 + 1.28 = 4.32 \text{ KN.m}$$

✓ ELS :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.19 + 1.3 = 9.49 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3.798 + 1.16 = 4.96 \text{ KN.m}$$

Remarque

Afin de tenir compte des semi encastremets de la dalle au niveau des pourtours, Les moments calculés seront minorés en leurs affectant le coefficient (0,85) en travée et (0,3) aux appuis.

Tableau III. 2: Evaluation des moments.

	sens	zone	Moment (Kn.m)
ELU	X-X	En appuis	$M_a = 0.3M_x = 3.612$
		En travée	$M_t = 0.85M_x = 10.234$
	Y-Y	En appuis	$M_a = 0.3M_y = 1.296$
		En travée	$M_t = 0.85M_y = 3.672$
ELS	X-X	En appuis	$M_a = 0.3M_x = 2.847$
		En travée	$M_t = 0.85M_x = 8.07$
	Y-Y	En appuis	$M_a = 0.3M_y = 1.488$
		En travée	$M_t = 0.85M_y = 4.216$

III.4.7. Ferrailage

Il se fera à l'ELU pour une bonde de (1 ml) de largeur en flexion simple

❖ **Sens x-x**✓ **Aux appuis**

$$M_a = -0.3 \cdot M_x = 3.612 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{3.612 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 14.17} = 0.014 < 0.392$$

$\mu_{bu} < 0.275$ méthode simplifiée

$$z = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 13.5(1 - 0.6 \times 0.014) = 13.39 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_a}{Zx\sigma_{st}} = \frac{3.612 \times 10^3}{13.39 \times 348} = 0.775 \text{ cm}^2$$

On va prendre : **5HA12 = 5.65 cm²** avec : **S_t = 20 cm**

✓ **En travée**

$$M_t = 0.85 \cdot M_x = 10.234 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{10.234 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 14.17} = 0.0396 < 0.392$$

$\mu_{bu} < 0.275$ méthode simplifiée

$$z = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 13.5(1 - 0.6 \times 0.0396) = 13.179 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Zx\sigma_{st}} = \frac{10.234 \times 10^3}{13.179 \times 348} = 2.23 \text{ cm}^2$$

On va prendre : **5HA12 = 5.65 cm²** avec : **S_t = 20 cm**

❖ **Sens y-y**✓ **Aux appuis**

$$M_a = -0.3 \cdot M_y = 1.296 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{1.296 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 14.17} = 0.005 < 0.392$$

$\mu_{bu} < 0.275$ méthode simplifiée

$$z = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 13.5(1 - 0.6 \times 0.005) = 13.46 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_a}{Zx\sigma_{st}} = \frac{1.296 \times 10^3}{13.46 \times 348} = 0.277 \text{ cm}^2$$

On va prendre : **5HA12 = 5.65 cm²** avec : **S_t = 20 cm**

✓ **En travée**

$$M_t = 0.85 \cdot M_y = 3.672 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{3.672 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 14.17} = 0.014 < 0.392$$

$\mu_{bu} < 0.275$ méthode simplifiée

$$z = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 13.5(1 - 0.6 \times 0.014) = 13.39 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_a}{Z_x \sigma_{st}} = \frac{3.672 \times 10^3}{13.39 \times 348} = 0.788 \text{ cm}^2$$

On va prendre : **5HA12 = 5.65 cm²** avec : **S_t=20cm**

III.4.8. Vérification à l'ELU

❖ **Condition de non fragilité**

✓ **Sens x-x**

$$A_{\min} = b \cdot h \cdot \omega_0 \cdot \frac{3 - \rho}{2}$$

$$\omega_0 = 0.08 \%(\text{FeE400})$$

$$A_{\min} = 0,08 \times 100 \times 15 \times (3-0,91) / 2 = 1,25 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.25 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_a = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.25 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Sens y-y**

$$A_{\min} = b \cdot h \cdot \omega_0 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.2 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$A_a = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.2 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ **diamètre maximal des barres (Art A-7.21 BAEL91 modifiées 99)**

On doit vérifier que : $\varphi \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$

$\varphi = 10 \text{ mm} < \varphi_{\max} = 15 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

❖ **Espacements des armatures**

On a une fissuration peu nuisible et une charge concentrée.

✓ **Armatures principales**

$$S_t \leq \min(2h ; 25\text{cm}) \Rightarrow S_t = 20\text{cm} \leq \min(30 ; 25\text{cm}) = 25\text{cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Armatures de répartition**

$$S_t \leq \min(3h ; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t = 20\text{cm} \leq \min(45 ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **la contrainte tangentielle**

$$\overline{\tau}_u = \min \begin{cases} 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 3,33 \text{ MPa} \\ 5 \text{ MPa} \end{cases}, \quad \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} < \overline{\tau}_u$$

❖ Effort tranchant dû aux charges réparties

$$V_x = \frac{q \cdot l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{8.05 \times 2.1}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.91}{2}} = 5.81 \text{ kN}$$

$$V_y = \frac{q \cdot l_y}{3} = \frac{8.05 \times 2.3}{3} = 6.17 \text{ KN}$$

❖ Effort tranchant dû à la charge concentrée

$$V_u = V_v = \frac{p_u}{3 \cdot u} = \frac{121.5}{3 \times 1150} = 0.035$$

❖ Effort tranchant total

$$V_{Tx} = V_x + V_u = 5.85 \text{ KN}$$

$$V_{Ty} = V_y + V_v = 6.21 \text{ KN}$$

✓ Sens XX

$$\tau_u = \frac{5850}{1000 \times 135} = 0.043 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \tau_u^- \dots \dots \dots \text{ C.V}$$

✓ Sens YY

$$\tau_u = \frac{6210}{1000 \times 135} = 0.046 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \tau_u^- \dots \dots \dots \text{ C.V}$$

❖ Vérification au poinçonnement

On doit vérifier que :

$$Q_u \leq \overline{Q_u} = \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

μ_c : périmètre du rectangle d'impact au niveau du feuillet moyen de la dalle

$$\mu_c = 2(U + V) = 2(1.15 + 1.15) = 4.6 \text{ m}$$

$$Q_u = 8.05 \text{ KN} \leq \overline{Q_u} = \frac{0.045 \times 4.6 \times 0.15 \times 25 \times 1000}{1.5} = 517.5 \text{ KN}$$

⇒ Condition est vérifiée pas besoin des armatures transversale.

III.4.9. Vérification à ELS

❖ Vérification des contraintes

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = k.y$).

$$K = \frac{M_{SER}}{I}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \cdot [A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2]$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Tableau III. 3: vérification des contraintes.

	Position	M _{se} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	K	σ _b	σ _b	OBS
X-	Appuis	2.847	5.65	4.01	9781.97	0.029	1.16	15	C.V
X	Travée	8.07	5.65	4.01	9781.97	0.082	3.29	15	C.V
Y-	Appuis	1.488	5.65	4.01	9781.97	0.015	0.6	15	C.V
Y	Travée	4.216	5.65	4.01	9781.97	0.043	1.72	15	C.V

Pour les aciers aucune vérification n'est nécessaire par ce que la fissuration est peu préjudiciable.

III.4.10. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une dalle rectangulaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_{tmax}}{20M_x} \Rightarrow \frac{15}{2.1} = 0.071 \geq \frac{0.85 \times 8.07}{20 \times 8.07} = 0.0425 \dots \dots \dots C.V$$

$$\frac{A_x}{bd} \leq \frac{2}{fe} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 13.5} = 0.004 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \dots \dots \dots C.V$$

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

III.4.11. Schéma de ferrailage

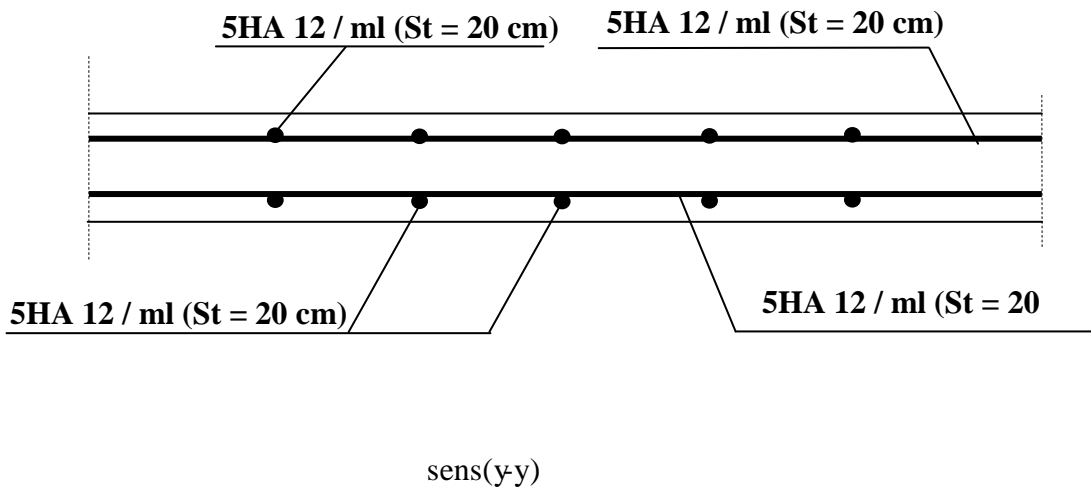
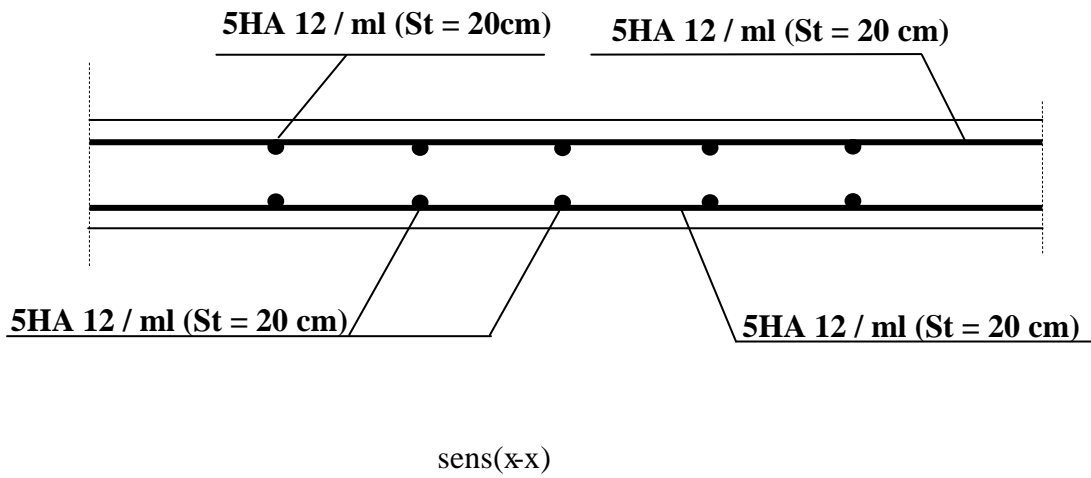


Figure III. 10: schéma de ferrailage de la salle machine.

III.5. Calcul de l'escalier

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m. la fissuration est considérée comme peu nuisible.

III.5.1. Combinaison des charges et surcharges❖ **État limite ultime : ELU**

$$q_{\text{upaille}} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 7.7 + 1.5 \times 2.5 = 14.14 \text{KN/ml}$$

$$q_{\text{upalier}} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.2 + 1.5 \times 2.5 = 10.77 \text{KN/ml}$$

❖ **État limite de service : ELS**

$$q_{\text{spaille}} = G + Q = 10.2 \text{KN/ml}$$

$$q_{\text{spalier}} = G + Q = 7.7 \text{KN/ml}$$

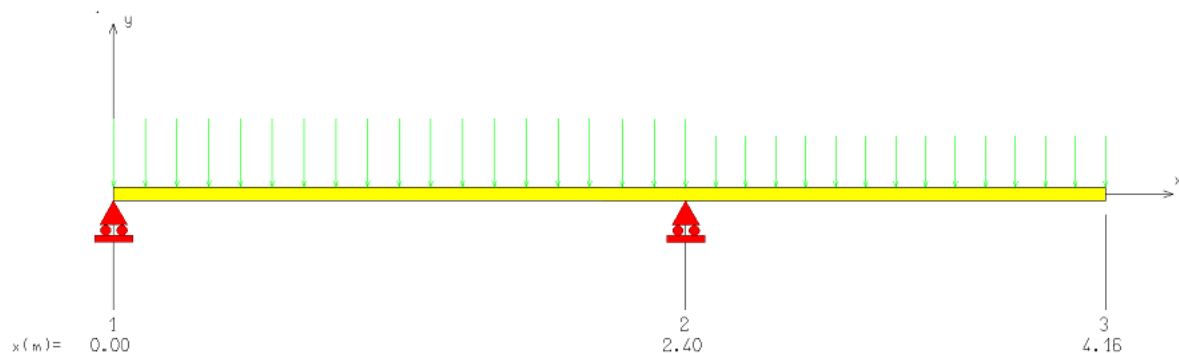
III.5.2. Schéma statique

Figure III. 11: Schéma statique d'escalier à l'ELU.

III.5.3. Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant

❖ ELU

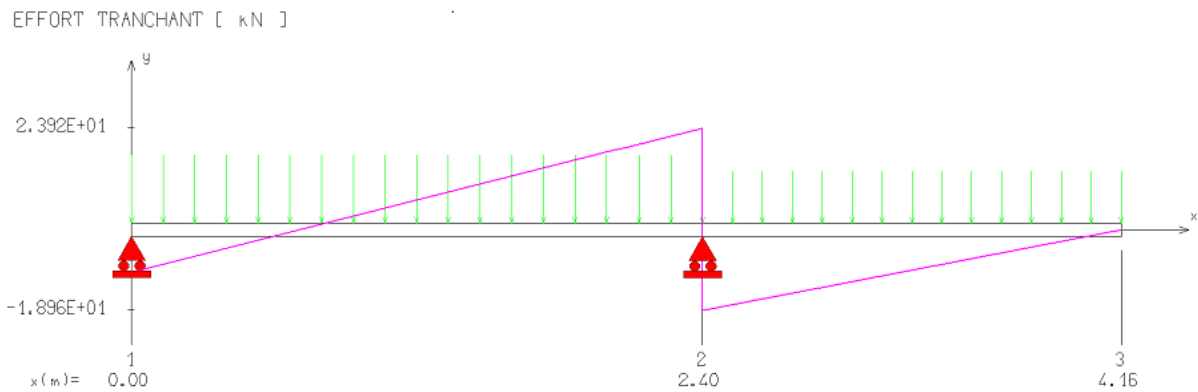


Figure III. 12: Diagramme de l'effort tranchant d'escalier à l'ELU.

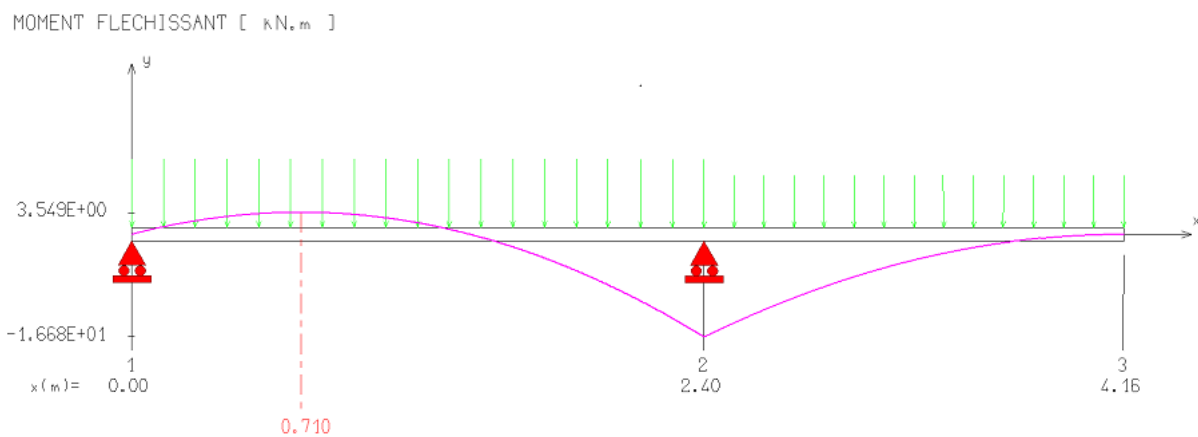


Figure III. 13: Diagramme de moment fléchissant d'escalier à l'ELU.

❖ ELS

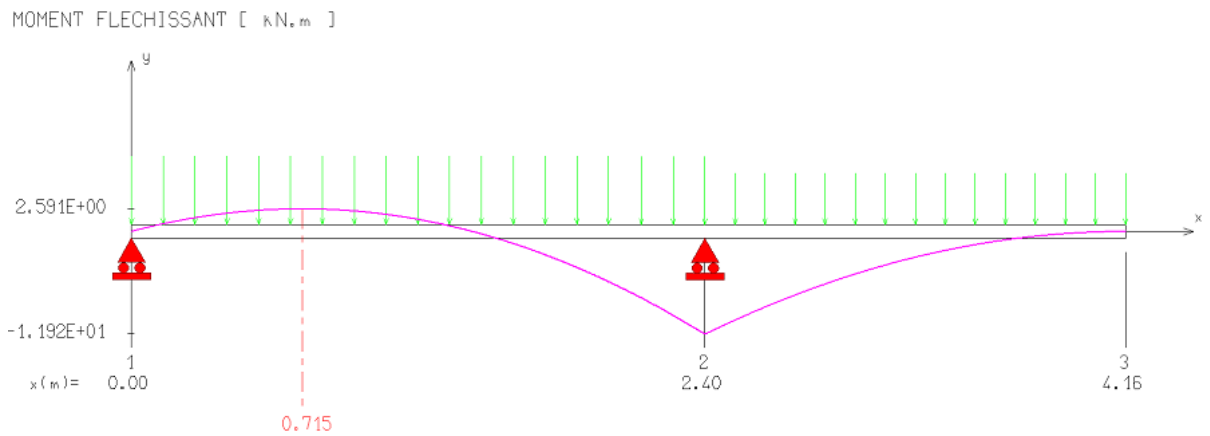


Figure III. 14: Diagramme de moment fléchissant d'escalier à l'ELS.

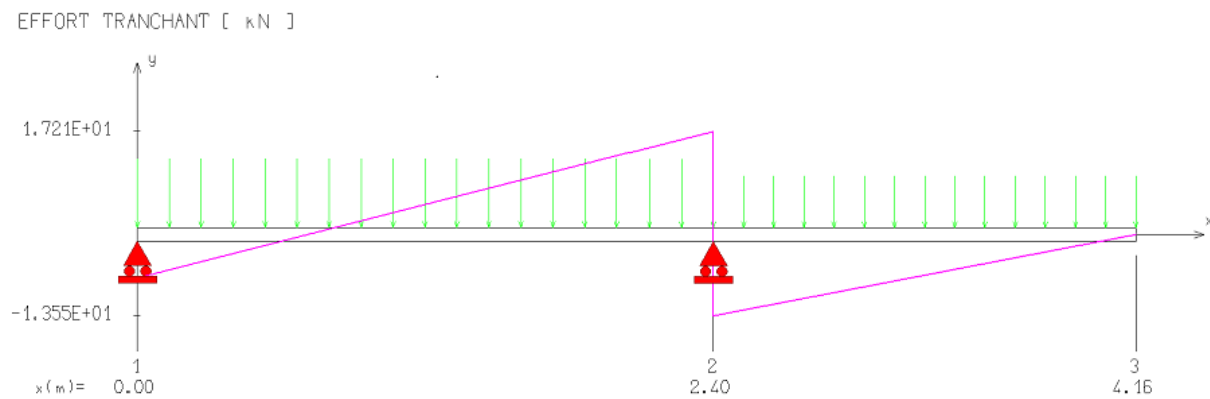


Figure III. 15: Diagramme de l'effort tranchant d'escalier à l'ELS.

ELU

$$M_{\max} = -16.68 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = 23.92 \text{ KN.m}$$

ELS

$$M_{\max} = 11.92 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = 17.21 \text{ KN.m}$$

Afin de tenir compte des semi encastremets de la dalle au niveau des pourtours, Les moments calculés seront minorés en leur affectant le coefficient (0,85) en travée et (0,3) aux appuis.

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0.3 \times M_{\max}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 \times M_{\max}$$

ELU

$$M_a = 5.004 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 14.178 \text{ KN.m}$$

ELS

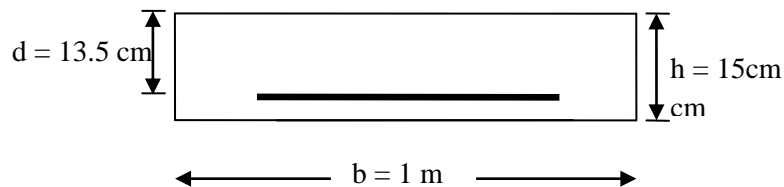
$$M_a = 3.576 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 10.132 \text{ KN.m}$$

III.5.4. Calcul des armatures

$$b_0 = 100 \text{ cm}; d = 0.9h = 13.5 \text{ cm}; \gamma_s = 1, 15; \gamma_b = 1, 5; h = 15 \text{ cm}; f_e = 400 \text{ Mpa}; \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}.$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}; f_{t28} = 2, 1 \text{ Mpa}; F_{bu} = 14, 17 \text{ MPa}.$$



❖ Armatures longitudinales

$$✓ \text{ Aux appuis : } M_{ua} = 5.004 \text{ KN.m}$$

$$U_{bu} = \frac{5.004 \times 10^6}{1000 \times (135)^2 \times 14.17} = 0.019$$

$$U_{bu} < U_l = 0.391 \rightarrow A_s = 0$$

$$U_{bu} < 0.275 \text{ méthode simplifier} \Rightarrow A_s = \frac{M_t}{Z \times \sigma_{st}}$$

$$z = d(1 - 0.6U_{bu}) = 13.5(1 - 0.6 \times 0.019) = 13.35 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{5.004 \times 10^6}{133.5 \times 348} = 1.077 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4HA12=4.52 cm² ⇒ Espacement = 25 cm**

✓ **En travée** : $M_t = 14.178 \text{ KN.m}$

$$U_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{14.178 \times 10^6}{1000 \times (135)^2 \times 14.17} = 0.055$$

$$U_{bu} < U_l = 0.391 \rightarrow A_s = 0$$

$$U_{bu} < 0.275 \text{ méthode simplifier} \Rightarrow A_s = \frac{M_t}{Z \times \sigma_{st}}$$

$$z = d(1 - 0.6U_{bu}) = 13.5(1 - 0.6 \times 0.055) = 13.05 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{14.178 \times 10^6}{130.5 \times 348} = 3.12 \text{ cm}^2$$

On adopte : **7HA14=10.78 cm² ⇒ Espacement = 15 cm**

❖ **Armature de répartition**

✓ **Travée**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{10.78}{4} = 2.69 \text{ cm}^2$$

On adopte pour : **5HA12 = 5.65 cm²**, avec un espacement **St = 20 cm**.

✓ **Appuis**

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

On adopte pour : **5HA12 = 5.65 cm²**, avec un espacement **St = 20 cm**

III.5.5. Vérification à l'ELU

❖ **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2,1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2.$$

$$A_{min} = 1.63 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis : $A_a = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.63 \text{ cm}^2$ C.V
- En travée : $A_t = 10.78 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.63 \text{ cm}^2$ C.V

❖ **Vérification des espacements des barres**

✓ **Armatures longitudinales :=**

- Aux appuis : $St = 25 \text{ cm}$.
- $< \text{Min} \{3h ; 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm}$ }C.V
- En travée : $St = 15 \text{ cm}$.

✓ Armatures de répartition

- Aux appuis : $St = 20 \text{ cm}$.
 - En travée : $St = 20 \text{ cm}$.
- $\left. \begin{array}{l} < \text{Min} \{4h ; 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm} \\ \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{C.V}$

❖ Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (BAEL 91 Art 5.1.2.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right) = 3.33\text{MPa}$$

$$V_u = T_{\text{max}} = 23.92 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{23.92 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,17 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,17 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Il n'ya aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ Contrainte d'adhérence d'entrainement des barres (BAEL 91 Art 6.1.3)

Il faut vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_{se} f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$$\Sigma u_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset = 7 \times \pi \times 1.4 = 30.77 \text{ cm} \longrightarrow \Sigma u_i = 30.77 \text{ cm}$$

Σu_i est la somme des périmètres utiles des barres

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \Sigma u_i} = \frac{23.92 \times 10^3}{0,9 \times 135 \times 307.7} = 0.64\text{Mpa}. \longrightarrow \tau_{se} = 0.64\text{Mpa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Condition vérifier donc Il n'est y a pas de risque d'entrainement des barres.

❖ Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

✓ Influence sur le béton (BAEL 91 Art A 5-1.3.21)

$$V_u \leq 0.4 \times b \times 0.9 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq 0.4 \times 1 \times 0.9 \times 0.135 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 810\text{KN}$$

$$V_u = 23.92\text{KN} \leq 810\text{KN} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

✓ Influence sur les armatures longitudinales inférieures

On doit vérifier que :

$$A \geq \frac{1.15}{f_e} \left[V_u + \frac{M_a}{0.9d} \right]$$

$$A \geq \frac{1.15}{400} \left[23.92 \times 10^3 + \frac{5.004 \times 10^6}{0.9 \times 135} \right]$$

$$A = 4.52 \text{ cm}^2 > 1.87 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

✓ **Longueur de scellement** (BAEL 91 Art A6-1.2.1) :

La longueur de scellement doit :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} \quad \text{Avec : } \tau_s = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

III.5.6.Vérification à l'ELS

❖ **Contrainte de compression dans le béton**

On doit vérifier que : $\overline{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc}$

On a : $\sigma_{bc} = y_1 \cdot k ; \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Position de l'axe neutre : $by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s - d'A'_s) = 0$

Moment d'inertie : $I = \frac{b}{3}y^3 + 15 [A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2]$

Avec : $K = \frac{M_{ser}}{I}$

✓ **En travée**

$$50y^2 + (15 \times 10.78)y - 15(13.5 \times 10.78) = 0 \Rightarrow 50y^2 + 161.7y - 2182.95 = 0$$

$$Y = 5.19 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100 \times 5.19^3}{3} + 15 \times 10.78(13.5 - 5.19)^2 = 15826.30$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{10.132 \times 10^6}{15826.3 \times 10^4} \times 51.9 = 3.32 \text{ Mpa} \quad \overline{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

✓ **Aux appuis**

$$50y^2 + (15 \times 4.52)y - (15 \times 13.5 \times 4.52) = 0 \Rightarrow 50y^2 + 67.8y - 915.3 = 0$$

$$Y = 3.65 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{100 \times 3.65^3}{3} + 15 \times 4.52(13.5 - 3.65)^2 = 8199.023 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3.576 \times 10^6}{8199.023 \times 10^4} \times 36.5 = 1.59 \text{Mpa} > \sigma_{bc} \dots \text{C.V}$$

Remarque

Du fait que la fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire pour les aciers, donc on doit pas vérifier la relation $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$

III.5.7.Vérification de la flèche

On doit vérifier les conditions de la flèche suivant :

- $\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \frac{A_s}{b.d} = \frac{10.78}{100 \times 13.5} = 0,0079 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \text{ MPa} \dots \text{(C.V)}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \frac{h}{l} = \frac{15}{24} = 0,0625 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \text{(C.V)}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \frac{h}{l} = 0,0625 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{14.178}{10 \times 16.68} = 0,085 \dots \text{(C.N.V)}$

Puisque les deux conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche :

❖ **Calcul de la flèche**

$$f \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\bar{f} = \frac{240}{500} = 0.48 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{PL^4}{E_i I} \leq \bar{f}$$

$$P = 10.2 \times 2.4 = 24.48 \text{ KN / ml}$$

\bar{f} : La flèche admissible.

E_i : module de déformation instantanée.

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,20 \text{ MPa}$$

I : moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section.

$$I = \frac{100}{12} \cdot 15^3 + 15 \left[10.78 \cdot \left(\frac{15}{2} - 1.5 \right)^2 \right] \quad I = 33946.2 \text{ cm}^2$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{10.2 \times 2.4^4 \times 10^7}{32164,2 \times 33946.2} = 0.04 \text{ cm}$$

$f = 0,04 \text{ cm} < \bar{f} = 0.71 \text{ cm} \dots \text{condition vérifiée.}$

III.5.8.Schéma de ferrailage d'escalier

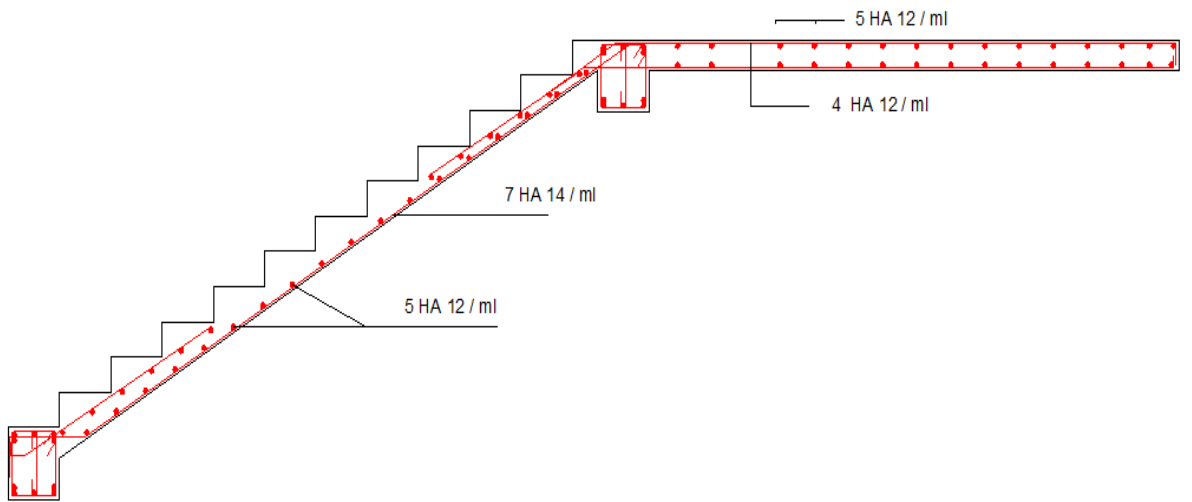


Figure III.16: schéma de ferrailage de l'escalier.

III.6. Calcul de la poutre palière

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, poids du mur et la réaction du palier. Elle est partiellement encastrée dans les poteaux.

Sa portée est de 4.255m (entre nu d'appuis).

La poutre palière se calcul a ELU puisque la fissuration est considérée peu nuisible.

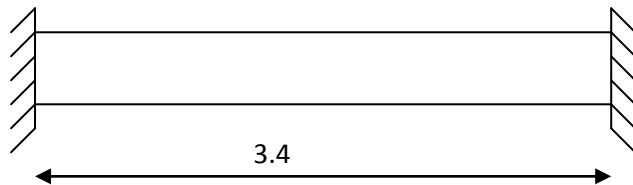


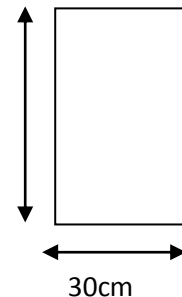
Figure III. 17: Schéma de la poutre palière.

III.6.1. Pré dimensionnement

❖ La hauteur h_i est donnée par la relation suivante : 35cm

$$\frac{1}{15} \leq h \leq \frac{1}{10} l : \text{longueur libre entre nus d'appuis}$$

$$\frac{340}{15} \leq h \leq \frac{340}{10} \Rightarrow 23 \text{ cm} \leq h \leq 34 \text{ cm}$$



Figures III. 18: section de la poutre palière.

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

➤ La largeur b est donnée par la relation suivante :

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 12 \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

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

❖ **Recommandations de RPA (Art 7.5.1)**

$$b \geq 25\text{cm} , h \geq 30\text{cm} \frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{35}{30} = 1.2 \leq 4 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Notre poutre a pour dimension $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

III.6.2. Détermination des charges

- Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0.3 \times 0.35 = 2.6 \text{ KN/ml}$
- poids du mur $G_M = 2.36 \times (3.06 - 0.35) = 6.4 \text{ KN/ml}$
- ❖ **Réaction d'appuis**

ELU : $R_b = R_a = 35.28 \text{ KN/ml}$.

ELS: $R_b = R_a = 25.33 \text{ KN}$.

III.6.3. Calcul à l'ELU

❖ Combinaison de charge

$$G = G_p + G_M = 9 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 1.35 G + R_a$$

$$q_u = 1.35 \times 9 + 35.28 = 47.43 \text{ KN/ml}$$

❖ Calcul des sollicitations

✓ Moment isostatique

$$M_o = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{47.43 \times 3.4^2}{8} = 68.53 \text{ KN.m}$$

✓ Effort tranchant

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{47.43 \times 3.4}{2} = 80.63 \text{ KN}$$

On tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_{ua} = -0.3M_o = 20.56 \text{ KN.m}$$

$$M_{utr} = 0.85M_o = 58.25 \text{ KN.m}$$

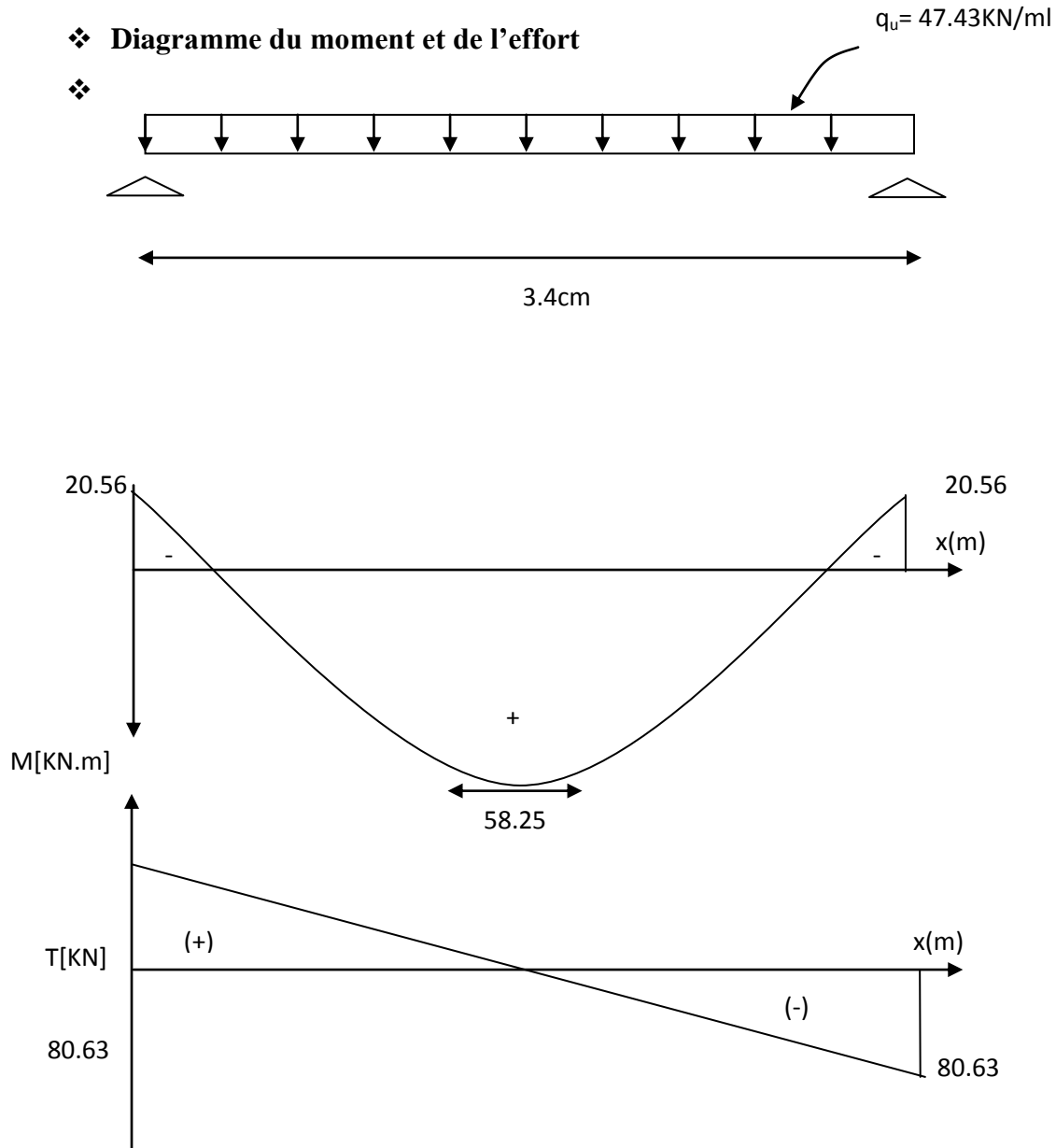


Figure III. 19: Diagrammes de l'effort tranchant et du moment fléchissant.

III.6.4. Ferrailage

✓ En travées

$h = 35 \text{ cm}$; $d = 32 \text{ cm}$; $c = 3 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$.

$$U_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{58.25 \times 10^6}{300 \times 320^2 \times 14.17} = 0.13 U_{bu} < U_1 = 0.391 \rightarrow \acute{A}_s = 0$$

$$U_{bu} < 0.275 \text{ méthode simplifier} \Rightarrow A_s = \frac{M_t}{Z \times \sigma_{st}}$$

$$z = d(1 - 0.6 U_{bu}) = 32(1 - 0.6 \times 0.13) = 29.5 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{58.25 \times 10^6}{295 \times 348} = 5.67 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5HA14=7.7 cm²**

✓ **Aux appuis**

$$U_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{20.56 \times 10^6}{300 \times (320)^2 \times 14.17} = 0.047 \quad U_{bu} < U_l = 0.391 \rightarrow \dot{A}_s = 0$$

$$U_{bu} < 0.275 \quad \text{méthode simplifier} \Rightarrow A_s = \frac{M_a}{Z \times \sigma_{st}}$$

$$z = d(1 - 0.6U_{bu}) = 32(1 - 0.6 \times 0.047) = 31.09 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{20.56 \times 10^6}{310.9 \times 348} = 1.9 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5HA14=7.7 cm²**

III.6.5. Vérification à l'ELU

❖ **Condition de non fragilité (Art-A-4.2, 1 BAEL)**

$$A_{\min} = 0.23 \text{ bd} \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 1.16 \text{ cm}^2.$$

✓ **En travée** : $A_t = 7.7 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.16 \text{ cm}^2$ C.V

✓ **Aux appuis** : $A_a = 7.7 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.16 \text{ cm}^2$ C.V

❖ **Vérification de l'effort tranchant (Art-5-1-2-1 BAEL) :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = 3.3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{80.63 \times 10^3}{300 \times 320} = 0.84 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.84 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Donc : Il n'y a aucun risque de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ **Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (Art. 5.1.3.2, BAEL) :**

• *Influence sur les armatures longitudinales inférieurs*

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_c} \left(T_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right) = \frac{1.15}{400} \left(80.63 \times 10^3 + \frac{20.56 \times 10^6}{0.9 \times 320} \right) = 4.37 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 6.16 \text{ cm}^2 > 4.37 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{La Condition est vérifiée}$$

✓ Influence sur le béton

$$T_{u\max} \leq 0.4b \times 0.9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$0.4b \times 0.9d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 30 \times 0.9 \times 32 \times \frac{25}{1.5} \times 0.1 = 576 \text{ KN} > T_u = 80.63 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{ C.V}$$

✓ Ancrage des barres

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6\psi_s^2 f_{t28} = \tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 0.84} = 166.67 \text{ cm}$$

❖ Contrainte de l'adhérence d'entraînement des barres (Art : A.6.1.3.BAEL.91 Version 99)

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{0.9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_u = \Psi \times f_{t28}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des armatures.

$$\tau_u = \frac{80.63 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 219.8} = 1.27 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 5 \times 3.14 \times 1.4 = 21.98 \text{ cm}$$

$$\tau_u = 1.27 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ C.V}$$

Il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

❖ Calcul des Armature transversale et de l'espacement

$$St \leq \min (0.9d, 40\text{cm}) = \min (12.8, 40) = 12.8 \text{ cm} \Rightarrow St = 10 \text{ cm} \Rightarrow$$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0.4 \Rightarrow A_t \geq \frac{b x S_t x 0.4}{f_e} \Rightarrow$$

$$A_t \geq \frac{0.4 \times 30 \times 10}{400} = 0.3 \text{ cm}$$

On prend 2HA 8 = 1.01 cm²

III.6.6.Calcul à l'ELS

❖ **Combinaison des charges**

$$q_s = G + Ra$$

$$q_s = 9 + 25.33 = 34.33 \text{ KN/ml}$$

❖ **Calcul des sollicitations**

✓ Le moment isostatique :

$$M_o = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{34.33 \times 3.4^2}{8} = 49.61 \text{ KN}$$

✓ L'effort tranchant :

$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{34.33 \times 3.4}{2} = 58.36 \text{ KN}$$

En tenant compte de l'effet de semi-encastrement :

$$M_{sa} = -0.3M_o = 14.88 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} = 0.85M_o = 42.17 \text{ KN.m}$$

III.6.7.Vérification à l'ELS

✓ Contrainte de compression dans le béton

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

✓ Contrainte maximale dans le béton comprimé : ($\sigma_{bc} = KY$)

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A (d - y)^2 + \eta A' (y - d')^2 \quad \eta = 15$$

$$y = \frac{15(A_s + A_s'')}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A_s'')}{7.5(A_s + A_s'')^2}} - 1 \right]$$

Tableau III. 4: récapitule les résultats trouvés.

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K N/cm ³	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	42.17	7.7	83391.031	7.52	50.57	3.8	15	C.V
Appui	14.88	7.7	83391.031	7.52	17.84	1.34	15	C.V

Remarque

La fissuration étant peu nuisible \Rightarrow la vérification des contraintes dans les aciers n'est pas nécessaire.

III.6.8. Vérification de la flèche

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.35}{3.4} = 0.10 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0.35}{3.4} = 0.10 \geq \frac{42.17}{10 \times 49.61} = 0.085 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$c) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.16}{30 \times 32} = 0.0064 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Par conséquent le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.6.9. Schéma de ferrailage de la poutre palière

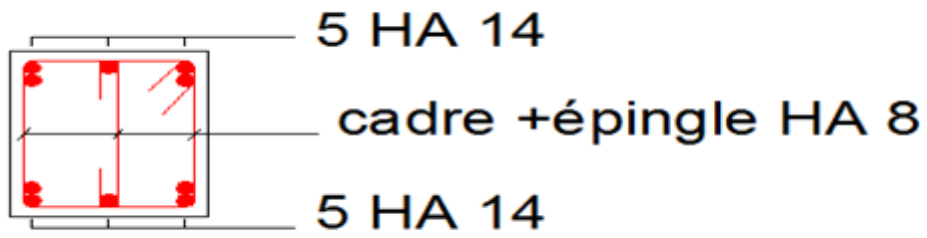


Figure III. 20: Ferrailage de la poutre palière.

III.7. Calcul des planchers en corps creux

Le plancher est constitué d'éléments porteurs (poutrelle) et éléments de remplissage (corps creux) de dimensions ($16 \times 20 \times 65$), hauteur, largeur, longueur (cm^3) avec un poids de $0,95 \text{KN/m}^2$, le tout surmonté d'une dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

III.7.1. Dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études s'effectuent selon l'une des méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes à savoir avant et après le coulage de la table de compression.

❖ Première étape : avant le coulage de la table de compression

On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités. Elle supporte :

- Son poids propre.
- Poids du corps creux.
- Surcharge due à l'ouvrier : $Q = 1 \text{KN/m}^2$

III.7.2. Evaluation des charges et surcharges

❖ Charges permanentes

- Poids propre de la poutrelle $0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{KN/ml}$
- Poids du corps creux $0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{KN/ml}$

La charge permanente : $G = 0.74 \text{ KN/ml}$

❖ Charges d'exploitation $Q = 1 \text{ KN/m}^2 \times 0.65 \text{ m}$

La surcharge d'exploitation : $Q = 0.65 \text{ KN/ml}$

❖ Combinaison de charges

- ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.97 \text{ KN/ml}$.
- ELS : $q_{ser} = G + Q = 1.39 \text{ KN/ml}$.

III.7.3. Calcul des moments

Le moment en travée :

$$M_u = q_u \frac{L^2}{8} = 1.97 \frac{(3.55)^2}{8} = 3.10 \text{ KN m}$$

$$M_{ser} = q_{ser} \frac{L^2}{8} = 1.39 \times \frac{(3.55)^2}{8} = 2.18 \text{ KNm}$$

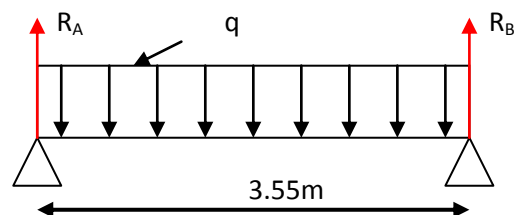


Figure III. 21: Schéma isostatique de la poutrelle.

III.7.4.Calcul des armatures

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'ELU. Mu avec une section $A \neq 0$ et $A' \neq 0$ (La section est doublement armée.)

Avec : $b = 12 \text{ cm}$, $h_0 = 4 \text{ cm}$, $d = 0.9 \cdot h_0 = 3.6 \text{ cm}$, $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$

Les étaitements sous les poutrelles seront disposés de telle façon à annuler les armatures comprimées telle que :

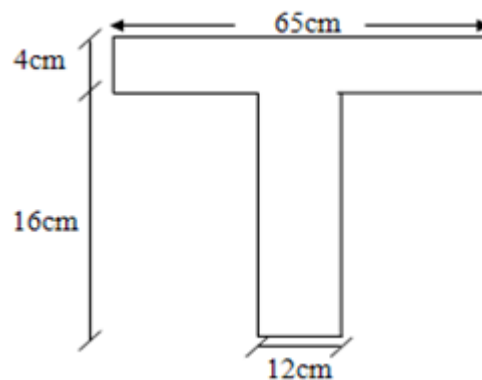
$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \leq \mu_{lu}$$

$L^2 \geq 0.8 \text{ cm}$ (la distance entre un étai et un autre)

Conclusion: Comme la section de la poutrelle est très réduite (4cm) pour placer les armatures on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais : 80à120cm).

❖ **deuxième étape : après le coulage de la table de compression**

Après le coulage de la dalle de compression la poutrelle étant solidaire avec la dalle, elle sera calculée comme une poutre en T, elle sera donc sur des appuis continus et elle travaille hyper statiquement.



Figures III. 22: section transversale de la poutrelle.

	G (kN/m)	Q (kN/m)	P _u (kN/m)	P _s (kN/m)
Plancher terrasse	$6.28 \times 0.65 = 4.08$	$0.65 \times 1.00 = 0.65$	6.48	4.73
Plancher courant	$5.3 \times 0.65 = 3.44$	$0.65 \times 1.5 = 0.97$	6.09	4.41
Plancher servise	$5.3 \times 0.65 = 3.44$	$0.65 \times 2.5 = 1.62$	7.07	5.06

Nb : Pour le calcul des poutrelles on prend le cas le plus défavorable et en considérant la file des poutrelles la plus longue.

III.7.5. Schéma statique

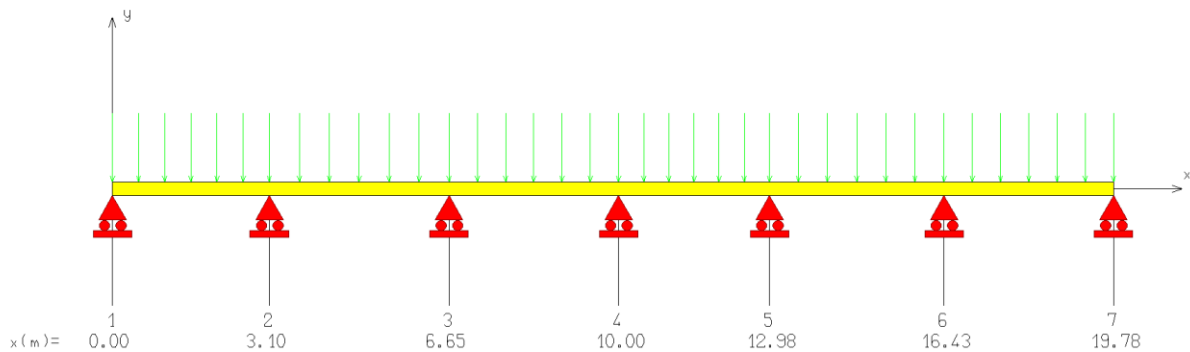


Figure III. 23: Schéma statique de la poutrelle la plus défavorable.

❖ Méthode de calcul

Les deux méthodes utilisées pour le calcul des sollicitations dans les poutrelles sont :

- la méthode forfaitaire.
- la méthode de Caquot.

❖ Méthode forfaitaire

Elle est applicable essentiellement pour les planchers à surcharges d'exploitations modérées.

➤ Condition 1

La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5 KN/m²

$$Q \leq \{2G \text{ ou } 5 \text{ KN/m}^2\}$$

Pour plancher terrasse

$$2G = 2 \times 6.28 = 12.56 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.0 \text{ kN/m}^2 \leq \{12.56, 5\} \Rightarrow \text{(Condition est vérifiée)}$$

Pour plancher étages courants

$$2G = 2 \times 5.3 = 10.6 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ kN/m}^2 \leq \{10.6, 5\} \Rightarrow \text{(Condition est vérifiée)}$$

Pour plancher étage services

$$2G = 2 \times 5.3 = 10.6 \text{ KN/m}^2$$

$Q = 1.5 \text{ kN/m}^2 \leq \{10.6, 5\} \Rightarrow$ (Condition est vérifiée)

➤ **Condition 2**

Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes pour les différentes travées.

\Rightarrow (Condition est vérifiée)

➤ **Condition 3**

Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

➤ **Condition 4**

La fissuration est non préjudiciable \Rightarrow (Condition vérifiée)

NB : dans les éléments du plancher reposent sur des appuis en béton, la portée à prendre en compte est mesurée entre nus des appuis .

Conclusion

Les conditions sont toutes vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable.

❖ **Principe de la méthode forfaitaire**

Cette méthode consiste à évaluer les moments maximums sur appuis et en travées ; fixés forfaitairement par rapport à la valeur du moment isostatique M_0 dans la travée.

M_0 : la valeur maximale du moment de flexion dans la travée de comparaison ou moment isostatique.

M_w , M_e : respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauches et de droite pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

M_t : le moment maximal dans la travée considérée.

α : le rapport des charges d'exploitation (Q) à la somme des charges permanente (G) et des charges d'exploitations (Q).

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q}$$

Les valeurs prise pour M_t , M_w et M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

1. $M_T + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \text{Max} [(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05 M_0]$ (moment calculé)
2. $M_T \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$ dans une travée intermédiaire (moment minimal)
3. $M_T \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$ dans une travée de rive (moment minimal)

$M_e \geq 0.60M_0$ et $M_w \geq 0.60M_0$ sur l'appui intermédiaire d'une poutre à deux travées.

$M_e \geq 0.15M_0$ et $M_w \geq 0.15 M_0$ sur les appuis de rives d'une poutre à plus de trois travées

$M_e \geq 0.50M_0$ et $M_w \geq 0.50 M_0$ sur les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

$M_e \geq 0.40M_0$ et $M_w \geq 0.40 M_0$ sur les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées

❖ **Calcul des moments aux appuis**

- Appuis de rive $M_A = -0.15 \times M_{0(\text{travée}01)}$ $M_F = -0.15 \times M_{0(\text{travée}05)}$
- Appuis voisins de rive $M_B = M_E = -0.50 \times M_{0(\text{travée}02/04)}$
- Appuis intermédiaire $M_C = M_D = M_E = -0.4 \times M_{0(\text{travée}03)}$

❖ **Calcul des moments isostatique à mi-travée**

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q}$$

❖ **Calcul des efforts tranchants**

$$a = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_T}{M_w + M_T}}}$$

$$b = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_w + M_T}{M_e + M_T}}}$$

$$V_w = -2 \frac{M_w + M_t}{a} \quad \text{et} \quad V_e = 2 \frac{M_e + M_t}{b}$$

III.7.6. Diagramme de moment fléchissant et l'effort tranchant

❖ à l'ELU

✓ en travée

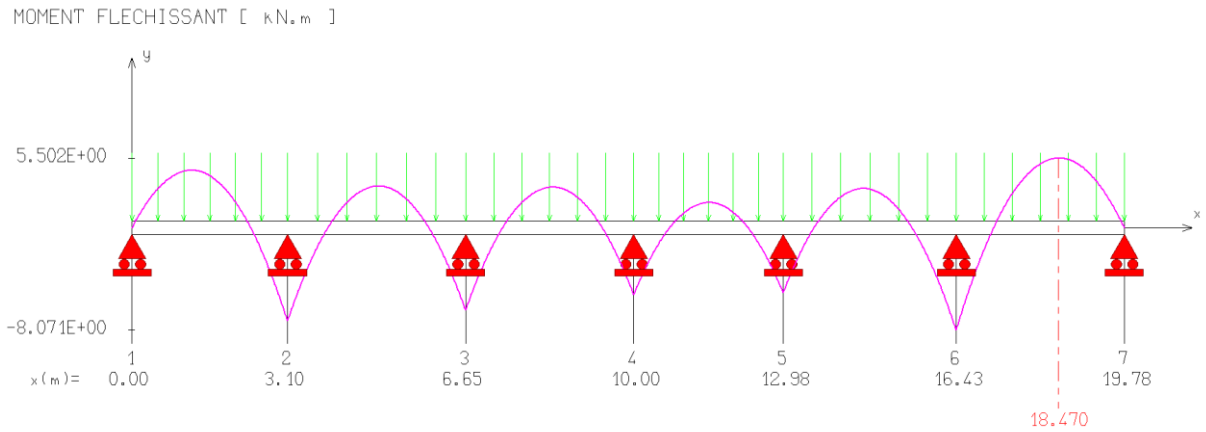


Figure III. 24: Diagramme de moment fléchissant en travée à l'ELU.

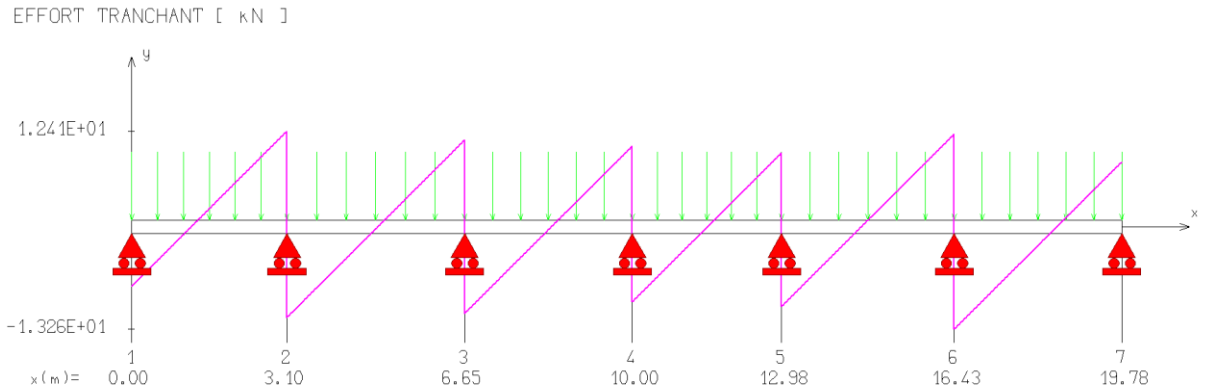


Figure III. 25: Diagramme de l'effort tranchant en travée à l'ELU.

✓ en appuis

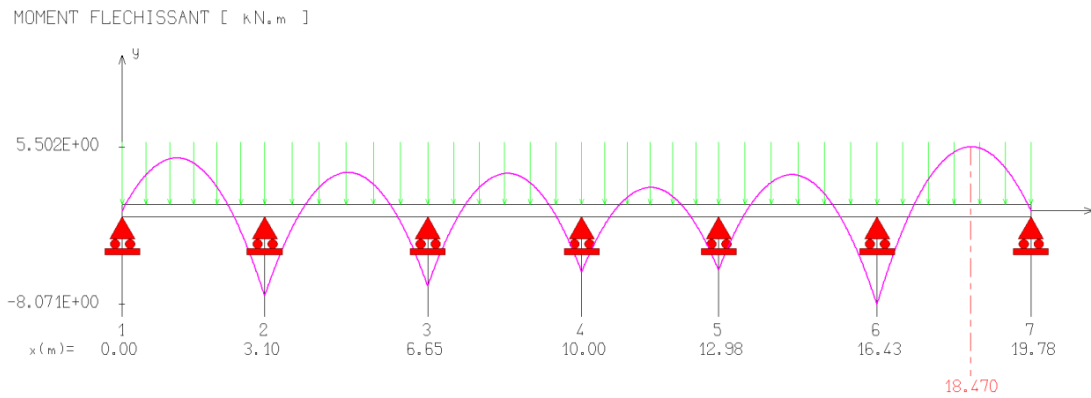


Figure III. 26: Diagramme de moment fléchissant en appuis à l'ELU.

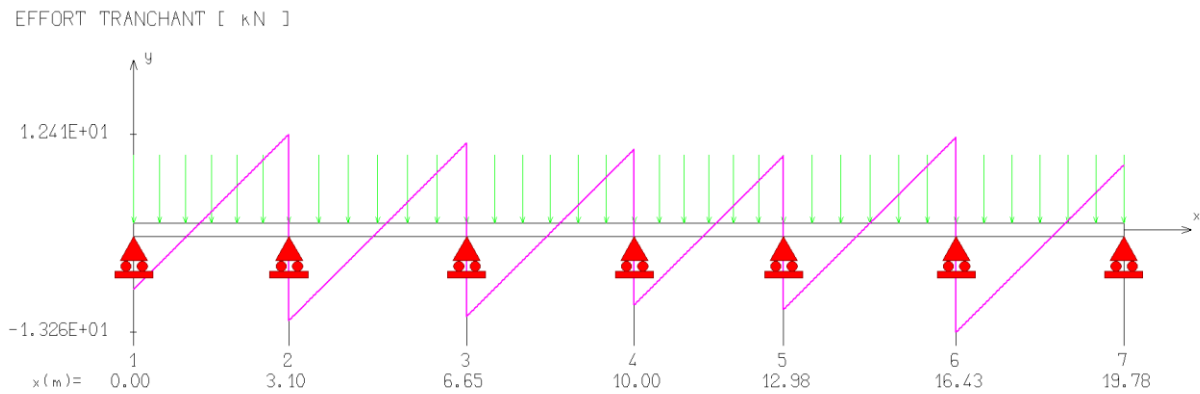
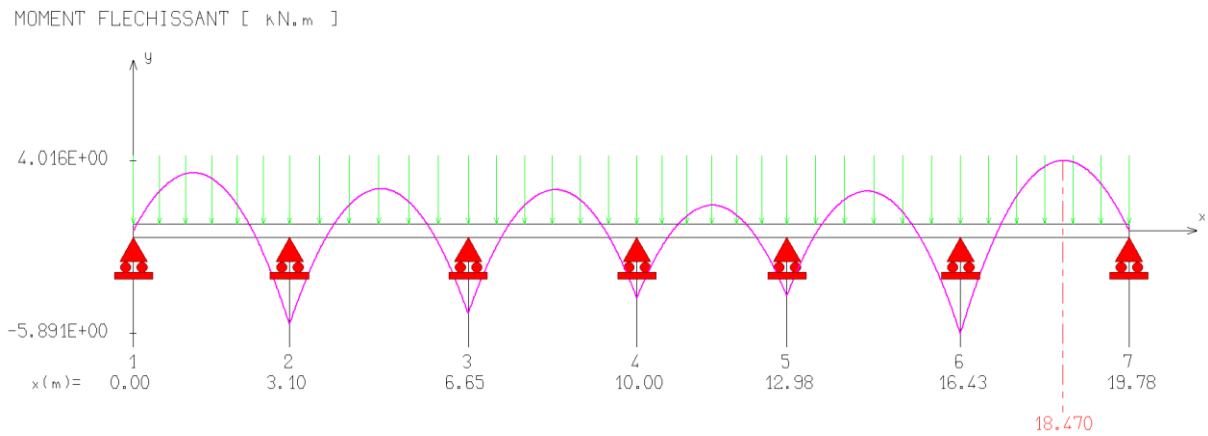


Figure III. 27: Diagramme de l'effort tranchant en appuis à l'ELU.

- ❖ à l'ELS
- ✓ en travée



Figures III. 28: Diagramme de moment fléchissant en travée à l'ELS.

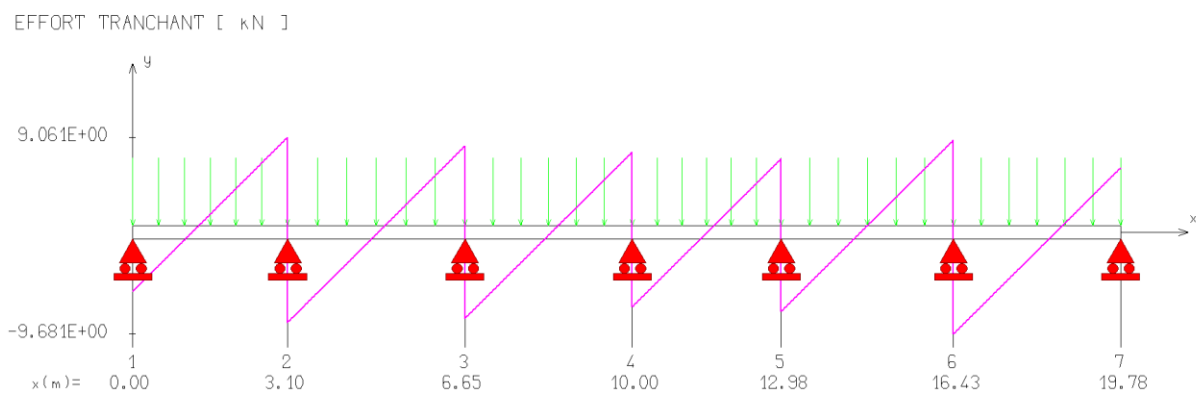


Figure III. 29: Diagramme de l'effort tranchant en travée à l'ELS.

✓ en appuis

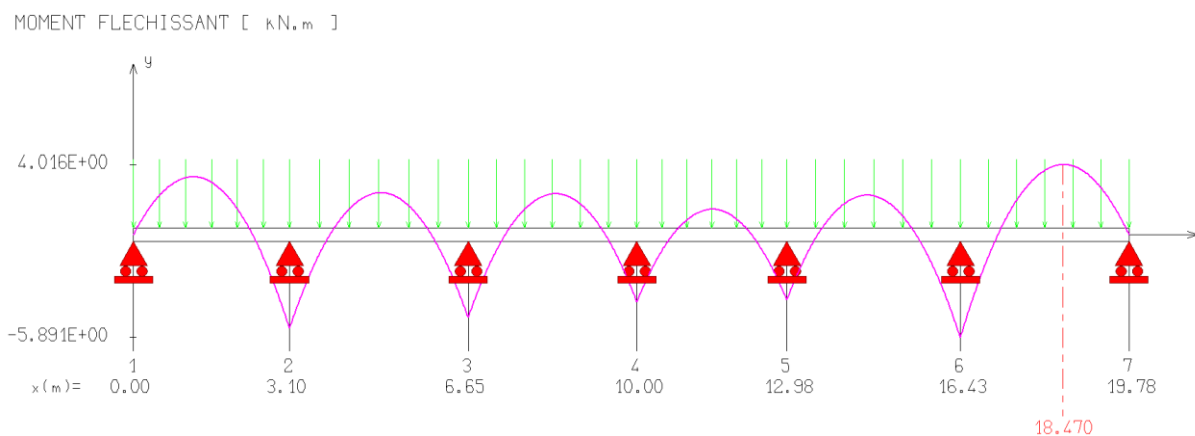


Figure III. 30: Diagramme de moment fléchissant en appuis à l'ELS.

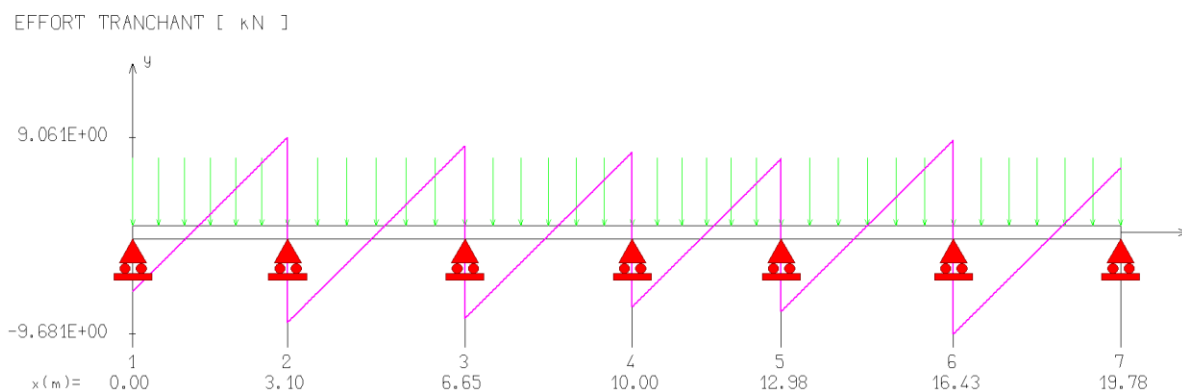


Figure III. 31: Diagramme de l'effort tranchant en appuis à l' ELS.

❖ En travée

ELU

$$M_{\max}=8.01\text{KN.m}$$

$$T_{\max}=13.19\text{ KN.m}$$

ELS

$$M_{\max}=5.891\text{KN.m}$$

$$T_{\max}=9.681\text{ KN.m}$$

❖ En appuis

ELU

$$M_{\max}=8.071\text{ KN.m}$$

$$T_{\max}=13.26\text{ KN.m}$$

ELS

$$M_{\max}=5.891\text{KN.m}$$

$$T_{\max}=9.681\text{ KN.m}$$

III.7.7. Calcul du ferrailage longitudinal

Le calcul des armatures s'effectue comme une section en T en flexion simple.

❖ en travée

En considère le moment en travée le plus défavorable :

$$M_{u, travée} = 8.01 \text{ KN.m}$$

Avec :

$$h = 20 \text{ ; } (16 + 4) \text{ cm; } b = 65 \text{ cm; } d = 0.9h; b_0 = 12 \text{ cm}$$

❖ Position de l'axe neutre**✓ Calcul de moment équilibré par la table de compression**

$$\text{On a } M_{table} = \mu_0 b d^2 f_{bc} = 47.85 \text{ KN.m}$$

$$\mu_0 = 0.8 \alpha_0 (1 - 0.4 \alpha_0) = 0.16$$

$$\alpha_0 = \frac{h_0}{d} = 0.22$$

$M_t > M_u$, on calcul une section rectangulaire (b.d)

❖ en Appui

En considère le moment en appui le plus défavorable :

$$M_{u, appuis} = 8.071 \text{ KN.m}$$

Avec :

$$h = 20 \text{ ; } (16 + 4) \text{ cm; } b = 65 \text{ cm; } d = 0.9h; b_0 = 12 \text{ cm}$$

❖ Position de l'axe neutre**✓ Calcul de moment équilibré par la table de compression :**

$$\text{On a } M_{table} = \mu_0 b d^2 f_{bc} = 47.85$$

$$\mu_0 = 0.8 \alpha_0 (1 - 0.4 \alpha_0) = 0.16$$

$$\alpha_0 = \frac{h_0}{d} = 0.22$$

$M_t > M_u$, on calcul une section rectangulaire (b.d.)

✓ Calcul des sections d'armature en travée et en appuis

M_{max} (KN.m)		μ_{bu}	μ_{lu}	A' (cm ²)	$A_{calculé}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	choix
Terrasse	8.01	0.027	0.391	0	1.3	0.26	2.36	3HA10
$(M_{max}$ KN.m)		μ_{bu}	μ_{lu}	A' (cm ²)	$A_{calculé}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	choix
Terrasse	8.071	0.027	0.391	0	1.3	0.26	2.26	2HA12

III.7.8.Vérification

III.7.8.1. Vérification à L'ELU

❖ Condition de non fragilité du béton (Art A.4.2, 1 BAEL91)

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.06f_{c28} + 0.6 = 2.1\text{Mpa}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{c=1.3 \text{ cm}^2} > A_{min} = 0.26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

On adopte : $A_s = 2.36 \text{ cm}^2$

❖ Vérification de la contrainte tangentielle

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,2 \frac{f_{sj}}{\gamma_b} = 3,33\text{MPa} \\ 5\text{MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

Donc il faut vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Plancher	V_u (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$	Observation
Terrasse	13.26	0.61	3.33	CV

❖ Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis

$$Vu_{max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times b_0 \times a$$

$$\text{avec : } \begin{cases} a = 0.9d \\ \gamma_b = 1.5 \end{cases}$$

$$Vu_{max} \leq 0.24 \cdot f_{c28} \cdot b_0 d$$

Plancher	Vu (KN)	Vu _{max} (KN)	Observation
Terrasse	129.6	13.26	CV

❖ Contrainte d'adhérence pour l'entraînement des barres :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3.14 \times 1 = 9.42 \text{ cm}$$

$$\frac{13.26 \times 10^3}{0.9 \times 18 \times 9.42} = 0.086 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 0.086 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

III.7.8.2. Vérification à L'ELS

❖ Vérification de contrainte

✓ Dans le béton :

		M _{ser} (kN.m)	A _s (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (Mpa)	σ _{bc} < σ̄ _{bc}
Terrasse	Travée	5.891	2.36	3.23	8845.88	2.15	CV
	Appui	5.891	2.26	3.17	8517.42	2.19	CV

✓ Dans l'acier :

Fissuration peu préjudiciable : pas de limitation de contrainte pour l'acier

III.7.9. Vérification de l'état limite de déformation (la flèche)

On doit vérifier que:

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad 3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_s} \text{ Mpa}$$

La vérification de la flèche est inutile sauf si l'une des trois conditions n'est pas vérifiées.

Avec:

L: la portée entre nus d'appuis

M_t: moment maximum en travée

M₀: moment isostatique

A_s: section d'armature tendu correspondante

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \quad 0.67 > 0.0625 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\frac{A_{st}}{bxd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad 0.0002 \leq 0,0105 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{ser}}{10.M_0 \text{ ser}} \quad \rightarrow \quad 0.67 \geq 0.085 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Conclusion

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.7.10. Calcul du ferrailage transversal (Art-A.7.1.22/BAEL99).

$$\phi_t \geq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_t, \frac{b_0}{10}\right)$$

$$\phi_t \geq \min\left(\frac{20}{35}, 1, \frac{12}{10}\right)$$

$$\phi_t \geq 0.57 \text{ cm}$$

On adopte : $A_t = 2T8 = 1,01 \text{ cm}^2$

❖ **Espacement des armatures transversales (S_t) :** (Art-A.5.1.22/BAEL99).

$$S_t \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm}) = \min(16,2 \text{ cm}, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 16,2 \text{ cm}$$

En prend : **S_t = 12 cm**

III.7.11.Schéma de ferrailage des poutrelles

Section en appuis

Section en travée

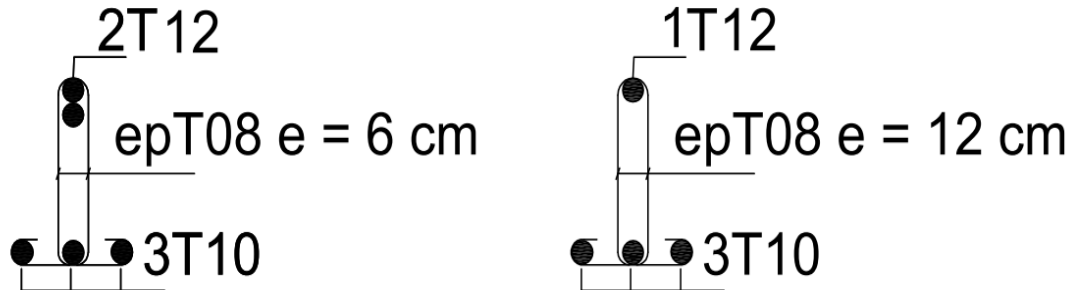


Figure III. 32: Ferrailage des poutrelles en appuis et en travée.

III.7.12.Ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression sera ferrillée suivant les deux sens afin d'éviter les fissurations. Le ferrillage est en treilles soudés (**BAEL 83 B.6.8.4**).

Les conditions suivantes doivent être respectés :

- Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Produire un effet de répartition entre nervures voisines des charges localisées notamment de celles correspondant aux cloisons.
- Les dimensions des mailles sont normalisées (**ART.B 68. 423. BAEL83**)

Comme suit :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

❖ Armatures perpendiculaires aux poutrelles

Soit : A : la section des armatures perpendiculaires aux nervures

(A en : cm² pour 1 mètre de nervures).

Si : L (: Écartement entre axe des poutrelles) ≤ 50 cm ⇒ A > 200/fe.

Si : 50cm ≤ L ≤ 80cm ⇒ A = 4.L_x / fe. (Avec L_x (en cm)= 65 cm et fe en MPa)

❖ Armatures parallèles aux poutrelles

Les armatures parallèles aux nervures, autres que les armatures supérieures des poutrelles, doivent avoir une section par mètre linéaire au moins égale à (A /2)

Pour notre cas : On a une dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

Soit :

L : écartement entre nervures = 65 cm.

$f_e = 400$ Mpa pour tous les diamètres.

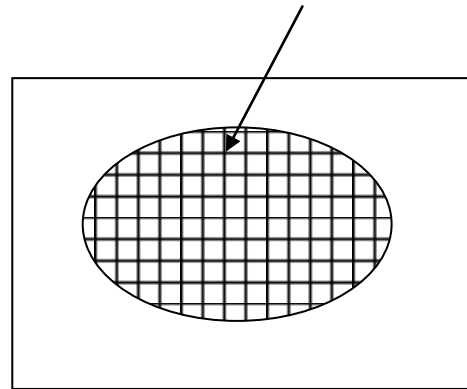
D'ou : $A^\perp = 4 \times 65 / 400 = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$. On prend $6\Phi 5 = 1.2 \text{ cm}^2$

Pour la section des armatures parallèles aux nervures on prend :

$A// = A^\perp / 2 = 0.26 \text{ cm}^2$ On prend $6\Phi 5 = 1.2 \text{ cm}^2$

TS Ø 5(200 x 200)

Donc on adopte un Treillis soudé en $\phi 5$ (200 x 200)



***Chapitre IV : Etude dynamique et
sismique***

IV. Introduction

L'étude dynamique consiste à déterminer les réponses de la structure sous les charges sismiques.

A l'aide de cette étude nous pouvons connaître le comportement de la structure vis-à-vis l'excitation sismique.

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (**déplacement, effort et période.....**) sous l'effet du séisme.

IV.1. L'étude dynamique**IV.1.1. Objectif de l'étude dynamique**

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces **Vibrations Libres Non Amorties**. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums due un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.1.2. Modélisation mathématique

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (**DDL**) infini par un modèle ayant un nombre de (**DDL**) fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : **la masse, la rigidité et l'amortissement**.

En d'autres termes: La modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (**rigidité**) de tous les éléments de la structure.

IV.1.3. Modélisation de la structure étudiée

Lors d'une analyse dynamique d'une structure, il est indispensable de trouver la modélisation adéquate de cette dernière. Le bâtiment étudié présente des irrégularités dans son plan.

L'analyse se fera à l'aide du logiciel **ETABS** .

❖ Présentation du logiciel ETABS

ETABS « **Extended 3D Analysis of Building Systems** » est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique.

Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique, il est basé sur la méthode des éléments finis.

❖ Les principales caractéristiques de ce logiciel permettent

- ✓ De modéliser facilement et rapidement les différents types des structures grâce à leur interface graphique, Comme il offre une analyse statique et dynamique de l'ouvrage.
- ✓ La prise en compte de variation des propriétés et des caractéristiques du matériau entre les différents éléments, ainsi que le calcul et le ferrailage des éléments structuraux suivant des règlements Américains et Européens, et grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (**plancher, dalle, trumeau, linteau**.... etc.).
- ✓ Il permet également le transfert de données avec d'autres logiciels (**AUTOCAD, SAP2000**).

❖ Etapes de modélisation

Pour modéliser notre bâtiment nous avons considéré les étapes suivantes:

- 1-** Introduction de la géométrie du modèle (position des nœuds, connectivité des éléments).
- 2-** Spécification et assignement des caractéristiques mécaniques et géométriques aux différents éléments.
- 3-** Définition des différents cas de charges (statique et dynamique). Assignement de ces charges aux nœuds et aux éléments.
- 4-** Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes,.....).
- 5-** Lancement de l'exécution du problème, apporter des corrections au modèle s'il y a lieu.
- 6-** Visualisation des résultats (à l'écran, sur fichier, etc.....).
- 7-** Interprétation des résultats.

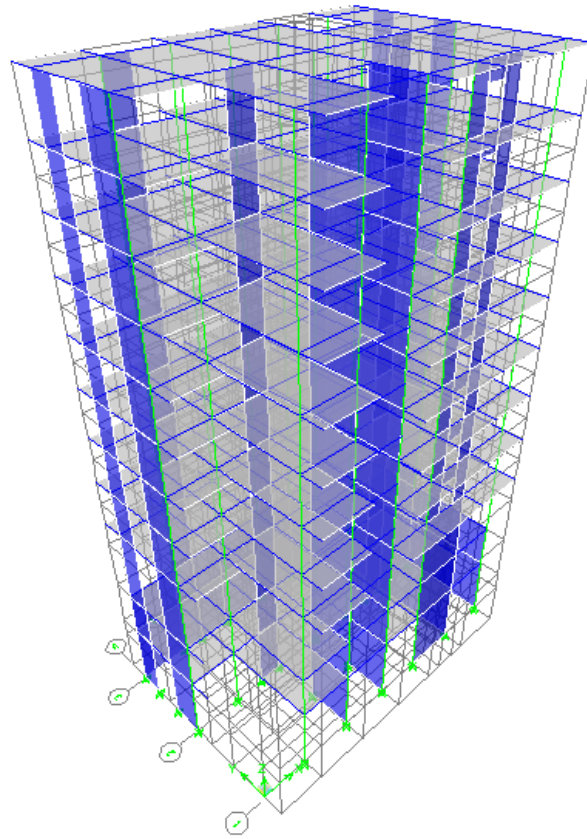


Figure IV. 1: Vue en 3D de la structure.

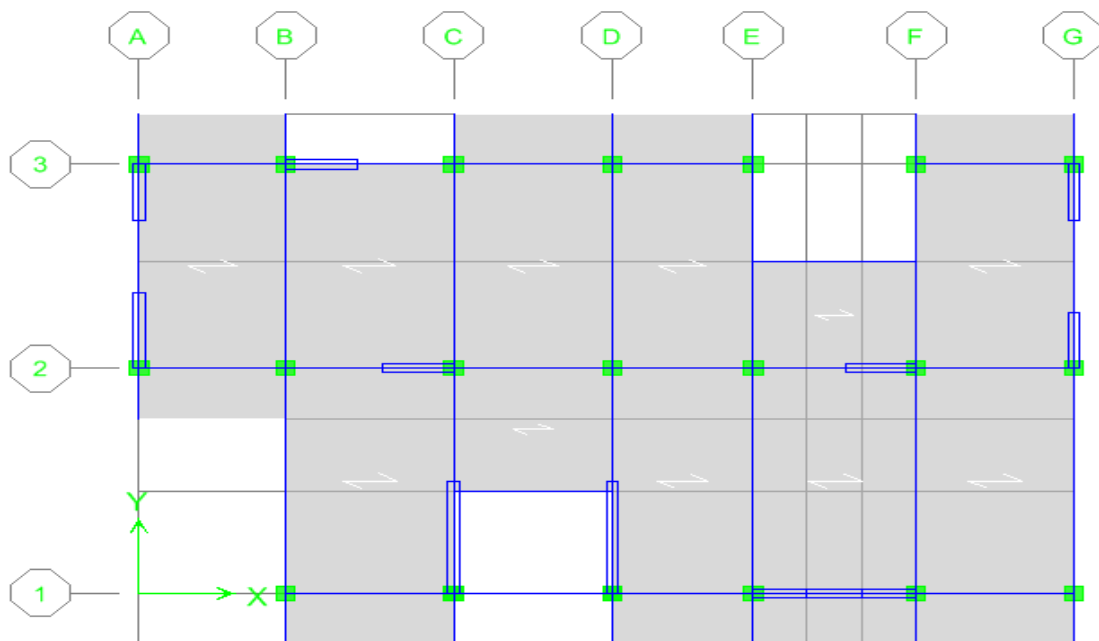


Figure IV. 2: vue en plan.

❖ Modélisation des éléments structuraux

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- ❶ Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « *frame* » à deux nœuds ayant six degrés de liberté par nœud.
- ❷ Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « *Shell* » à quatre nœuds.
- ❸ Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.

❖ Modélisation de la masse

La masse de la structure est calculée de manière à inclure la quantité βQ RPA/ version 2003

(dans notre cas $\beta=0,2$) correspondant de la surcharge d'exploitation, La masse volumique attribuée au matériau constituant les éléments modélisée est prise égale à celle du béton armé à savoir 25KN/m^3 .

- La masse des éléments non structuraux (l'acrotère et des murs extérieurs) a été répartie sur les poutres concernées.

❖ La disposition des voiles

La disposition des voiles doit satisfaire un certaines conditions:

- ✓ Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité tout en restant dans le domaine économique .
- ✓ Assurer une excentricité minimale.
- ✓ Répartition homogène de masses et de rigidité .

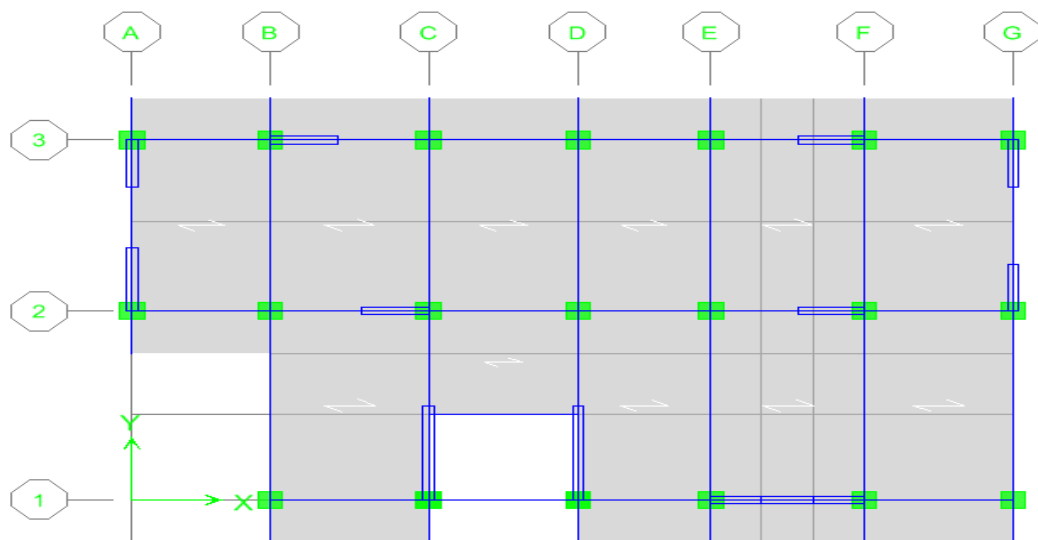


Figure IV. 3: La disposition des voiles.

IV.1.4. Caractéristiques géométrique du bâtiment

❖ **Centre de masse**

Le centre de masse est par définition le point d'application de la résultante de l'effort sismique. Les coordonnées (X_G, Y_G) du centre de masse sont données par les formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i x_{Y_{Gi}}}{\sum_{i=1}^n M_i} \qquad Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i x_{X_{Gi}}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

M_i : est la masse de l'élément " i ".

$\begin{cases} X_{Gi} \\ Y_{Gi} \end{cases}$: sont les coordonnées de l'élément " i ".

❖ **Centre de torsion**

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités des éléments dans le contreventement du bâtiment. Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles, des poteaux. En général deux cas se présentes:

- Si le centre de masse et le centre de torsion sont confondus; les efforts horizontaux (séisme, vent...etc.) ne provoquent sur la structure qu'une translation.
- Si par contre le centre de masse est excentré par rapport au centre de torsion, la structure subie une translation et une rotation en même temps.

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à $\pm 0,05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction .

❖ **Calcul de l'excentricité**

L'excentricité C'est la distance entre le centre de gravité et le centre de torsion, pour toutes structures comportant des planchers horizontaux rigides dans leurs plans, on supposera qu'a chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale a la plus grande des deux valeurs suivantes :

1. Excentricité théorique.
2. Excentricité accidentelle.

❖ **Excentricité théorique**

$$e_x = |X_{CM} - X_{CR}|$$

$$e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}|$$

❖ Excentricité accidentelle

L'excentricité exigée par la RPA (art4.2.7) est égale à 5% de la plus grande dimension

$$\text{en plan du bâtiment } e_a = \max \left\{ \begin{array}{l} e_{ax} = 5\%L_x = 5\% \times 20 = 1 \text{ m} \\ e_{ay} = 5\%L_y = 5\% \times 11,73 = 0,59 \text{ m} \end{array} \right.$$

Tableau IV. 1: Centre de masse et Centre de rigidité.

Story	Masse (kn)	XCM(m)	YCM(m)	XCR(m)	YCR(m)	e _x (m)	e _y (m)
S. SOL 1	439,4758	10,511	6,449	15,711	10,022	5,2	3,573
S.SOL 2	394,0518	10,237	6,311	16,749	10,739	6,476	4,428
RDC	350,3666	10,299	5,915	13,745	8,436	3,446	2,521
ETAGE 1	310,0887	10,307	5,961	11,981	6,988	1,674	1,027
ETAGE 2	302,9743	10,306	5,957	11,168	6,38	0,862	0,423
ETAGE 3	296,6399	10,306	5,954	10,743	6,074	0,437	0,12
ETAGE 4	294,0043	10,305	5,952	10,514	5,91	0,209	0,042
ETAGE 5	294,0043	10,305	5,952	10,399	5,826	0,094	0,126
ETAGE 6	292,5416	10,279	5,925	10,349	5,783	0,07	0,142
ETAGE 7	272,2665	10,219	5,684	10,335	5,773	0,116	0,089
ETAGE 8	250,1725	10,223	5,842	10,322	5,74	0,099	0,102

IV.1.5.Mode de vibration et participation massique

Après l'analyse automatique par le logiciel ETABS, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 2: Participation massique.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,910869	59,9769	0,9852	0	59,9769	0,9852	0
2	0,731238	0,4398	61,9588	0	60,4168	62,944	0
3	0,642336	0,0133	1,0178	0	60,4301	63,9618	0
4	0,257179	12,4558	0,3756	0	72,8859	64,3374	0
5	0,209998	0,2649	13,4333	0	73,1508	77,7707	0
6	0,188429	0,4951	0,0781	0	73,6459	77,8489	0
7	0,120132	5,2343	0,0829	0	78,8802	77,9318	0
8	0,097394	0,2253	5,6292	0	79,1055	83,5611	0

9	0,091641	1,1298	0,2034	0	80,2353	83,7645	0
10	0,070602	3,4632	0,0018	0	83,6985	83,7662	0
11	0,058326	0,0111	4,7739	0	83,7096	88,5401	0
12	0,057074	2,1406	0,2889	0	85,8502	88,829	0
13	0,047199	4,8626	0,4321	0	90,7128	89,2611	0
14	0,041036	2,0569	0,236	0	92,7697	89,4971	0
15	0,040615	1,5836	4,2599	0	94,3533	93,7571	0

❖ Nombre de modes à considérer

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- ✓ La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90 %** au moins de la masse totale de la structure.
- ✓ Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- ✓ Le minimum de modes à retenir est de trois (**03**) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (**K**) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_k \leq 0.20 \text{ s} \quad (\text{art 4-14 RPA/2003})$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_k la période du mode K.

IV.2. L'étude sismique

IV.2.1. Présentation des différentes méthodes de calcul

Plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée ; le calcul de ces efforts sismiques peut être mené par trois méthodes :

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

Pour notre bâtiment, on a une irrégularité en plan. Nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour le calcul de l'action sismique. Cette dernière, d'après le

RPA99/version2003 peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. Néanmoins, son utilisation doit obéir à certaines conditions imposées par le règlement parasismique algérien RPA99/Version2003. En effet, l'une des vérifications préconisée par le **RPA99 / Version 2003 (art 4.3.6)** est relative à la résultante des forces sismiques. L'article 4.3.6 précise que la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de celle déterminée par l'utilisation de la méthode statique équivalente V .

Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport : $r = \frac{0.8V}{V_t}$.

Par conséquent, nous sommes appelées à déterminer l'effort tranchant que subit notre ouvrage sous excitation sismique par les deux premières méthodes de calcul citées dans le règlement parasismique algérien, à savoir : la méthode d'analyse modale spectrale et la méthode de la statique équivalente.

❖ **Méthode d'analyse modale spectrale**

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

❖ **Application la méthode dynamique modale spectrale**

❖ **Spectre de réponse de calcul**

L'intérêt du spectre de réponse vient de ce que la réponse linéaire d'une structure complexe peut être obtenue en combinant les réponses de ses modes propres de vibration.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 s \end{cases}$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

A : Coefficient d'accélération de zone (RPA 99. Tableau 4.1)

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone IIa} \\ \text{Groupe d'usage 1B} \end{array} \right\} A = 0.20$$

η : Facteur de correction d'amortissement qui dépend du pourcentage d'amortissement critique (Quand l'amortissement est différent de 5%) égale à :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} > 0,7$$

$\xi(\%)$ est le coefficient d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ : Est donné par le tableau (4-7) RPA99 V 2003

Nous avons un contreventement mixte voiles -portiques donc on prend $\xi = 8,5 \%$.

D'où : $\eta = 0,816 > 0,7$

T_1 et T_2 : Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site. (RPA art 4.7)

Dans notre cas : Site 3 $\Rightarrow T_1 = 0,15 \text{ s}$; $T_2 = 0,50 \text{ s}$

Q : facteur de qualité (RPA 99. Tableau44)

❖ **Facteur de qualité**

Il dépend de certains critères qui sont pénalisants par leur observation ou non observation.

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

Tableau IV. 3: Valeur de pénalités.

Critère Q	Observé (Oui ou Non)	P _q
Conditions minimales sur les files de contreventement	NON	0.05
Redondance en plan	NON	0.05
Régularité en plan	OUI	0.00
Régularité en élévation	OUI	0.00
Contrôle de qualité des matériaux	NON	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	NON	0,10

Donc : **Q = 1.25**

❖ *Choix de coefficient de comportement*

Il faut déterminer le pourcentage de répartition des charges soit verticales ou horizontales entre les portiques et les voiles pour choisir la valeur du coefficient de comportement.

Les tableaux si-dessous représentent la répartition des charge entre les voiles et les portiques à la base :

- *Charge verticale :*

	PORTIQUE	VOILE	%PORTIQUE	%VOILE
RDC	8176,43	17817,63	31,45	68,55

- *Charge horizontale :*

	Sens X				Sens-Y			
	portique	voile	%portique	%voile	portique	voile	%portique	%voile
RDC	76,34	895,74	7,85	92,15	98,46	1320,87	6,94	93,06

Conclusion

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles (d'après RPA99). Ce qui implique que la structure a un coefficient de comportement **R=3.5**

On obtient le spectre de repense suivant :

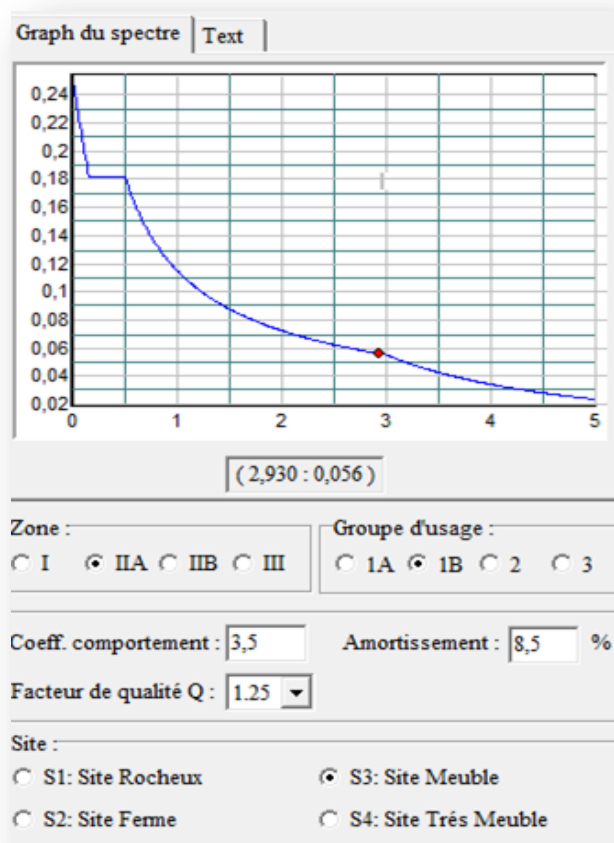


Figure IV. 4: Spectre de réponse de calcul.

❖ *Calcul de l'effort tranchant à la base :*

L'effort tranchant pour chaque mode est donnée par la formule suivant :

$$V_t = \frac{S_a}{g} \times W_t \times \alpha_i$$

❖ *Sens transversal*

Tableau IV. 4: Effort tranchant modale.

Mode	Periode	Sa/g	α_i	W(KN)	Vt(KN)
1	0,910869	0,1221	0,9852	36245,34	43,60
2	0,731238	0,1413	61,9588	36245,34	3173,20
3	0,642336	0,1541	1,0178	36245,34	56,85
4	0,257179	0,1821	0,3756	36245,34	24,79
5	0,209998	0,1821	13,4333	36245,34	886,63
6	0,188429	0,1821	0,0781	36245,34	5,15
7	0,120132	0,1959	0,0829	36245,34	5,89
8	0,097394	0,206	5,6292	36245,34	420,51

9	0,091641	0,2087	0,2034	36245,34	15,39
10	0,070602	0,218	0,0018	36245,34	0,14
11	0,058326	0,2223	4,7739	36245,34	384,64931
12	0,057074	0,2443	0,2889	36245,34	25,5813339
13	0,047199	0,2288	0,4321	36245,34	35,8337669
14	0,041036	0,2315	0,236	36245,34	19,8022791
15	0,040615	0,2317	4,2599	36245,34	357,748331

❖ *Sens longitudinal*

Tableau IV. 5: Effort tranchant modale.

Mode	Periode	Sa/g	α_i	W(KN)	Vt(KN)
1	0,910869	0,1221	59,9769	36245,34	2654,31
2	0,731238	0,1413	0,4398	36245,34	22,52
3	0,642336	0,1541	0,0133	36245,34	0,74
4	0,257179	0,1821	12,4558	36245,34	822,12
5	0,209998	0,1821	0,2649	36245,34	17,48
6	0,188429	0,1821	0,4951	36245,34	32,68
7	0,120132	0,1959	5,2343	36245,34	371,66
8	0,097394	0,206	0,2253	36245,34	16,83
9	0,091641	0,2087	1,1298	36245,34	85,46
10	0,070602	0,218	3,4632	36245,34	273,64
11	0,058326	0,2223	0,0111	36245,34	0,89436464
12	0,057074	0,2443	2,1406	36245,34	189,544491
13	0,047199	0,2288	4,8626	36245,34	403,252199
14	0,041036	0,2315	2,0569	36245,34	172,590287
15	0,040615	0,2317	1,5836	36245,34	132,991445

I. Combinaisons des réponses modales

Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes T_i , T_j et d'amortissement ξ_i , ξ_j sont considérées comme indépendantes si le rapport :

$$r = \frac{T_i}{T_j} \quad \text{Avec } T_i \leq T_j$$

$$r \leq \frac{10}{10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}} \quad \text{Avec : } \xi_i = \xi_j = 8,5 \%$$

Dans le cas où tous les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$$

Avec :

E : effet de l'action sismique considéré

E_i : valeur modale de E selon la mode « i »

K : nombre de modes retenues (dans notre cas K=15)

Dans le cas ou deux réponses modales ne sont pas indépendant, la réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^k E_i^2}$$

Tableau IV. 6: Vérification de l'indépendance des modes.

Mode	Période	r	$10/10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}$	observation
1	0,910869	0,80279	0.54	non vérifie
2	0,731238	0,87842	0.54	non vérifie
3	0,642336	0,40038	0.54	vérifie
4	0,257179	0,81654	0.54	non vérifie
5	0,209998	0,8970029	0.54	non vérifie
6	0,188429	0,63755	0,54	non vérifie
7	0,120132	0,81072	0,54	non vérifie
8	0,097394	0,94093	0,54	non vérifie
9	0,91641	0,77042	0,54	non vérifie
10	0,070602	0,82612391	0,54	non vérifie
11	0,058326	0,97853444	0,54	non vérifie
12	0,057074	0,82697901	0,54	non vérifie
13	0,047199	0,8694252	0,54	non vérifie
14	0,041036	0,98974072	0,54	non vérifie
15	0,040615	0	0,54	non vérifie

Commentaire : Les réponses modales retenues ne sont pas indépendantes les unes des autres, donc la réponse totale est donné par :

$$E = \pm \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^k E_i^2} \longrightarrow \begin{cases} E_x = 2701.66 \text{KN} \\ E_y = 3155.39 \text{KN} \end{cases}$$

❖ **Méthode statique équivalente**

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

Les conditions d'application la méthode statique équivalente :

Cette méthode ne s'applique que si :

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

Zone I : Tous les groupes d'usages.

Zone II : Groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2..... $H_T \leq 7$ niveaux ou 23..m.

Groupe d'usage 1B..... $H_T \leq 5$ niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A..... $H_T \leq 3$ niveaux ou 10m.

Zone III : Groupe d'usage 2 et 3..... $H_T \leq 5$ niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B..... $H_T \leq 3$ niveaux ou 10m.

Notre structure est implantée en Zone IIa et de groupe d'usage **1B** mais elle dépasse **23 m**.

Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies. Il faut donc utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA 99 version 2003.

IV.2.2. Classification de l'ouvrage

- ✓ Zone sismique : Zone IIa «BOUIRA»
- ✓ Groupe d'usage : groupe **1B**
- ✓ Site : « meuble S3 » les valeur de T1 et T2 sont respectivement 0,15et 0,5
- ✓ Système structurel : voiles-portiques.

❖ Condition d' RPA99/Version 2003

L'une des vérifications préconisée par le **RPA99** / version 2003 (art 4.3.6) est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de celle déterminée par l'utilisation de la méthode statique équivalente V .

Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport : $r = \frac{0.8V}{V_t}$

IV.2.3. Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale (V) appliquée à la base du bâtiment est calculée selon la formule suivant :

$$V = \frac{A D Q}{R} \cdot W_T$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone

D : facteur d'amplification dynamique moyen

Q : facteur de qualité

R : coefficient de comportement

W : poids total du bâtiment : $W = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

1. coefficient d'accélération de zone A :

A = 0.20 (Zone IIa groupe d'usage 1B).

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

2. Le facteur d'amplification dynamique moyen D :

Avec :

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site (tableau 4.7RPA2003).

$$\begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} & (S_3 : \text{site meuble}) \\ T_2 = 0,5 \text{ s} \end{cases}$$

η : facteur de correction d'amortissement :

-quand l'amortissement est différent de 5% , η est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} > 0,7$$

Nous avons un contreventement mixte voiles-portiques donc on prend $\xi = 8,5 \%$.

$$\Rightarrow \eta = 0.816 > 0.7$$

❖ *La période fondamentale de la structure*

Constataion

1°/ Ce modèle présente une période fondamentale **T =0.9224 s.**

2°/ Les 1^{er} et 2^{ème} modes sont des modes de translation.

3°/ Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

4°/ On doit retenir les 15 premiers modes, pour que le coefficient de participation massique atteigne les 90% (selon le RPA99).

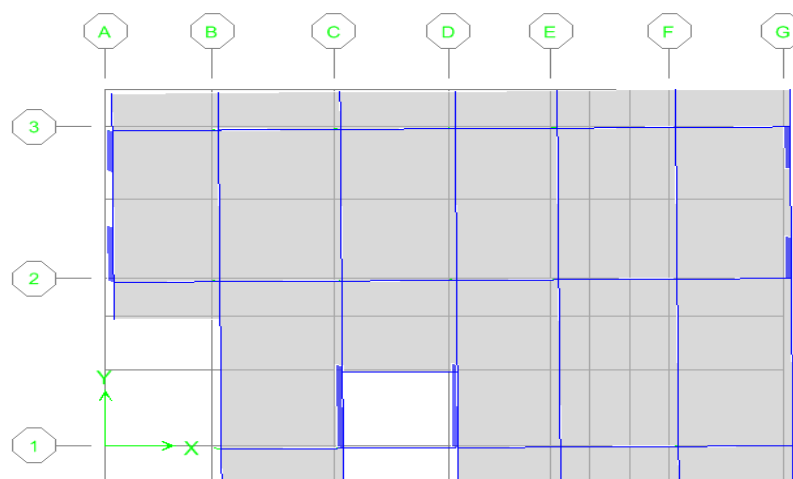


Figure IV. 5: 1er mode de translation.

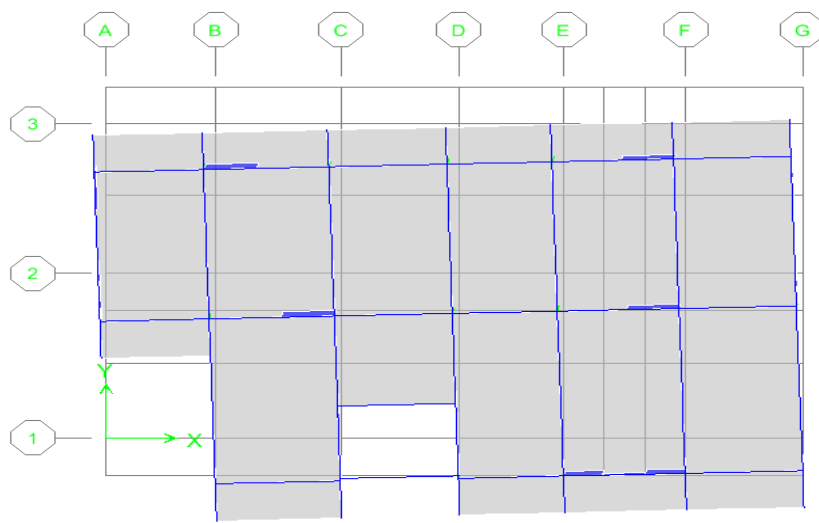


Figure IV. 6: 2eme mode de translation .

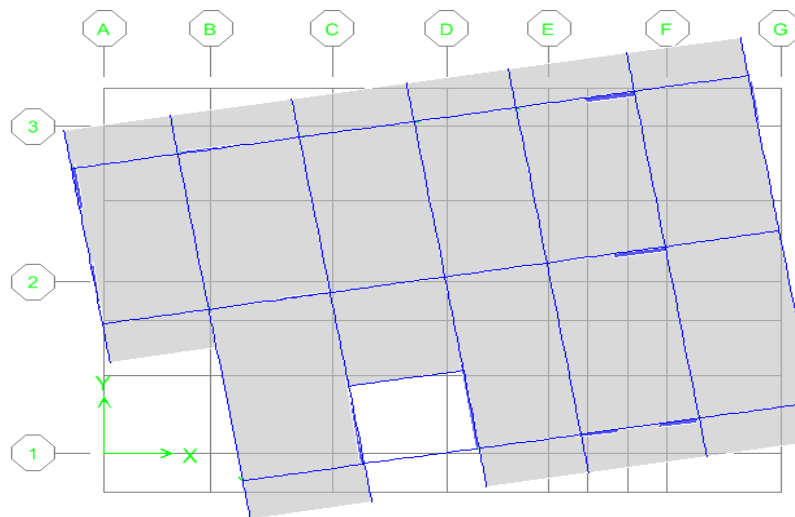


Figure IV. 7: 3eme mode de rotation.

- Selon le **RPA99V03** les valeurs de T_{dyn} calculées par l'ETABS ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques précédentes de plus de **30%**

$$T_{reg} = 1.3 T_{RPA}$$

$$T_{RPA} = \min \left\{ C_T h_N^{\frac{3}{4}} ; \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée en mètres a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par les tableaux 4-6 du RPA 99 / version 2003.

D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

❖ Pour le sens transversal

$$h_N = 36.89 \text{ m} ; C_T = 0,05 ; D = 11,73 \text{ m}$$

$$\text{Alors : } T = \min (0,75\text{s} , 0,97 \text{ s}) \rightarrow \text{Donc : } T_y = 0.75 \text{ s}$$

$$\text{On a : } T_2(S_3) = 0,5 \text{ s}$$

$$T_2 \leq T \leq 3\text{s} \Rightarrow D = 2.5\eta (T_2/T)^{2/3}$$

$$\text{Donc : } D_y = 1.55$$

❖ Pour le sens longitudinal

$$h_N = 36.89 \text{ m} ; C_T = 0,05 ; D = 20 \text{ m}$$

$$T = \min (0.75 \text{ s} ; 0.74 \text{ s}) \rightarrow \text{Donc : } T_x = 0,74\text{s}$$

$$\text{On a : } T_2(S_3) = 0,5 \text{ s}$$

$$T_2 \leq T \leq 3\text{s} \Rightarrow D = 2.5\eta (T_2/T)^{2/3}$$

$$\text{Donc : } D_x = 1.57$$

❖ Résumé des résultats

Paramètres	A	D_x	D_y	Q	R	W (KN)	Tx(s)	Ty(s)	η
Valeurs numériques	0.20	1.57	1.55	1,25	3.5	36245,34	0.74	0.75	0.816

$$V = \frac{A D Q}{R} \times W$$

$$V_T = \frac{0,2 \times 1,55 \times 1,25}{3,5} \times 36245,34 = 4012,87 \text{ KN}$$

$$V_L = \frac{0,2 \times 1,57 \times 1,25}{3,5} \times 36245,34 = 4064,66 \text{ KN}$$

IV.2.4. Vérification des exigences de RPA99/2003

❖ Résolution des forces sismiques de calcul (RPA99/version2003 (art 4.3.6))

L'une des premières vérifications préconisées par le RPA99/V2003 est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $r = 0.8V/V_t$

Tableau IV. 7: Vérification de l'effort tranchant à la base.

	V statique(KN)	V Dynamique(KN)	0.8% V _{stat}	0.8 V _{stat} < V _{dyn}
Sens X-X	4064,66	2701,66	3251,72	C.N.V
Sens y-y	4012,87	3155,39	3210,30	C.N.V

❖ Conclusion

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la méthode dynamique modale spectrale est inférieure à **80 %** de celle obtenue par la méthode statique équivalente.

$V_{dyn} > 0.8 V_{stat}$ C.N.V

Dons le RPA99/version2003 (art 4.3.6) : Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $r = 0.8V/V_t$

❖ Vérification des déplacements latéraux inter – étage

L'une des vérifications préconisées par le (RPA99version 2003), concerne les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon l'article (5.10 du RPA99version2003), l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\delta_x^k \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec:

$\bar{\Delta} = 0.01h_e$: le déplacement relatif admissible.

h_e : représente la hauteur de l'étage.

$$\delta_x^k = R \delta_{ex}^k \quad \text{et} \quad \delta_y^k = R \delta_{ey}^k$$

Où : $\Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1}$ et $\Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$

Δ_{ex}^k : Correspond au déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau $k-1$ dans le sens x-x (de la même manière on obtient Δ_{ey}^k).

$$\left. \begin{aligned} \delta_x^k &= R \delta_{ex}^k \\ \delta_y^k &= R \delta_{ey}^k \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{:Déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure} \\ \text{(Art.4-19. RPA 2003)} \end{array}$$

δ_{ex}^k : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x

(y compris l'effet de torsion), (de la même manière on obtient δ_{ey}^k).

R : Est le coefficient de comportement.

❖ Sens longitudinal

Tableau IV. 8: Déplacement inter-étage dans le sens XX .

NIVEAU	δ_{ex}^k (m)	R	δ_x^k (m)	δ_{ex}^{k-1} (m)	Δ_{ex}^k (m)	$\bar{\Delta}$ (m)	observation
NIVEAU11	0,0343	3,5	0,12005	0,10955	0,0105	0,0306	cv
NIVEAU10	0,0313	3,5	0,10955	0,0973	0,0123	0,0306	cv
NIVEAU9	0,0278	3,5	0,0973	0,08435	0,0130	0,0306	cv
NIVEAU8	0,0241	3,5	0,08435	0,07035	0,0140	0,0306	cv
NIVEAU7	0,0201	3,5	0,07035	0,05565	0,0147	0,0306	cv
NIVEAU6	0,016	3,5	0,05565	0,04	0,0144	0,0306	cv
NIVEAU5	0,0118	3,5	0,0413	0,02765	0,01365	0,0306	cv
NIVEAU4	0,0079	3,5	0,02765	0,01575	0,0119	0,0306	cv
NIVEAU3	0,0045	3,5	0,01575	0,0035	0,01225	0,0493	cv
NIVEAU2	0,001	3,5	0,0035	0,0014	0,0021	0,0306	cv
NIVEAU1	0,0004	3,5	0,0014	0	0,0014	0,0442	cv

❖ Sens transversale

Tableau IV. 9: Déplacement inter-étage dans le sens YY.

NIVEAU	δ_{ey}^k (m)	R	δ_y^k (m)	δ_{ey}^{k-1} (m)	Δ_{ey}^k (m)	$\bar{\Delta}$ (m)	observation
NIVEAU11	0,0256	3,5	0,0896	0,0819	0,0077	0,0306	cv
NIVEAU10	0,0234	3,5	0,0819	0,0735	0,0084	0,0306	cv
NIVEAU9	0,021	3,5	0,0735	0,0644	0,0091	0,0306	cv
NIVEAU8	0,0184	3,5	0,0644	0,05495	0,0095	0,0306	cv
NIVEAU7	0,0157	3,5	0,05495	0,0448	0,0102	0,0306	cv
NIVEAU6	0,013	3,5	0,0448	0,03	0,0102	0,0306	cv
NIVEAU5	0,0099	3,5	0,03465	0,02485	0,0098	0,0306	cv
NIVEAU4	0,0071	3,5	0,02485	0,0161	0,00875	0,0306	cv
NIVEAU3	0,0046	3,5	0,0161	0,00525	0,01085	0,0493	cv
NIVEAU2	0,0015	3,5	0,00525	0,0021	0,00315	0,0306	cv
NIVEAU1	0,0006	3,5	0,0021	0	0,0021	0,0442	cv

❖ **Commentaire**

On remarque que dans les deux sens les déplacements relatifs dus aux efforts sismiques sont inférieurs aux déplacements relatifs admissibles données par le **RPA**, donc la stabilité de l'ouvrage sous charges horizontales est assurée (*Art5.10 du RPA/ version 2003 est vérifiée*).

a) Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

La résultante des forces sismiques à la base **V** doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes : (*RPA99V2003 Art4.2.5*). [2]

$$V = F_t + \sum F_i$$

La force concentrée **F_t** au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : **F_t = 0,07 TV** où **T** est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de **F_t** ne dépassera en aucun cas **0,25 V** et sera prise égale à **0** quand **T** est plus petit ou égale à **0,7** secondes.

Avec :

F_t : la force concentrée au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration

$$F_t = \begin{cases} 0.07TV & \text{si } T > 0.7 \text{ sec} \\ 0 & \text{si } T \leq 0.7 \text{ sec} \end{cases}$$

T : est la période fondamentale de la structure.

La partie restante de **V** soit (**V - F_t**) doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Avec :

F_i : effort horizontal revenant au niveau **i**

h_i : niveau de plancher où s'exerce la force **F_i**

h_j : niveau de plancher quelconque

W_i, W_j : Poids revenant au planchers **i,j**

Dans notre cas : **T = 0.9224 s > 0.7s** donc : **F_t = 0,07 TV**

Les résultats des efforts sismiques sont donnés dans le tableau suivant :

✓ sens transversal

Tableau IV. 10: effort sismique pour chaque niveau dans y-y.

story	Wi	hi	Wi*hi	Vy	$\sum Wi*hi$	Vy - ft)*Wi*hi	Fi	Vk
story 11	2454,1922	36,89	90535,1503	3155,39	675800,004	267225786	395,421403	286,963146
story 10	2670,9343	33,83	90357,7074	3155,39	675800,004	266702041	394,646403	413,252535
story 9	2869,833	30,77	88304,7614	3155,39	675800,004	260642515	385,679955	599,549778
story 8	2884,1821	27,71	79920,686	3155,39	675800,004	235895871	349,061659	805,08592
story 7	2884,1821	24,65	71095,0888	3155,39	675800,004	209846020	310,514973	1045,62916
story 6	2910,0374	21,59	62827,7075	3155,39	675800,004	185443813	274,406351	1320,03551
story 5	2972,1778	18,53	55074,4546	3155,39	675800,004	162559121	240,543237	1630,55048
story 4	3041,9701	15,47	47059,2774	3155,39	675800,004	138901326	205,536142	1979,61214
story 3	3437,0963	12,41	42654,3651	3155,39	675800,004	125899678	186,297243	2365,2921
story 2	3865,6481	7,48	28915,0478	3155,39	675800,004	85346369,3	126,289388	2759,9385
story 1	4311,2575	4,42	19055,7582	3155,39	675800,004	56245446,4	83,2279463	3155,3599
somme			675800,004				2951,6247	
Ft=0,07 TV= 203,7352 KN								

✓ Sens longitudinal

Tableau IV. 11: effort sismique pour chaque niveau dans x-x.

story	Wi	hi	Wi*hi	VX	$\sum Wi*hi$	Vx- ft)*Wi*hi	Fi	Vk
story 11	2454,1922	36,89	90535,1503	2701,66	675800,004	228802242	338,565021	245,700865
story 10	2670,9343	33,83	90357,7074	2701,66	675800,004	228353805	337,901456	353,831506
story 9	2869,833	30,77	88304,7614	2701,66	675800,004	223165559	330,224264	513,341662
story 8	2884,1821	27,71	79920,686	2701,66	675800,004	201977156	298,871197	689,324418
story 7	2884,1821	24,65	71095,0888	2701,66	675800,004	179672930	265,867016	895,280711
story 6	2910,0374	21,59	62827,7075	2701,66	675800,004	158779439	234,950337	1130,23105

story 5	2972,1778	18,53	55074,4546	2701,66	675800,004	139185263	205,956292	1396,09806
story 4	3041,9701	15,47	47059,2774	2701,66	675800,004	118929147	175,982756	1694,96926
story 3	3437,0963	12,41	42654,3651	2701,66	675800,004	107796965	159,510157	2025,19352
story 2	3865,6481	7,48	28915,0478	2701,66	675800,004	73074687,1	108,13064	2363,09498
story 1	4311,2575	4,42	19055,7582	2701,66	675800,004	48158093,1	71,2608654	2701,66
somme			675800,004				2527,22	
Ft=0,07 TV= 174,440 KN								

b) Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ : (RPA 99/V 2003. Art5-9)

Les effets du 2^{ème} ordre ou (effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments qui satisfont la condition suivante à tous les niveaux.

$$\theta_K = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1$$

Avec :

P_K : le poids total de la structure et de charges d'exploitation associés au-dessus du niveau (K)

$$Tel\ que : P_k = \sum_{i=k}^N (W_{gi} + \beta W_{gi})$$

V_K : l'effort tranchant d'étage au niveau(K)

Δ_K : déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau (K+1).

h_K : hauteur d'étage K.

- Si $\theta_K < 0,1$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.
- Si $0,1 < \theta_K < 0,2$: il faut augmenter l'effet de action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1 - \theta_K)$
- Si $\theta_K > 0,2$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

❖ Sens longitudinal

Tableau IV. 12: Vérification de l'effet P- Δ sens Y-Y.

Story	P_k	$\Delta k_y(m)$	$h_k(m)$	V_{ky}	θ_{ky}	< 0.1
STORY 11	2813,68	0,0077	3,06	286,963146	0,02467277	cv
STORY 10	5578,79	0,0084	3,06	413,252535	0,03705803	cv
STORY 9	8515,83	0,0091	3,06	599,549778	0,04223979	cv
STORY 8	11452,88	0,0095	3,06	805,08592	0,04416464	cv
STORY 7	14389,93	0,0102	3,06	1045,62916	0,04587327	cv
STORY 6	17392	0,0102	3,06	1320,03551	0,04391801	cv
STORY 5	20466,75	0,0098	3,06	1630,55048	0,04019937	cv
STORY 4	23621,82	0,00875	3,06	1979,61214	0,03412085	cv
STORY 3	27473,19	0,01085	4,93	2365,2921	0,02556272	cv
STORY 2	31427,96	0,00315	3,06	2759,9385	0,01172211	cv
STORY 1	36245,34	0,0021	4,42	3155,3599	0,00545758	cv

❖ Sens transversale

Tableau IV. 13: Vérification de l'effet P- Δ sens X-X.

Story	P_k	$\Delta k_x(m)$	$h_k(m)$	V_{kx}	θ_{kx}	< 0.1
STORY 11	2813,68	0,0105	3,06	245,700865	0,03929487	cv
STORY 10	5578,79	0,0123	3,06	353,831506	0,06337635	cv
STORY 9	8515,83	0,013	3,06	513,341662	0,07047619	cv
STORY 8	11452,88	0,014	3,06	689,324418	0,07601471	cv
STORY 7	14389,93	0,0147	3,06	895,280711	0,07721388	cv
STORY 6	17392	0,0144	3,06	1130,23105	0,07241414	cv
STORY 5	20466,75	0,01365	3,06	1396,09806	0,06539495	cv
STORY 4	23621,82	0,0119	3,06	1694,96926	0,05419723	cv
STORY 3	27473,19	0,01225	4,93	2025,19352	0,0337079	cv
STORY 2	31427,96	0,0021	3,06	2363,09498	0,0091271	cv
STORY 1	36245,34	0,0014	4,42	2701,66	0,0042494	cv

• **Commentaire**

On constate que θ_{KX} et θ_{KY} sont inférieurs à **0,1**.

Donc: l'effet **P-Delta** peut être négligé pour le cas de notre structure.

c) Vérification au renversement : (RPA99/VERS03 Art.5.5.)

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement.

- ✓ Le moment de renversement, M_r , qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol fondation.
- ✓ Le moment de résistant ou de stabilité, M_s , sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction ($M_s > M_r$).

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{\text{Renversement}} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i \\ M_{\text{stabilisateur}} = M_{W/O} = \sum W_i \times b_i \end{array} \right.$$

il faut vérifier que : $\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$

M_s : moment stabilisant qui tient compte du poids de la structure.

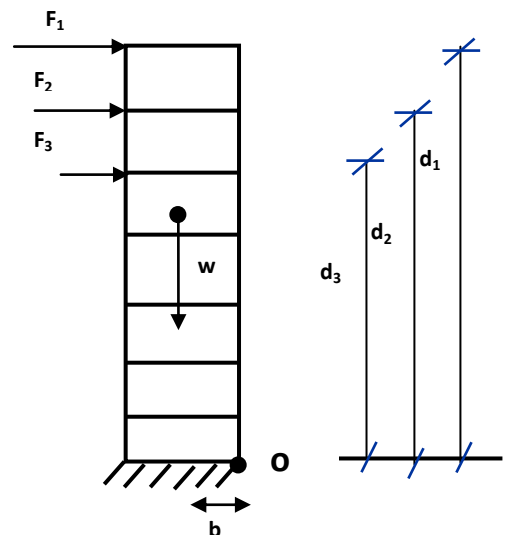
M_r : moment de renversement.

F_i : efforts sismique appliqués à chaque étage.

d_i : la hauteur de niveau **i** mesuré a partir de la base

b_i : Bras de levier de niveau **i**.

W_i : poids de niveau **i**.



❖ Sens YY'

NIVEAU	Fi	di(m)	(di*Fi)
NIVEAU 11	395,421403	36,89	14587,0956
NIVEAU 10	394,646403	33,83	13350,8878
NIVEAU 9	385,679955	30,77	11867,3722
NIVEAU 8	349,061659	27,71	9672,49857
NIVEAU 7	310,514973	24,65	7654,19408
NIVEAU 6	274,406351	21,59	5924,43312
NIVEAU 5	240,543237	18,53	4457,26618
NIVEAU 4	205,536142	15,47	3179,64412
NIVEAU 3	186,297243	12,41	2311,94879
NIVEAU 2	126,289388	7,48	944,644622
NIVEAU 1	83,2279463	4,42	367,867523
SOMME	2951,6247	/	74317,8526

❖ Sens XX'

NIVEAU	Fi	di(m)	(di*Fi)
NIVEAU 11	338,565021	36,89	12489,6636
NIVEAU 10	337,901456	33,83	11431,2063
NIVEAU 9	330,224264	30,77	10161,0006
NIVEAU 8	298,871197	27,71	8281,72087
NIVEAU 7	265,867016	24,65	6553,62194
NIVEAU 6	234,950337	21,59	5072,57778
NIVEAU 5	205,956292	18,53	3816,37009
NIVEAU 4	175,982756	15,47	2722,45324
NIVEAU 3	159,510157	12,41	1979,52105
NIVEAU 2	108,13064	7,48	808,817187
NIVEAU 1	71,2608654	4,42	314,973025
SOMME	2527,22	/	63631,9257

Calcul du centre de gravité de la structure

NIVEAU	Xi	Yi	Mi	Mi*Xi	Mi*Yi	Xg	Yg
NIVEAU 11	10,223	5,842	250,1725	2557,51347	1461,50775		
NIVEAU 10	10,219	5,684	272,2665	2782,29136	1547,56279		
NIVEAU 9	10,279	5,925	292,5416	3007,03511	1733,30898		
NIVEAU 8	10,305	5,952	294,0043	3029,71431	1749,91359		
NIVEAU 7	10,305	5,952	294,0043	3029,71431	1749,91359	10,3082371	6,0216206
NIVEAU 6	10,306	5,954	296,6399	3057,17081	1766,19396		
NIVEAU 5	10,306	5,957	302,9743	3122,45314	1804,81791		
NIVEAU 4	10,307	5,961	310,0887	3196,08423	1848,43874		
NIVEAU 3	10,299	5,915	350,3666	3608,42561	2072,41844		
NIVEAU 2	10,237	6,311	394,0518	4033,90828	2486,86091		
NIVEAU 1	10,511	6,449	439,4758	4619,33013	2834,17943		
somme			3496,5863	36043,6408	21055,1161		

$$\left\{ \begin{array}{l} b_x = L_x - X_G = 20 - 10,30 = 9,7 \text{ m} \\ b_y = L_y - Y_G = 11,73 - 6,06 = 5,67 \text{ m} \end{array} \right.$$

Tableau IV. 14: Vérification du renversement.

	W	B	Ms	Mr	Ms/Mr	Observation
x-x	36245,34	9,7	351579.798	63631,9257	5,525	>1,5 C.V
y-y	36245,34	5,67	205511.077	74317,8526	2,76	>1,5 C.V

➤ *Commentaire*

- Par suit des résultats obtenus dans cette étude dynamique et sismique, on peut dire que notre bâtiment est stable et peut résister aux différents chocs extérieur, tel que le séisme après un ferrailage correct.
- L'ouvrage est donc stable au renversement ($M_s > 1,5 M_r$). De plus le poids des fondations et la butée par les terres le rendent encore plus stable.

d) Vérification des sollicitations normales : (RPA99/V2003.Art7.4.3.1)

Outre les vérifications prescrites par le **C.B.A** et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, La vérification s'effectue par la formule suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.30$$

Avec :

N_d : Désigne l'effort normal de compression de calcul s'exerçant sur la section de béton sous la combinaison sismique la plus défavorable .

Dans notre cas la combinaison sismique qui donne l'effort de compression la plus défavorable est $G+Q+E_{YMIN}$

B_c : est la section brute du poteau.

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton.

On fait la vérification pour les poteaux les plus défavorables, les résultats obtenus sont résumée dans le tableau suivant :

Tableau IV. 15: Vérification de l'effort normal.

Niveau	Poteau	Section	N (KN)	v	Observation
Niveau 1	C13	65X65	2623,57	0,24838533	≤ 0.3 C.V
Niveau 2	C13	60X60	2509,42	0,27882444	≤ 0.3 C.V
Niveau 3	C16	60X60	2603,72	0,28930222	≤ 0.3 C.V
Niveau 4	C16	55X55	1823,97	0,24118612	≤ 0.3 C.V
Niveau 5	C16	50X50	1170,69	0,1873104	≤ 0.3 C.V
Niveau 6	C9	45X45	922,62	0,18224593	≤ 0.3 C.V
Niveau 7	C12	40X40	745,72	0,18643	≤ 0.3 C.V
Niveau 8	C12	40X40	590,55	0,1476375	≤ 0.3 C.V
Niveau 9	C12	40X40	437,26	0,109315	≤ 0.3 C.V
Niveau 10	C13	40X40	342,54	0,085635	≤ 0.3 C.V
Niveau 11	C13	40X40	171,22	0,042805	≤ 0.3 C.V

❖ **Commentaire**

Toutes les conditions sont satisfaites donc on garde les mêmes sections des poteaux (pas d'augmentation des sections).

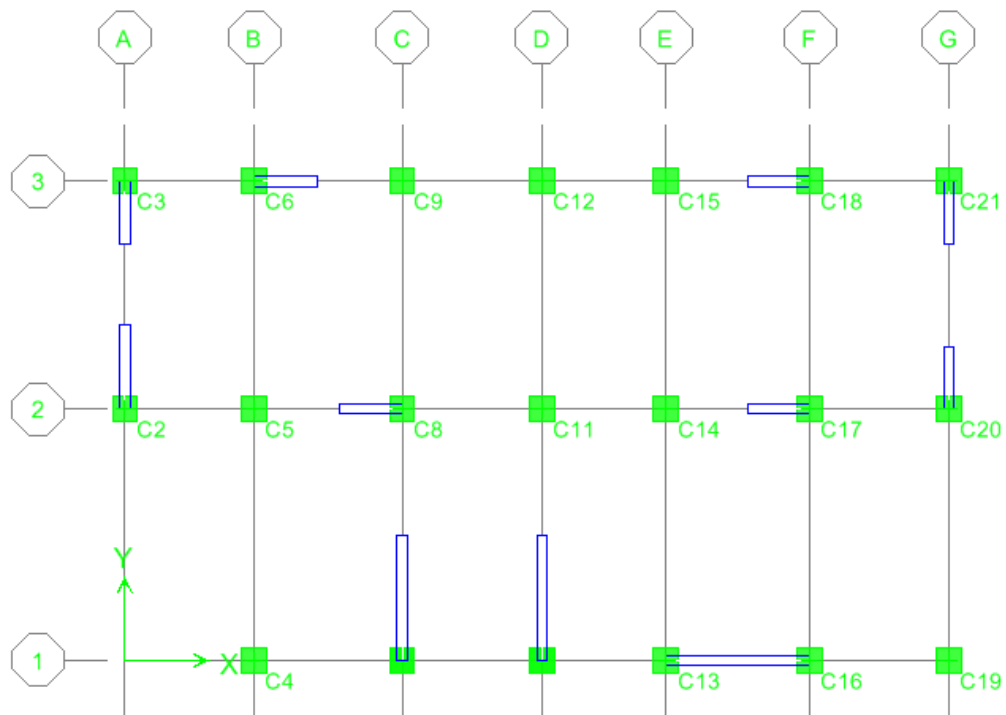


Figure IV. 8: La disposition des poteaux.

Conclusion

Toutes les conditions imposées par le règlement parasismique algérien sont vérifiées donc nous pouvons dire que la variante que nous avons fixée, après un calcul adéquat des éléments porteurs, pourra être satisfaisante pour résister à l'action sismique.

***Chapitre V : Etude des éléments
principale***

V. Introduction

Après avoir calculé les sollicitations, nous entamons la détermination des sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments porteurs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles de calcul du béton armé (**CBA 93, BAEL et RPA 99/ V.2003**).

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont :

- Les poteaux qui sont soumis à la flexion composée dans les deux plans.
- Les poutres qui sont soumises à la flexion simple dans un plan.
- Les voiles qui sont soumis à la flexion composée dans un seul plan.

V.1.Ferraillage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens que ce soit dans le sens longitudinal ou transversal donc les poteaux sont sollicités en flexion composée.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « **ELU** » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et ce dans les situations suivantes

- **Caractéristiques des matériaux**

Tableau V. 1: Caractéristiques mécanique des matériaux

Situation	Béton				Acier		
	γ_b	F_{c28} (MPa)	θ	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	1	14,17	1,15	400	348
accidentelle	1,15	25	0,85	21,7	1	400	400

V.1.1. Les combinaisons des charges

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- ❖ **Selon BAEL91** : (Situations durables)

$$ELU : \begin{cases} 1,35G+1,5Q \\ G+Q \end{cases}$$

❖ Selon RPA99 : (situations accidentelle)

$$\text{ELS} \quad \begin{cases} G+Q\pm E \\ 0,8G\pm E. \end{cases}$$

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Chacun des trois cas de sollicitation donne une section d'acier. La section finale choisie correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable).

NB

- ✓ L'ETABS donne les efforts de compression avec un signe négatif et les efforts de traction avec un signe positif donc pour faire les calculs on doit renverser les signes des efforts.

V.1.2. Calcul des armatures

Le calcul des armatures sera effectuer par zone, elles seront définies comme suit :

- **Zone 1** : S.SOL1 pour les poteaux de dimensions **(65X65)**
- **Zone 2** :S.SOL2 et RDC étage pour les poteaux de dimensions **(60X60)**
- **Zone 3** : 1^{eme} étage pour les poteaux de dimensions **(55X55)**
- **Zone 4** : 2^{eme} étage pour les poteaux de dimensions **(50X50)**
- **Zone 5** : 3^{eme} étage pour les poteaux de dimensions **(45X45)**
- **Zone 6**: 4^{eme} et 5^{eme} et 6^{eme} et 7^{eme} et 8^{eme} étage pour les poteaux de dimensions **(40X40)**

Les sollicitations dans chaque zone sont obtenues par le logiciel *ETABS*, puis elles seront triées par *EXCEL* pour avoir les valeurs les plus grandes ou les plus petites selon le cas voulu.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V. 2: Sollicitations les plus défavorables dans les poteaux.

Niveau		Nmin	Nmax	Mmax
Zone 1	combinaison	0.8GEY	ELU	GQEY
	N (KN)	1784.36	-3066.71	-133.74
	M (KN,m)	30.112	-57.535	88.236
Niveau		Nmin	Nmax	Mmax
Zone 2	combinaison	0,8GEX	ELU	GQEX
	N (KN)	1815.18	-3076.98	-1674.19
	M (KN,m)	17.488	-72.447	-211.713
Niveau		Nmin	Nmax	Mmax
Zone 3	combinaison	0,8GEX	ELU	GQEY
	N (KN)	936.49	-2115.43	1218.74
	M (KN,m)	16.857	-69.812	-218.024
Niveau		Nmin	Nmax	Mmax
Zone 4	combinaison	0,8G Ey	ELU	GQEY
	N (KN)	459.53	-1439	-1004.07
	M (KN,m)	5.115	20.787	-178.881
Niveau		Nmin	Nmax	Mmax
Zone 5	combinaison	0,8G Ey	ELU	GQEY
	N (KN)	277.52	-1221.37	-804.29
	M (KN,m)	16.282	18.031	-158.617
Niveau		Nmin	Nmax	Mmax
Zone 6	combinaison	0,8G EX	ELU	GQEX
	N (KN)	231.03	-1010.46	-271.02
	M (KN,m)	12.8	14.554	126.888

V.1.3. Calcul des armatures longitudinales

a) Ferrailage minimum d'après le CBA93

❖ Condition de non fragilité

$$A_{CNF} \geq \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e}$$

❖ **Recommandations du «BAEL91»**

$$\begin{cases} A_{\min} = \max\left(4\text{cm}^2 / \text{ml}, \frac{2B}{1000}\right) \\ A_{\max} = \frac{5B}{100} \end{cases}$$

B : section du béton (b × h.)

b) Recommandations du «RPA 99/v.2003»

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- ✓ Le pourcentage minimal des armatures longitudinales sera de **0.8%** (zone IIa).
- ✓ Ferrailage maximum sera de :
4% en zone courante et **6%** en zone de recouvrement.

- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de **40Φ** (zone IIa)
- ✓ La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser **20cm** (zone IIa).
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- ✓ $h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right)$
- ✓ Le diamètre minimum est de **12 mm**

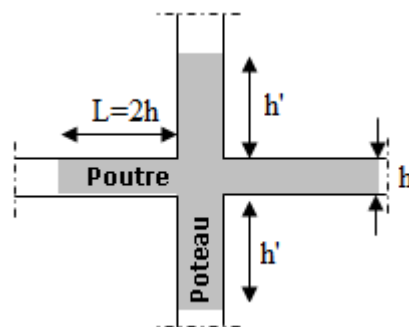


Tableau V. 3: ferrailage maximal et minimale.

Section	BAEL		CBA	RPA		
	A _{min}	A _{max}	A _{cnf}	A _{max} zone cour	A _{max} zone rec	A _{min}
65x65	8.45	211.25	4.59	169	253.5	33.8
60x60	7.2	180	3.91	144	216	28.8
55x55	6.05	151.25	3.29	121	181.5	24.2
50x50	5	125	2.72	100	150	20
45x45	4.05	101.25	2.2	81	121.5	16.2
40x40	4	80	1.74	64	96	12.8

V.1.4. Calcul du ferrailage en flexion composée

❖ **Calcul du centre de pression**

Deux cas peuvent se présenter $N \longrightarrow e_u = \frac{M_u}{N_u}$

a) Section partiellement comprimée (S.P.C)

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

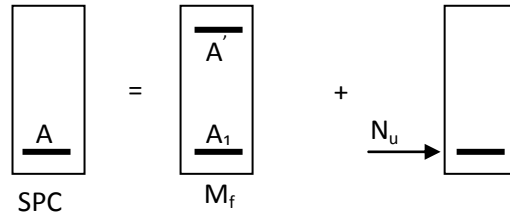
$$e_u > \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$N_u (d - c') - M_f \leq (0,337h - 0,81c) b h f_{bu}$$

Avec :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

M_f : Moment fictif.



❖ **Calcul des armatures**

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}}$$

On constate trois cas :

1. Si $\mu < \mu_l$ donc la section sera armée par des armatures tendues :

$U_{bu} < 0.275$ méthode simplifier

$$z = d(1 - 0.6U_{bu})$$

$$A_s = \frac{M}{Z \cdot \sigma_s}$$

En flexion composée les armatures réelles sont :

$$A_1 = 0 ; A_2 = A_s \pm \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

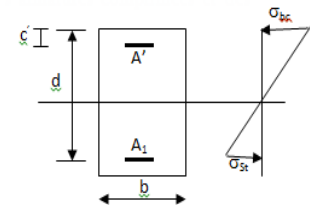
2. Si $\mu_l < \mu < 0.667$ donc la section sera armée par des armatures comprimées et des armatures tendues :

$$A_s = 0.8abd \frac{f_{bc}}{\sigma_{su}}$$

$$A'_s = \beta'_u bd \frac{f_{bc}}{\sigma_{su}}$$

En flexion composée les armatures réelles sont :

$$A_1 = A'_s$$



$$A_2 = A_s \pm \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

3. Si $\mu > 0.667$ dans ce cas les calculs conduisent généralement à des sections d'armatures qu'il est très difficile de placer dans la section de béton qui est ainsi trop petit pour supporter correctement le moment de flexion, il est donc beaucoup plus judicieux d'augmenter la section de béton pour que le moment réduit devienne inférieur à 0.667.

b) Section entièrement comprimée (S.E.C)

La section est entièrement comprimée si la condition suivante est vérifiée :

- ✓ $e_u \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$
- ✓ $N_u (d - c') - M_f > \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bu}$

Deux cas peuvent se présenter :

1. Si : $\left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bu} < N_u (d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bu}$

Les sections d'armatures sont : $A_1 = \frac{N - 100 \Psi bh f_{bu}}{100 \sigma_s}$; $A_2 = 0$

Avec : $\left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b x h x 2 f_{bu} < N_u (d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) b x h x 2 f_{bu}$

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{bh^2 f_{bu}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

2. Si $N_u (d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bu}$

Les sections d'armatures sont : $A_1 = \frac{M_f - (d - 0.5h) bh f_{bu}}{(d - c') \sigma_s}$; $A_2 = \frac{N - bh f_{bu}}{\sigma_s} - A_1$

Remarque : Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle \Rightarrow compression pure), le calcul se fera à l'état

limite de stabilité de forme et la section d'armature sera $A = \frac{N_u - B f_{bu}}{\sigma_s}$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier.

$$A_{fc} = \max (A_{\min BAEL} ; A_{\min RPA} ; A_{\text{cal}})$$

Tableau V. 4: Tableau récapitulatif de calcul de ferrailage longitudinal des poteaux.

Niveau	N (KN)	M (KN.m)	Section	A _{cal}	A _{CNF}	A _{RPA}	Choix des barres	A _{Sadop}
			(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)		
Zone 1	N _{max} =-3066.71	M _{cor} = -57.535	65x65	0	4.59	33.8	4HA25+8 HA16	35.74
	N _{min} = 1784.36	M _{cor} = 30.112		23.54				
	N _{cor} =-133.74	M _{max} = 88.236		1.84				
Zone 2	N _{max} =-3076.98	M _{cor} = -72.447	60x60	0	3.91	28.8	4HA25+8 HA16	35.74
	N _{min} = 1815.18	M _{cor} = 17.488		23.47				
	N _{cor} =-1674.19	M _{max} =-211.713		0				
Zone 3	N _{max} =-2115.43	M _{cor} =-69.812	55x55	0	3.29	24.2	4HA20+8 HA16	28.65
	N _{min} = 936.49	M _{cor} =16.857		12.53				
	N _{cor} =1218.74	M _{max} =-218.024		25.92				
Zone 4	N _{max} =-1439	M _{cor} = 20.787	50x50	0	2.72	20	4HA16+8 HA14	20.36
	N _{min} = 459.53	M _{cor} = 5.115		6.02				
	N _{cor} = -1004.07	M _{max} =-178.881		0				
Zone 5	N _{max} =-1221.37	M _{cor} = 18.031	45x45	0	2.2	16.2	12HA14	18.47
	N _{min} = 277.52	M _{cor} =16.282		4.46				
	N _{cor} =-804.29	M _{max} = -158.617		0.85				
Zone 6	N _{max} =-1010.46	M _{cor} =14.554	40x40	0	1.74	12.8	4HA14+8 HA12	15.21
	N _{min} =231.03	M _{cor} =12.8		3.78				
	N _{cor} =-271.02	M _{max} =126.888		5.76				

❖ La longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de : L_r= 40Φ (zone IIa).

Pour :

- ✓ HA25.....L_r= 100cm
- ✓ HA20.....L_r= 80cm
- ✓ HA16.....L_r= 64cm
- ✓ HA14.....L_r= 56cm

✓ HA12.....L_r= 48cm

V.1.5. Calcul des Armatures transversales

Selon le RPA les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule

suivante :
$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

H: hauteur totale de la section brute.

f_e: contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

t : est l'espacement des armatures transversales.

ρ_a: est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égale:

$$\begin{cases} \rho_a = 2,5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \implies \lambda_g \text{ (L'élancement géométrique du poteau)} = \left[\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right]$$

➤ **Espacement des armatures transversales :(Art7.4.2.2.RPA99/V2003)**

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : t ≤ min (15 cm ; 10φ_l)en zone IIa
- Dans la zone courante : t' ≤ 15φen zone IIa

Où φ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité minimale des armatures transversales est obtenue par $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ est donnée comme

suit :

- 0,3 % si λ_g ≥ 5
- 0,8 % si λ_g ≤ 3
- Si 3 < λ_g < 5 : interpoler entre les valeurs limites précédentes.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de 10 φ_t.

Tableau V. 5: Tableau de calcul des armatures transversales.

Poteau	$V_u(kN)$	λ	ρ_a	Zone	$A_t cm^2$	Choix	A_{ado}	$\frac{A_t}{t.b} \%$	Vérificat
65x65	57.45	4.76	3.75	Courant(t=12cm)	0.99	4HA8	2.01	0.38	0.3
				Nodal (t =10cm)	0.82	4HA8	2.01	0.46	0.3
60x60	31.91	5.75	2.5	Courant (t=12cm)	0.39	4HA8	2.01	0.41	0.3
				Nodal (t =10 cm)	0.33	4HA8	2.01	0.50	0.3
55x55	18.69	3.89	3.75	Courant (t=12cm)	0.38	4HA8	2.01	0.45	0.3
				Nodal (t =10 cm)	0.31	4HA8	2.01	0.54	0.3
50x50	18.60	4.28	3.75	Courant (t=12cm)	0.41	4HA8	2.01	0.50	0.3
				Nodal (t =10 cm)	0.34	4HA8	2.01	0.604	0.3
45x45	17.54	4.76	3.75	Courant (t=12cm)	0.43	4HA8	2.01	0.55	0.3
				Nodal (t =10 cm)	0.36	4HA8	2.01	0.67	0.3
40x40	17.30	5.35	2.5	Courant (t=12cm)	0.32	4HA8	2.01	0.62	0.3
				Nodal (t =10 cm)	0.27	4HA8	2.01	0.755	0.3

V.1.6. Vérification à l'ELU

❖ **Vérification de l'effort tranchant : (BAEL 91 Art 7.4.3.1)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\} = 3.33 \text{ Mpa}$$

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL 91 Art 7.4.3.2)**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_u < \tau_{bu} = \rho_d f_{c28} ; \rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{dans le cas contraire} \end{cases}$$

Tableau V. 6: Vérification de la contrainte de cisaillement.

poteaux	Vu (KN)	τ_u	ρ_d	τ_{bu}	$\bar{\tau}_u$	vérification
65x65	57.45	0.07	0.04	1	3.33	CV
60x60	31.91	0.23	0.075	1.875	3.33	CV
55x55	18.69	0.38	0.04	1	3.33	CV
50x50	18.60	0.54	0.04	1	3.33	CV
45x45	17.54	0.59	0.04	1	3.33	CV
40x40	17.30	0.57	0.075	1.875	3.33	CV

V.1.7. Vérifications à l'ELS

Pour une section entièrement comprimée la vérification à l'ELS s'effectue comme suit :

❖ **Calcul de l'aire de la section homogène**

$$S = bh + 15(A_1 + A_2)$$

❖ **Calcul de la position de l'axe neutre**

$$X_G = 15 \frac{A_1 \left(\frac{h}{2} - d'\right) - A_2 \left(d - \frac{h}{2}\right)}{bh + 15(A_1 + A_2)}$$

❖ **Calcul de l'inertie de la section homogène :**

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15 \left[A_1 \left(\frac{h}{2} - d' - X_G\right)^2 + A_2 \left(d - \frac{h}{2} + X_G\right)^2 \right]$$

❖ **Calcul des contraintes dans le béton :**

Donc les contraintes dans la fibre inférieure et supérieure de béton sont :

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}(e_{ser} - X_G) \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e_{ser} - X_G) \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I}$$

Avec : $e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$

Pour les poteaux la fissuration est considérée comme peu nuisible, donc la seule vérification à faire est la contrainte du béton :

$$\sigma_{inf} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$$

$$\sigma_{sup} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$$

Tableau V. 7: Vérification de la contrainte de béton.

Section	$N_{ser,max}$	$M_{ser,corr}$	e_{ser}	σ_{inf}	σ_{sup}	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	observation
65x65	-1642.02	6.506	0.0036	3.31	3.4	15	CV
60x60	-1397.59	31.222	0.022	2.65	3.89	15	CV
55x55	-1209.89	16.188	0.0133	2.4	4.75	15	CV
50x50	-1045.86	15.296	0.014	3.26	4.57	15	CV
45x45	-887.68	13.3	0.014	2.27	5.16	15	CV
40x40	-734.45	10.753	0.015	2.96	5.88	15	CV

NB : Les fissurations étant peu nuisible, aucune vérification sur la contrainte d'acier n'est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d'acier).

V.1.8. Schéma de ferrailage

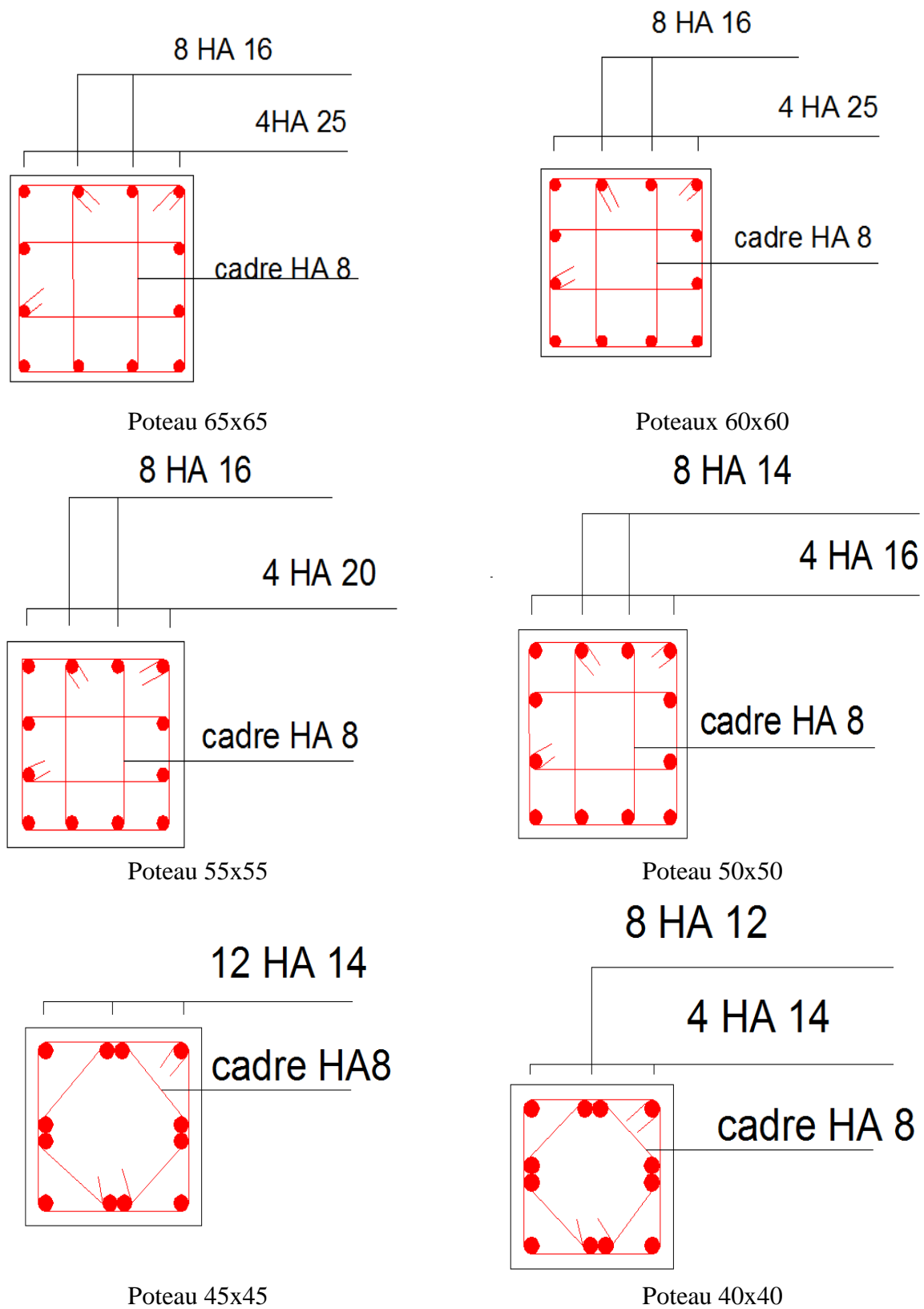


Figure V. 1: Schéma de ferrailage des poteaux.

V.2.FERAILLAGE DES POUTRES

V.2.1. Introduction

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts du plancher vers les poteaux. Elles sont sollicitées par un moment fléchissant et un effort tranchant. Leur ferrailage donc sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime (ELU), puis vérifiées à l'état limite de service (ELS), suivant les recommandations du **RPA 99/version 2003**.

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par l'**ETABS**, qui résultent des combinaisons les plus défavorables, présenté par le **RPA** et le **BAEL 91** :

Tableau V. 8: combinaisons de charges.

	Selon BAEL 91	Selon le RPA
E.L. U	$1.35G + 1.5Q$	$G + Q \pm E$
E.L. S	$G + Q$	$0.8G \pm E$

V.2.2. Recommandation du RPA 99(V2003)

a) Armatures longitudinales

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- ✓ Le pourcentage totale maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en Zone courante.
 - 6% en Zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de :
 - 40ϕ : En zone IIa.
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .
- ✓ Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appuis.

b) Armatures transversales

- ✓ La quantité des armatures transversales minimales est de : $A_t = 0.003.S.b$
- ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 - Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires : minimum est de $(h/4, 12\phi)$;
 - En dehors de la zone nodale : $s \leq h/2$.

- ✓ La valeur du diamètre ϕ_1 des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé.
- ✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Les moments max au niveau des appuis sont donnés par les combinaisons sismiques donc le calcul des armatures se fera en situation accidentelle, par contre ceux de travées sont donnés par les combinaisons statiques donc le calcul des armatures se fera en situation durable.

V.2.3. Caractéristiques des poutres et des matériaux qui les constituent

Tableau V. 9: caractéristiques des poutres .

	h (cm)	b (cm)	C (cm)	d (cm)	f c28 (Mpa)	f e (Mpa)	Fissuration
Poutre principale	60	30	3	57	25	400	Peu préjudiciable
Poutre secondaire	35	30	3	32	25	400	Peu préjudiciable

❖ **Exemple de calcul**

On va prendre comme exemple de calcul les poutres principales du s.sol jusqu'au dernier étage.

V.2.4. Des armatures longitudinales

❖ **Ferraillage en travée**

$\theta = 1 ; \quad \gamma_b = 1,5 ; \quad \gamma_s = 1,15$

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.17 \text{ MPa} \quad \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$M_{u \max} = 105.69 \text{ KN.m}$

- *calcul moment réduit :*

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{105690000}{300 \times 570^2 \times 14.17} = 0.076 \quad \mu_u < \mu_1 = 0.371$$

Pas d'armatures comprimé $A_s = 0$

On utilise la méthode simplifiée

$$z = d(1 - 0.6 \mu_{bu}) = 570(1 - 0.6 \times 0.076) = 543.83 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{105.69 \times 10^6}{543.83 \times 348} = 5.56 \text{ cm}^2$$

❖ Ferrailage au niveau des appuis

$$\theta = 0,85 ; \quad \gamma_b = 1,15 ; \quad \gamma_s = 1$$

a) Armatures supérieures

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 21,74 \text{ MPa} \sigma_s = 400 \text{ Mpa}$$

$$M_{u \max} = 555,63 \text{ KN.m}$$

calcul moment réduit :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{555,63 \times 10^6}{300 \times 570^2 \times 21,74} = 0,26 \quad \mu_u < \mu_l = 0,371$$

Pas d'armatures comprimé $A_s = 0$

On utilise la méthode simplifiée

$$z = d(1 - 0,6 \mu_{bu}) = 570(1 - 0,6 \times 0,26) = 481,08 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{555,63 \times 10^6}{481,08 \times 400} = 29,04 \text{ cm}^2$$

b) Armatures inférieures

$$\theta = 0,85 ; \quad \gamma_b = 1,15 ; \quad \gamma_s = 1$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 21,74 \text{ MPa} \sigma_s = 400 \text{ Mpa}$$

$$M_{u \max} = 543,53 \text{ KN.m}$$

calcul moment réduit :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{543,53 \times 10^6}{300 \times 570^2 \times 21,74} = 0,256 \quad \mu_u < \mu_l = 0,371$$

Pas d'armatures comprimé $A_s = 0$

On utilise la méthode simplifiée

$$z = d(1 - 0,6 \mu_{bu}) = 570(1 - 0,6 \times 0,256) = 482,448 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{543,53 \times 10^6}{482,448 \times 400} = 28,26 \text{ cm}^2$$

❖ Vérification

❖ Condition de non fragilité (BAEL91)

$$✓ \text{ Poutre principale : } A_{min} \geq 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,06 \text{ cm}$$

$$✓ \text{ Poutre secondaire : } A_{min} \geq 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,15 \text{ cm}$$

❖ Pourcentage exigé par RPA99/v.2003

$$✓ \text{ Poutres principales}$$

$$A_{s \text{ RPAmin}} = 0,005 \times 30 \times 60 = 9 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\ RPA_{max}} = 0,04 \times 30 \times 60 = 72\text{ cm}^2 \quad (\text{Zone courante})$$

$$A_{s\ RPA_{max}} = 0,06 \times 30 \times 60 = 108\text{ cm}^2 \quad (\text{Zone de recouvrement})$$

✓ **Poutres secondaires**

$$A_{s\ RPA_{min}} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5.25\text{ cm}^2$$

$$A_{s\ RPA_{max}} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42\text{ cm}^2 \quad (\text{Zone courante})$$

$$A_{s\ RPA_{max}} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63\text{ cm}^2 \quad (\text{Zone de recouvrement})$$

❖ **Longueur de recouvrement**

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 40\Phi$

Diamètre ϕ (mm)	Longueur L (cm)= 40ϕ
ϕ 14	56
ϕ 16	64
ϕ 20	80
ϕ 25	100

V.2.5. Ferrailage longitudinal des poutres

Le ferrailage des poutres principales et secondaires est résumé dans les tableaux suivants :

❖ **Ferrailage des poutres secondaire**

Tableau V. 10: Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres secondaires.

Poutre	M (KN.m)		As (cm ²)	As' (cm ²)	A _{min} ^{RPA} (cm ²)	A _{CNF} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Choix des barres		
	Sur appuis	Inf								
PS (30x35)	Lie aux voiles	Sur appuis	Sup	212.57	20.92	0	5.25	1.15	21.01	2HA20+3HA25
		Sur appuis	Inf	185.94	17.57	0	5.25	1.15	21.01	2HA20+3HA25
			En travée		67.83	6.68	0	5.25	1.15	21.01
	NON lie aux voiles	Sur appuis	Sup	155.64	14.13	0	5.25	1.15	15.46	3HA16+3HA20
		Sur appuis	Inf	151.41	13.67	0	5.25	1.15	15.46	3HA16+3HA20
			En travée		51.98	5	0	5.25	1.15	15.46

❖ Ferrailage des Poutre principal

Tableau V. 11: Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres principales.

Poutre		M (KN.m)			As (cm ²)	As' (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{CNF} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Choix des barres
PP(30x60)	Lié au voile	Sur appuis	Sup	555.63	29.04	0	9	2.06	29.45	6HA25
			Inf	543.53	28.26	0	9	2.06	29.45	6HA25
		En travée		105.69	5.56	0	9	2.06	29.45	6HA25
	Non lié voile	Sur appuis	Sup	215.86	10.02	0	9	2.06	10.65	3HA14 3HA16
			Inf	143.62	10.26	0	9	2.06	10.65	3HA14 3HA16
		En travée		119.44	6.32	0	9	2.06	10.65	3HA14 3HA16

V.2.6. Calcul des armatures transversales

Le ferrailage transversal se fait avec l'effort tranchant qui provoque des contraintes de traction et compression dans le béton, ces armatures transversales reprennent les efforts de traction.

a. Selon le BAEL91

- La section minimale A_t doit vérifier : $A_t \geq \frac{1}{f_e} 0,4 \cdot b \cdot S_t$

Avec :

b : largeur de la poutre

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversales ; **S_t ≤ min (0,9d ; 40 cm)**

Donc :

On adopte les espacements suivants : **S_t = 15cm.**

Donc: $A_t \geq 0,4 \times 30 \times 15 / 400$ **A_t ≥ 0,45 cm²**

• Diamètre des armatures d'âme

✓ Pour les poutres principales

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{b}{10} ; \frac{h}{35} ; \phi_L \right\} = \min \{30; 17.14 ; 16mm\}$$

On adopte : $\phi_t = 8mm$. (cadre + étrier) soit : **A_t = 2,01 cm².**

✓ Pour les poutres secondaires

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{b}{10} ; \frac{h}{35} ; \phi_L \right\} = \min \{30; 10; 16mm\}$$

On adopte : $\phi_t = 8mm$. (cadre + étrier) soit : $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$.

b. Selon le RPA99/version 2003 :

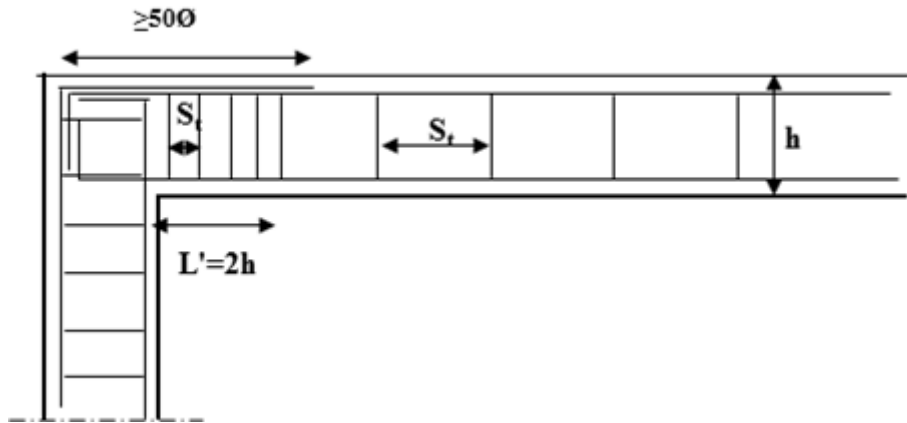


Figure V. 2: schéma représentative d'une poutre.

• L'espacement maximal (poutre secondaire (30x35)) :

✓ En zone nodale :

La longueur de la zone nodale est : $L' = 2h = 2 \times 0.35 = 0.7 \text{ m}$

$$St \leq \min (h/4; 12 \phi_L; 30cm) = \min (35/4, 12 \phi_L, 30) = 8 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad St = 10cm$$

✓ En zone courante :

$$St \leq h/2 = 17.5cm \quad \Longrightarrow \quad St = 15 \text{ cm}$$

• L'espacement maximal (poutre principale (30x60)) :

✓ En zone nodale :

La longueur de la zone nodale est: $L' = 2h = 2 \times 0.6 = 1.2 \text{ m}$

$$St \leq \min (h/4; 12 \phi_L; 30cm) = 10 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad St = 10cm$$

✓ En zone courante :

$$St \leq h/2 = 30cm \quad \Longrightarrow \quad St = 15cm$$

• L'espacement maximal :

✓ En zone nodale : **St = 10cm**

✓ En zone courante : **St = 15cm**

Donc: $A_t = 0.003 \times St \times b = 1.35 \text{ cm}^2 \geq 0.45 \text{ cm}^2$

❖ Conclusion

$$S_t \text{ Adopter} = \min (S_t \text{ BAEL}, S_t \text{ RPA}).$$

- En zone nodale : $S_t = 10\text{cm}$
- En zone courante : $S_t = 15\text{cm}$

Le choix des barres est le suivant : **4HA8..... $A_t=2.01\text{cm}^2$**

On aura un cadre et un étrier de diamètre « $\Phi 8$ »

Remarque

Le premier cadre d'armatures transversales sera disposé à 5cm du nu de l'appui.

V.2.7. Calcul des armatures de peau

Dans les poutres de grande hauteur, on dispose des armatures le long de chaque parement parallèlement à la fibre moyenne. Leur section est d'au moins $3 \text{ cm}^2/\text{ml}$ de parement.

$$A_p = 3 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \times 0.6 = 1.8 \text{cm}^2$$

Par paroi on prend :

$$2T12 = 2.26 \text{cm}^2 \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

V.2.8. Vérification❖ **Contraint de compression dans le béton**

Fissuration est peu nuisible dans les sections des poutres, donc la seule vérification à faire est la contrainte de compression du béton, cela pour le cas de sollicitations les plus défavorables.

On doit vérifier que : $\overline{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc}$

On a:

$$\sigma_{bc} = y_1 \cdot k \quad ; \quad \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Potion de l'axe neutre : } by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s - d'A'_s) = 0$$

$$\text{Moment d'inertie : } I = \frac{b}{3}y^3 + 15 [A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d)^2]$$

$$\text{Avec } K = \frac{M_{ser}}{I}$$

Résumé des résultat

✓ Poutres principal (30x60)

Tableau V. 12: Tableau de vérification de la poutre principale à l'ELS.

Les Poutres	Zone de vérification	As (cm ²)	Y (cm ²)	I (cm ⁴)	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Obs
PP (30x60)	Sur appuis	10.65	11.99	381093.657	69.09	2.17	15	CV
	En travée	10.65	19.43	381093.657	87.166	4.44	15	CV
PP (30x60) Liée aux voiles	Sur appuis	29.45	18.45	865833.279	32.53	6.93	15	CV
	En travée	29.45	18.45	865833.279	77.318	1.6	15	CV

✓ Poutre secondaire (30x35)

Tableau V. 13: Tableau de vérification de la poutre secondaire à l' ELS.

Les Poutres	Zone de vérification	As (cm ²)	Y (cm ²)	I (cm ⁴)	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} MPa	σ̄ _{bc} MPa	Obs
PS (30x35)	Sur appuis	15.46	10.08	145564.54	28.91	2	15	CV
	En travée	15.46	10.08	145564.54	37.787	2.6	15	CV
PS (30x35) liée aux voiles	Sur appuis	21.01	11.39	183121.83	34.69	2.1	15	CV
	En travée	21.01	11.39	183121.83	49.367	3.1	15	CV

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL 91 Art A 5.11)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right) = 3.33\text{MPa}$$

Tableau V. 14: Tableau de vérification de la contrainte de cisaillement.

Les poutres	Section (cm ²)	V _u (KN)	τ _u (MPA)	τ̄ _u (MPA)	observation
Liée aux voiles	30x60	572.97	3.18	3.33	CV
Non liée aux voiles	30x60	139.54	0.77	3.33	CV
Liée aux voiles	30x35	214.1	2.04	3.33	CV
Non liée aux voiles	30x35	130.3	1.24	3.33	CV

Donc pas de risque de cisaillement le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement ce qui implique que les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ Influence de l'effort tranchant (BAEL91 art 7-6-3)

✓ Vérification de la compression du béton :

On doit vérifier que : $V_u \leq 0,4.a.b.\frac{f_{c28}}{\gamma_b} = v \implies V_u \leq 0,267.a.b.f_{c28}$

Avec : $a = \min \left\{ \dot{a} ; 0.9d \right\}$

$\dot{a} = b-c'-2 = 25$ cm donc **a=25cm**

✓ b: Largeur de la poutre.

✓ \dot{a} : Longueur d'appui

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.5 \\ C' = 3\text{cm} \end{array} \right.$

Tableau V. 15: Tableau de vérification de la compression du béton.

Poutre	Section	V _U (KN)	V (KN)	Observation
Liée aux voiles	30x60	572.97	500	CNV
Non liée aux voiles	30x60	139.54	500	CV
Liée aux voiles	30x35	214.1	500	CV
Non liée aux voiles	30x35	130.3	500	CV

✓ Vérifications de l'adhérence des barres : (Art 6.1.3 / BAEL91) :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum u_i} < \bar{\tau}_{se} \quad \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

Avec:

Ψ_s :Coefficient de scellement = 1,5 (acier de haute adhérence).

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

ΣU_i : La somme des périmètres utiles des barres.

N : la somme des barres

$$\Sigma U_i = n \times \pi \times \phi = 6 \times \pi \times 2,5 = 47,1 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \Sigma u_i} < \bar{\tau}_{se} = \frac{572,97 \times 10^3}{0,9 \times 570 \times 47,1} = 2,37 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 2,37 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

Tableau V. 16: Tableau de vérification de l'adhérence des barres.

Poutre	section	V _U (KN)	Σ u _i (cm)	τ _{se} (Mpa)	τ _{su}	Obs
Liée aux voiles	30x60	572.97	47.1	2.37	3.15	CV
Non liée aux voiles	30x60	139.54	28.26	0.96	3.15	CV
Liée aux voiles	30x35	214.1	36.11	2.05	3.15	CV
Non liée aux voiles	30x35	130.3	33.91	1.33	3.15	CV

❖ Vérification de l'état limite de déformation (la flèche):

La vérification de la flèche est inutile sauf si l'une des trois conditions n'est Pas vérifiée :

- 1) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$ 2) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$ 3) $\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ Mpa}$

Avec :

h: hauteur de la section

l : la portée entre nus d'appuis.

M_t: moment maximum en travée.

M₀: moment isostatique.

A_s : section d'armateur tendue correspondante

f_e: limite d'élasticité de l'acier

❖ **Poutre principale (30x60)**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.0995 > 0.0625) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}}\right) \Rightarrow (0.0995 > 0.061) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.006 < 0.0105) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ **Poutre secondaire(30x35)**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.098 > 0.0625) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

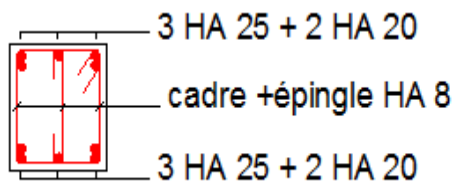
$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}}\right) \Rightarrow (0.098 > 0.061) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.0016 < 0.0105) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

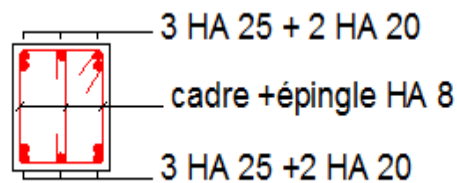
Toutes les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

V.2.9. Schéma de ferrailage

Poutre secondaire lier au voile

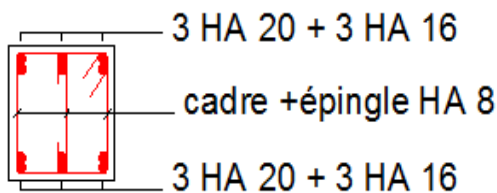


en appuis

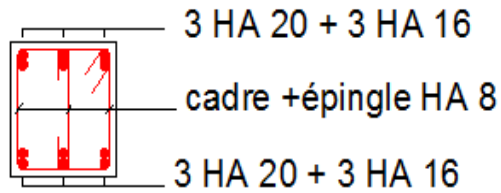


en travée

Poutre secondaire non lier au voile

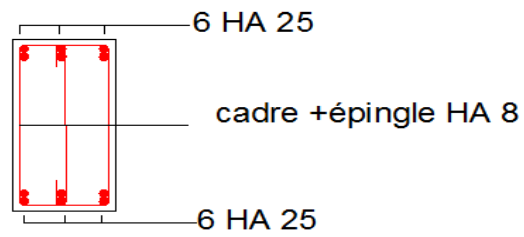


en appuis

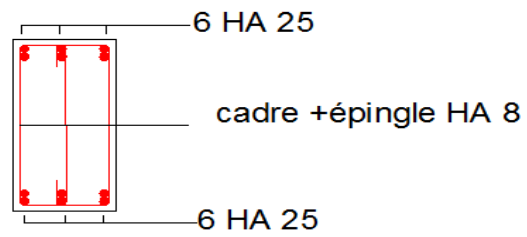


en travée

Poutre principale lier au voile

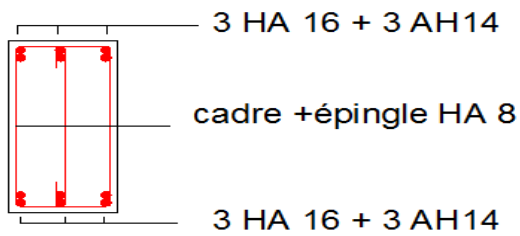


en appuis

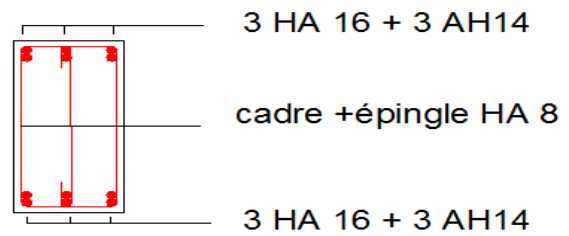


en travée

Poutre principale non lier au voile



en appuis



en travée

Figure V. 3: schéma de ferrailage des poutres.

V.3.Ferraillage des voiles

V.3.1. Introduction

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à sa base soumise à une charge verticale due à la combinaison des charges permanentes(G), d'exploitation (Q), et une charge horizontale due à l'action du vent ou d'un séisme.

Donc les sollicitations engendrées dans les voiles sont

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action sismique
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation et des charges sismiques

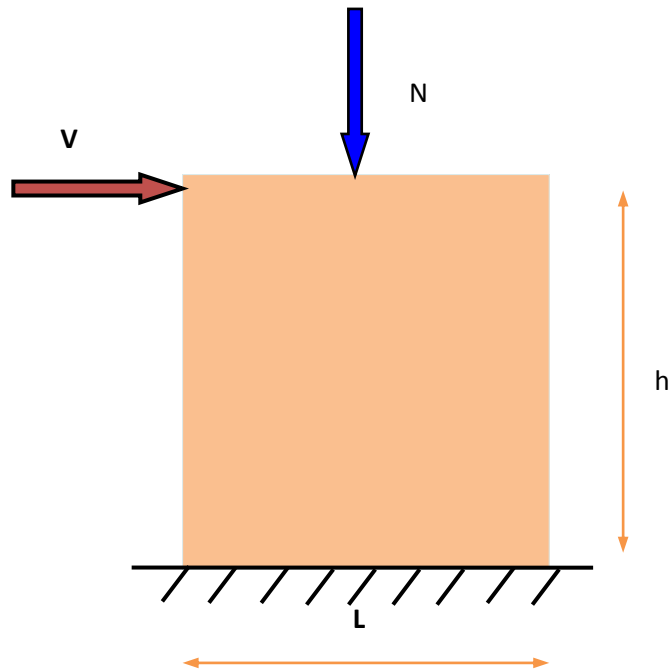


Figure V. 4: Sollicitations des voiles.

Ainsi les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement avec effort tranchant sous les combinaisons des efforts dus aux charges verticales et horizontales ($G; Q$ et E).

Pour faire face à ses sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

V.3.2. Les combinaisons d'action

Selon le règlement parasismique Algérienne (**RPA 99**), les combinaisons à considérer, cas de structures contreventées par voiles et portiques, sont les suivants :

❖ Le BAEL 91

$$\begin{cases} \text{ELU} : 1.35 G + 1.5 Q \\ \text{ELS} : G + Q \end{cases}$$

❖ Selon le RPA 99 révisé 2003

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

✓ Sens longitudinal

Type 01 : V3 ;V4 ;V8 ;V7

Type 02 : V9

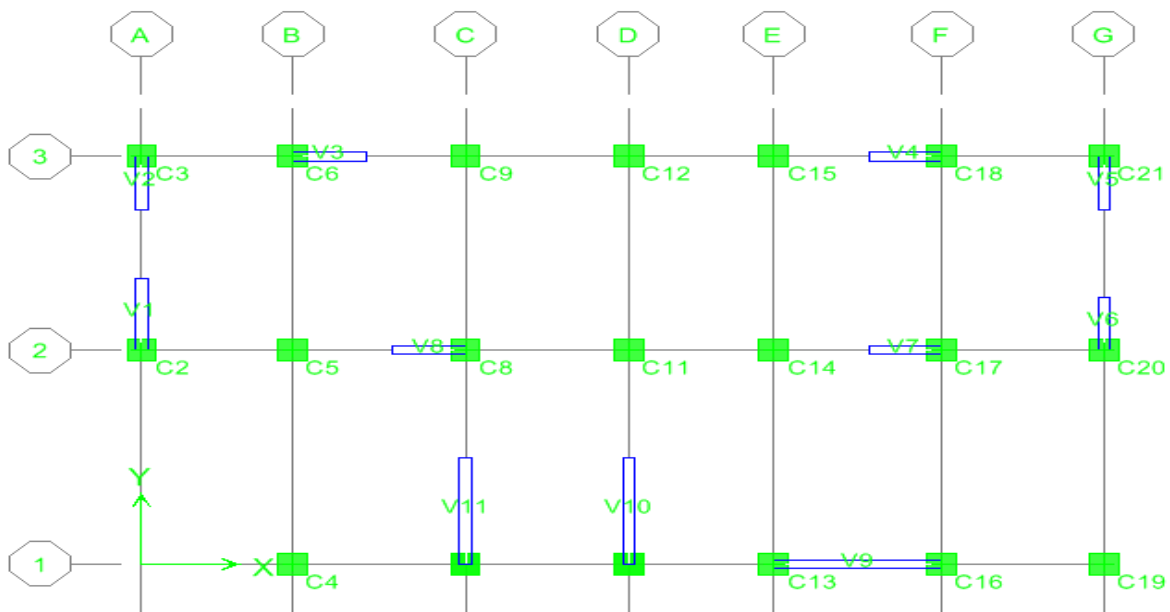


Figure V. 5: schéma de numérotation des voiles.

✓ Sens transversal

Type 01 :V1

Type 02 :V2 ; V6 ;V5

Type 03 : V10 ;V11

V.3.3. Détermination des armatures

Le calcul des armatures sera fait par la méthode des contraintes et vérifiée, selon RPA99/2003 sous les sollicitations suivantes :

1. $N_{compression}^{max}, M_{corr}$
2. $N_{traction}^{max}, M_{corr}$
3. M_{max}, N_{corr}

V.4.3.1. Armatures verticales

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003 :

- ✓ 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 la 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 du voile.
- ✓ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- ✓ A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) du largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

V.4.3.2. Armatures de couture

Le long des zones de reprise de coulage, on doit prévoir des aciers de couture dont la section doit être calculée par la formule suivante : (RPA99 ; Art.7.7.4.2)

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \text{ Avec } \bar{V} = 1.4 V_u$$

V_u : effort tranchant calculé au niveau considéré. Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendu nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.4.3.3. Armatures horizontales

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets de 135° ayant une longueur de 10ϕ et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

La section d'armature est donnée par les formules suivantes :

D'après le RPA 99

$$A_H \geq 0.15\% B \quad \text{globalement dans la section du voiles}$$

$$A_H \geq 0.1\% B \quad \text{en zone courante.}$$

D'après le BAEL $A_H = \frac{A_v}{4}$

Avec A_v : section d'armatures verticales.

B : section du béton.

$$A_H = \max\left(\frac{A_v}{4}; 0.15 \% B\right)$$

V.4.3.4. Armatures transversales

Les armatures transversales doivent respecter les dispositions suivantes :

- ✓ L'espacement des barres verticales et horizontales doivent être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5 e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

e : épaisseur du voile

Et à chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement doit être $\leq 15\text{cm}$

- ✓ 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.

V.4.3.5. les potelets

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet. La section totale d'armatures verticales de la zone tendue doit être au moins égale à 0.2% de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent à au moins 4HA10 (RPA99).

Les barres verticales doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux, dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.

V.4.4. Méthode de calcul

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes.

Pour le calcul de ferrailage on a partagé l'ouvrage en quatre (06) zones.

- Zone 1 : SS1 , SS2
- Zone 2 : RDC, 1^{ème} niveau.
- Zone3 : 2^{ème} et 3^{ème} niveau.

- Zone 4 : 4^{ème}, et 5^{ème} niveau.
- Zone 5: 6^{ème}, 7^{ème} niveau.
- Zone 6: 8^{ème} niveau.

Cette méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_1, \sigma_2 = \frac{N}{B} \pm \frac{MV}{I} \quad \text{Avec} \quad V = \frac{L}{2}$$

Avec:

N : effort normal appliqué,

M : moment fléchissant appliqué.

B : section du voile,

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

- **On distingue 3 cas**

- ✓ **1^{er} cas :**

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$: la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} L_c e$$

L_c : longueur de la section comprimée.

$$L_c = L$$

$$A_v = \frac{F - B f_{bc}}{f_e}$$

F : volume de contrainte.

- ✓ **2^{ème} cas :**

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$: la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times L_T \times e$$

L_T : longueur de la section tendue.

$$L_T = L$$

$$A_v = F/f_e$$

- ✓ **3^{ème} cas :**

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

$$F = \frac{\sigma_2}{2} \times e \times L_T$$

$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} L$$

$$A_v = F/f_e$$

Remarque

- Si $A_v < A_{\min}$, on ferraille avec la section minimale.
- Si $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .

❖ Dispositions constructives

Longueur de recouvrement

(RPA 99/Art7.7.4.3)

- ✓ 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.

V.4.5. Vérifications

❖ Vérification à l'ELS

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : $N_s = G + Q$ (N_s effort normal de service)

B : section du béton.

A : section d'armatures adoptées.

❖ Vérification des contraintes de cisaillement

✓ Selon le RPA 99

(RPA 99.Art 7.7.2)

$$\tau_b = \frac{1.4V}{e.d} \leq \bar{\tau}_b \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28}$$

d : hauteur utile ($d=0.9h$)

h : hauteur totale de la section brute .

e : épaisseur du voile.

V : effort tranchant.

✓ Selon le BAEL

$$\tau_u = \frac{V_u}{e.d} < \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right)$$

N.B : Pour le ferrailage des poteaux aux extrémités des voiles on adopte la section maximale entre la section de ferrailage des poteaux et la section de ferrailage des potelets.

❖ Exemple de calcul

Nous proposons le calcul détaillé en prenant le voile (Type1; Zone I, L = 2 m; e =0.25 m)

✓ Détermination des sollicitations

$$N = -125.1 \text{ KN}$$

$$M = 546.809 \text{ KN.m}$$

$$V = 514.97 \text{ KN}$$

$$B = L \times e = 0.375 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{eL^3}{12} = 0.07 \text{ m}^4$$

$$V = \frac{L}{2} = 0.75 \text{ m}$$

D'où

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} = \frac{-125.1}{0.375} + \frac{546.809 \times 0.75}{0.75} = -6166.133 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{MV}{I} = \frac{-125.1}{0.375} - \frac{546.809 \times 0.75}{0.75} = 5498.93 \text{ kN/m}^2$$

⇒ La section est partiellement comprimé

$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} L = 0.79$$

$$F = \frac{\sigma_2}{2} \times L_T \times e = 611.13 \text{ KN}$$

✓ Armature verticale

$$A_v = \frac{F}{f_e} = \frac{611.13 \times 10}{400} = 15.28 \text{ cm}^2$$

✓ Armature minimale

- Selon RPA :

La longueur minimale d'après l'article 7.7.4.3 du **RPA99V2003**

$$A_{\min} = 0,2\% \times L_t \times e = 3.96 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{ver}} = \max(A_v; A_{\min}) = 15.28 \text{ cm}^2$$

- **Zone d'about:** (L/10) =15cm, Avec : St = 10 cm
- **Zone courante :** L-(L/10) =135 cm , Avec : St = 15 cm

On adopte comme ferrailage verticale

- dans la zone d'about 3HA14 par nappe

- dans la zone courante 5HA14 par nappe

✓ **Armatures de coutures**

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1.4V}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 514.97 \times 10}{400} = 19.83 \text{ cm}^2$$

On prévoit des armatures de couture si on a une reprise de bétonnage dans notre cas nous n'avions pas de reprise de bétonnage donc on n'ajoute pas les armatures de coutures avec les armatures verticales.

✓ **Armatures horizontales**

$$\text{D'après le BAEL91/99 : } A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{19.83}{4} = 4.95 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'après le RPA : } A_H = 0.15 \% B = 0.0015 \times 25 \times 150 = 5.63 \text{ cm}^2$$

$$A_H = \max\left(\frac{A_v}{4}; 0.15 \% B\right) = 5.63 \text{ cm}^2$$

Soit 12HA12 = 13.57 cm² / nappe avec S_h = 20 cm

✓ **Armatures transversales**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré, soit : 4HA8

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement**

• **Selon le RPA99**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b = \frac{1.4V}{e.d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 514.97 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.9 \times 1.5} = 2.14 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b < \bar{\tau}_b \text{ condition vérifiée}$$

• **Selon le BAEL :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{e.d} = \frac{514.97 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.9 \times 1.5} = 1.53 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \text{ condition vérifiée}$$

❖ **Vérification à l'ELS**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A_s} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{901.92 \times 10^{-3}}{0.25 \times 1.5 + (15 \times 24.63 \times 10^{-4})} = 1.6 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ condition vérifiée

✓ Sens longitudinal

Type 01 : V3 ; V4 ; V8 et V7

Tableau V. 17: Caractéristique géométrique de voile.

	Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	Zone V	Zone VI
Longueur (m)	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
Epaisseur (m)	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
B section (m ²)	0.375	0.375	0.375	0.375	0.375	0.375

Tableau V. 18: ferrailage des voiles.

Zones	N, M	N (KN)	M3 (KN.m)	Long (m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	Sec	L _t	N _t	As	L _c
Zone I	N _{max} M _{corr}	-1681.86	3.25	1.5	4450.293	4519.627	EC	0.75	847.43	21.19	0.75
	N _{min} M _{corr}	125.1	546.809		-6166.133	5498.93	PC	0.79	611.13	15.28	0.70
	M _{max} N _{corr}	43.95	573.121		-6230.48	5996.08	PC	0.76	599.30	14.88	0.73
Zone II	N _{max} M _{corr}	-1669.29	1917.66	1.5	-16003.600	24906.48	PC	0.58	1173.83	29.35	0.91
	N _{min} M _{corr}	190.97	1899.848		-2077.43	19755.81	PC	0.77	1996.53	19.91	0.73
	M _{max} N _{corr}	-1635.64	2001.744		-16990.187	25713.6	PC	0.59	1267.45	31.69	0.9
Zone III	N _{max} M _{corr}	-1401.79	56.259	1.5	3138	4338.21	EC	0.63	813.41	20.34	0.87
	N _{min} M _{corr}	-273.98	51.085		185.65	1275.57	EC	0.19	239.17	5.98	1.3
	M _{max} N _{corr}	-543.99	557.804		-4499.22	7400.50	PC	0.56	318.96	7.97	0.93

Zone IV	N_{max} M_{corr}	-1171.26	28.682	1.5	2817.44	8429.28	EC	0.68	642.99	16.07	0.82
	N_{min} M_{corr}	-130.26	244.378		-2259.36	2954.08	PC	0.65	183.58	4.59	0.84
	M_{max} N_{corr}	-332.38	349.253		-2838.98	4611.68	PC	0.57	202.83	5.07	0.92
Zone V	N_{max} M_{corr}	-711.08	26.408	1.5	1613.76	2177.17	EC	0.64	408.22	10.21	0.86
	N_{min} M_{corr}	-1.58	140.909		-1498.82	1507.25	PC	0.74	140.12	3.5	0.75
	M_{max} N_{corr}	-367.76	225.749		-1427.30	3388.69	PC	0.44	79.31	1.98	1.05
Zone VI	N_{max} M_{corr}	-257.89	45.37	1.5	203.76	1171.65	EC	0.22	219.68	5.49	1.27
	N_{min} M_{corr}	26.5	74.593		-866.29	724.96	PC	0.81	88.42	2.21	0.68
	M_{max} N_{corr}	-29.15	83.301		-810.8	966.26	PC	0.68	69.36	1.73	0.81

	F(KN)	$A_v \text{ cm}^2$	$A_{\min} \text{ cm}^2$	$A_{\text{adopté}} (\text{cm}^2)$	Zone courant	St (cm)	Zone D'about	St (cm)
Zone I	611.13	15.28	3.96	21.55	5HA14	15	2HA14	10
Zone II	1996.53	19.91	3.84	21.55	5HA14	15	2HA14	10
Zone III	318.96	7.97	2.83	11.31	3HA12	15	2HA12	10
Zone IV	202.83	5.07	2.85	11.31	3HA12	15	2HA12	10
Zone V	140.12	3.5	3.73	10.81	4HA10	15	2HA12	10
Zone VI	88.42	2.21	2.42	10.81	4HA10	15	2HA12	10

✓ Ferrailage horizontal du voile

	A_H		choix	St (cm)	
	BAEL	RPA			
Zone I	3.82	5.63	13.57	12HA12	20
Zone II	12.47	5.63	13.57	12HA12	20
Zone III	1.99	5.63	13.57	12HA12	20
Zone IV	1.26	5.63	13.57	12HA12	20
Zone V	0.88	5.63	13.57	12HA12	20
Zone VI	0.55	5.63	13.57	12HA12	20

Type 02 :V9

✓ Caractéristique géométrique de voile :

	Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	Zone V	Zone VI
Longueur (m)	3.45	3.45	3.45	3.45	3.45	3.45
Epaisseur (m)	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
B section (m ²)	0.86	0.86	0.86	0.86	0.86	0.86

✓ Ferrailage verticale du voile :

Zones	N, M	N (KN)	M3 (KN.m)	Long (m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	Sec	L _t	Nt	As	Lc
Zone I	N _{max} M _{corr}	-2487.28	1459.621	3.45	-5935	5826.95	PC	0.034	0.25	0.01	3.41
	N _{min} M _{corr}	-60.97	1386.884		-2725.79	2867.17	PC	1.68	572.89	14.32	1.76
	M _{max} N _{corr}	-2469.92	3050.322		-3286.93	9014.28	PC	0.92	378.76	9.47	2.52
Zone II	N _{max} M _{corr}	-2743.33	239.142	3.45	2698.47	3662.87	EC	1.46	1579.61	39.49	1.98
	N _{min} M _{corr}	-758.5	1116.578		-1372.033	3130.87	PC	1.05	180.28	4.51	2.39
	M _{max} N _{corr}	-1442.17	6316.576		-1104.56	14408.72	PC	1.49	2072.58	41.81	1.95
Zone III	N _{max} M _{corr}	-2116.35	69.472	3.45	2313.66	2593.81	EC	1.62	1118.52	27.96	1.82
	N _{min} M _{corr}	705.04	598.093		-2023.41	388.54	PC	2.89	732.03	18.3	0.55
	M _{max} N _{corr}	-1109.11	2957.914		-4678.35	7250.20	PC	1.35	791.27	19.78	2.09

Zones	N, M	N (KN)	M3 (KN.m)	Long (m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	Sec	L _t	Nt	As	Lc
Zone IV	N _{max} M _{corr}	-1761.24	70.363	3.45	-1900.14	2183.89	EC	1.6	941.80	23.55	1.84
	N _{min} M _{corr}	-529.59	266.244		77.17	1150.85	EC	0.21	496.30	12.41	3.23
	M _{max} N _{corr}	-932.17	1591.165		-2127.61	4289.16	PC	1.14	304.22	7.61	2.30
Zone V	N _{max} M _{corr}	-1057.69	51.995	3.45	1121.47	1331.13	EC	1.57	574.05	14.35	1.87
	N _{min} M _{corr}	-277.91	189.286		-59.49	703.89	PC	0.26	1.99	0.05	3.18
	M _{max} N _{corr}	-568.97	924.168		-1203.8	2523.15	PC	1.11	167.68	4.19	2.33
Zone VI	N _{max} M _{corr}	-331.57	17.376	3.45	349.38	419.49	EC	1.56	180.89	4.52	1.88
	N _{min} M _{corr}	-140.05	192.977		-226.74	551.49	PC	1	28.49	0.71	2.44
	M _{max} N _{corr}	-152.76	943.484		-1725.3	2079.53	PC	1.56	337.38	8.43	1.88

	F(KN)	A _v cm ²	A _{min} cm ²	A _{adopté} (cm ²)	Zone courant	St (cm)	Zone D'about	St (cm)
Zone I	572.89	14.32	3.4	48.25	9HA16	15	4HA16	10
Zone II	2072.58	41.82	7.49	48.250	8HA16	15	4HA16	10
Zone III	791.27	19.78	6.76	24.88	7HA12	15	4HA12	10
Zone IV	304.22	7.61	5.71	22.62	6HA12	15	4HA12	10
Zone V	167.68	4.19	5.57	22.62	6HA12	15	4HA12	10
Zone VI	337.38	8.43	7.82	20.42	9HA10	15	4HA10	10

✓ Ferrailage horizontal du voile :

	A _H		choix	St (cm)	
	BAEL	RPA			
Zone I	3.58	12.93	13.57	12HA12	20
Zone II	12.95	12.93	13.57	12HA12	20
Zone III	4.95	12.93	13.57	12HA12	20
Zone IV	1.90	12.93	13.57	12HA12	20
Zone V	1.04	12.93	13.57	12HA12	20
Zone VI	2.10	12.93	13.57	12HA12	20

Sens transversal :

Type 01 : V1

✓ **Caractéristique géométrique de voile :**

	Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	Zone V	Zone VI
Longueur (m)	2	2	2	2	2	2
Epaisseur (m)	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
B section (m ²)	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5

Zones	N, M	N (KN)	M3 (KN.m)	Long (m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	Sec	L _t	N _t	As	L _c
Zone I	N _{max} M _{corr}	-1847.9	649.12	2	-198.92	7590.52	PC	0.051	1.27	0.03	1.94
	N _{min} M _{corr}	585.9	742.343		-5625.84	3282.24	PC	1.26	888.24	22.21	0.73
	M _{max} N _{corr}	317.83	1457.288		-9379.4	8108.08	PC	1.07	1257.65	31.44	0.92
Zone II	N _{max} M _{corr}	-1721.83	1411.003	2	-5022.34	11909.66	PC	0.59	372.42	9.31	1.4
	N _{min} M _{corr}	658.03	803.697		-6138.26	3506.14	PC	1.27	976.68	24.42	0.72
	M _{max} N _{corr}	507.77	1464.095		-980.014	7769.06	PC	1.11	1366.63	34.17	0.88
Zone III	N _{max} M _{corr}	-1528.81	704.471	2	-1169.2	7284.44	PC	0.27	40.42	1.01	1.72
	N _{min} M _{corr}	536.03	738.64		-5503.9	3359.78	PC	1.24	854.41	21.36	0.75
	M _{max} N _{corr}	459.9	741.219		-5367.12	3527.52	PC	1.2	809.64	20.24	0.79

Zones	N, M	N (KN)	M3 (KN.m)	Long (m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	Sec	L _t	Nt	As	Lc
Zone IV	N _{max} M _{corr}	-1107.14	495.898	2	-761.12	5189.68	PC	0.25	24.33	0.61	1.74
	N _{min} M _{corr}	296.65	533.58		-3794.78	2608.18	PC	1.18	562.25	14.06	0.81
	M _{max} N _{corr}	233.42	536.123		-3683.56	2749.88	PC	1.14	527.26	13.18	0.85
Zone V	N _{max} M _{corr}	-603.42	186.041	2	90.60	2323.08	EC	0.075	580.74	14.52	1.92
	N _{min} M _{corr}	103.48	253.781		-1729.64	1315.72	PC	1.13	245.59	6.14	0.86
	M _{max} N _{corr}	65.07	259.661		-1688.1	1427.82	PC	1.08	228.63	5.72	0.91
Zone VI	N _{max} M _{corr}	-194.18	55.561	2	55	721.72	EC	0.14	180.43	4.51	1.85
	N _{min} M _{corr}	31.87	134.514		-870.8	743.32	PC	1.07	117.44	2.94	0.92
	M _{max} N _{corr}	-43.14	150.568		-817.14	989.7	PC	0.9	92.38	2.31	1.09

✓ Ferrailage verticale du voile :

	F(KN)	A _v cm ²	A _{min} cm ²	A _{adopté} (cm ²)	Zone courant	St (cm)	Zone D'about	St (cm)
Zone I	1257.65	31.44	5.36	40.21	6HA16	15	3HA16	10
Zone II	1366.63	34.17	5.57	40.21	7HA16	15	3HA16	10
Zone III	854.41	31.36	6.2	33.62	7HA14	15	3HA16	10
Zone IV	562.25	14.06	5.92	22.62	7HA12	15	3HA12	10
Zone V	245.59	6.14	5.67	22.62	7HA12	15	3HA12	10
Zone VI	117.44	2.94	5.39	21.99	11HA10	15	3HA10	10

✓ Ferrailage horizontal du voile :

	A _H		choix	St (cm)	
	BAEL	RPA			
Zone I	7.86	7.5	13.57	12HA12	20
Zone II	8.54	7.5	13.57	12HA12	20
Zone III	7.84	7.5	13.57	12HA12	20
Zone IV	3.51	7.5	13.57	12HA12	20
Zone V	1.53	7.5	13.57	12HA12	20
Zone VI	0.74	7.5	13.57	12HA12	20

Type 02 : V2,V6,V5

✓ Caractéristique géométrique de voile :

	Zone I	Zone II	Zone III
Longueur (m)	1.5	1.5	1.5
Epaisseur (m)	0.25	0.25	0.25
B section (m ²)	0.375	0.375	0.375

✓ Ferrailage verticale du voile :

Zones	N, M	N (KN)	M3 (KN.m)	Long (m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	Sec	L _t	Nt	As	Lc
Zone I	N _{max} M _{corr}	-896.54	603.455	1.5	-4046.13	8827.68	PC	0.47	238.43	5.96	1.02
	N _{min} M _{corr}	286.28	384.847		-4868.48	3341.65	PC	0.88	541.3	13.53	0.61
	M _{max} N _{corr}	-324.58	974.825		-9532.64	11263.73	PC	0.68	819.29	20.48	0.81
Zone II	N _{max} M _{corr}	-1590.7	479.718	1.5	-875.14	9358.88	PC	0.12	14.032	0.35	1.37

	N_{min} M_{corr}	691	504.582		-7224.85	3539.52	PC	1	909.22	22.73	0.49
	M_{max} N_{corr}	-317.54	1743.139		-17746.72	19440.26	PC	0.71	1587.98	19.7	0.78
Zone III	N_{max} M_{corr}	-1358.46	539.33	1.5	-2130.29	9375.41	PC	0.27	73.95	1.85	1.22
	N_{min} M_{corr}	455.45	605.42		-7672.34	5243.28	PC	0.89	854.55	21.36	0.6
	M_{max} N_{corr}	50.88	679.323		-7381.76	7110.4	PC	0.76	704.99	17.62	0.73
Zone IV	N_{max} M_{corr}	-982.52	389.164	1.5	-1530.98	6771.09	PC	0.27	5293	1.32	1.22
	N_{min} M_{corr}	253.42	402.737		-4971.68	3620.10	PC	0.86	539.41	13.49	0.63
	M_{max} N_{corr}	-1.39	518.546		-5527.49	5534.90	PC	0.75	517.85	12.95	0.75
Zone V	N_{max} M_{corr}	-552.98	179.184	1.5	-436.64	3385.86	PC	0.17	9.35	0.23	1.32
	N_{min} M_{corr}	113.22	173.473		-2152.26	1548.42	PC	0.87	234.69	5.87	0.62

	M_{max}	-33.14	291.274		-3018.5	3195.25	PC	0.72	274.93	6.87	0.77	
	N_{corr}											
Zone VI	N_{max}	-187.83	52.243	1.5	-56.34	1058.10	PC	0.07	0.53	0.01	1.42	
	M_{corr}											
	N_{min}	40.21	60.882		-756.61	542.16	PC	0.87	82.64	2.07	0.62	
	M_{corr}											
	M_{max}	-28.14	93.185		-918.98	1069.06	PC	0.69	79.65	1.99	0.8	
	N_{corr}											

	F(KN)	$A_v \text{ cm}^2$	$A_{min} \text{ cm}^2$	$A_{adopté} \text{ (cm}^2\text{)}$	Zone courant	St (cm)	Zone D'about	St (cm)
Zone I	819.29	20.48	3.43	24.13	4HA16	15	2HA16	10
Zone II	1587.98	19.7	3.57	24.13	4HA16	15	2HA16	10
Zone III	854.55	21.36	4.54	24.13	5HA16	15	2HA16	10
Zone IV	539.41	13.49	4.34	14.20	2HA14	15	2HA16	10
Zone V	274.93	6.87	3.64	13.57	4HA12	15	2HA12	10
Zone VI	82.64	2.07	4.36	11	5HA10	15	2HA10	10

✓ Ferrailage horizontal du voile :

	A_H		choix		St (cm)
	BAEL	RPA			
Zone I	5.12	5.63	13.57	12HA12	20
Zone II	9.92	5.63	13.57	12HA12	20
Zone III	5.34	5.63	13.57	12HA12	20
Zone IV	3.37	5.63	13.57	12HA12	20
Zone V	1.71	5.63	13.57	12HA12	20
Zone VI	0.51	5.63	13.57	12HA12	20

Type 03 : V10 :V11

✓ Caractéristique géométrique de voile :

	Zone I	Zone II	Zone III
Longueur (m)	2.99	2.99	2.99
Epaisseur (m)	0.25	0.25	0.25
B section (m ²)	0.75	0.75	0.75

✓ Ferrailage verticale du voile :

Zones	N, M	N (KN)	M3 (KN.m)	Long (m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	Sec	L _t	N _t	As	Lc
Zone I	N _{max} M _{corr}	-3008.97	77.558	2.99	3817.16	4233.59	EC	1.41	1582.30	39.56	1.57
	N _{min} M _{corr}	-997.33	1649.396		-3093.64	5762.09	PC	1.04	403.92	10.10	1.94
	M _{max} N _{corr}	-1550.73	2070.406		-3483.53	7632.64	PC	0.93	408.005	10.20	2.05
Zone II	N _{max} M _{corr}	-2552.68	136.036	2.99	3049.75	3780.16	EC	1.33	1412.83	35.32	1.65
	N _{min} M _{corr}	-713.13	1248.511		-2397.64	4305.68	PC	1.06	320.52	8.01	1.92
	M _{max} N _{corr}	-1781.4	2626.982		-4669.07	9435.36	PC	0.98	577.67	14.44	2
Zone III	N _{max} M _{corr}	-2136.14	148.653	2.99	2458.65	3256.76	EC	1.28	1217.21	30.43	1.7
	N _{min} M _{corr}	-432.47	735.788		-1517.09	2433.40	PC	1.14	217.74	5.44	1.84
	M _{max} N _{corr}	-1611.61	160.344		1725.56	2586.43	EC	1.19	966.68	24.17	1.79

Zone IV	N_{max} M_{corr}	-1661.68	164.38	2.99	1781.7	2664.26	EC	1.19	995.77	24.89	1.79
	N_{min} M_{corr}	-202.99	386.231		-765.28	1308.40	PC	1.10	1105.55	2.64	1.88
	M_{max} N_{corr}	-1469.53	690.548		380.57	3551.27	EC	0.28	1327.29	33.18	2.7
Zone V	N_{max} M_{corr}	-997.6	124.779	2.99	999.60	1669.55	EC	1.11	623.99	15.6	1.87
	N_{min} M_{corr}	-27.81	327.496		-841.98	916.38	PC	1.43	150.68	3.77	1.55
	M_{max} N_{corr}	-646.04	506.956		-496.65	2225.19	PC	0.54	33.87	0.85	2.44
Zone VI	N_{max} M_{corr}	-318.82	330.788	2.99	-460.96	1313.96	PC	0.77	4474	1.12	2.21
	N_{min} M_{corr}	-8.14	305.656		-809.66	831.44	PC	1.47	149.29	3.73	1.51
	M_{max} N_{corr}	-304.98	501.847		-939.23	1755.23	PC	1.04	122.36	3.06	1.94

	F(KN)	A _v cm ²	A _{min} cm ²	A _{adopté} (cm ²)	Zone courant	St (cm)	Zone D'about	St (cm)
Zone I	408.005	10.2	4.68	24.63	5HA16	15	3HA16	10
Zone II	577.67	14.44	4.94	24.63	5HA16	15	3HA16	10
Zone III	217.74	5.44	5.74	22.81	6HA12	15	3HA14	10
Zone IV	1105.55	2.64	5.51	20.36	6HA12	15	3HA12	10
Zone V	150.68	3.77	7.15	17.28	8HA10	15	3HA10	10
Zone VI	4474	1.12	3.82	11	4HA10	15	3HA10	10

✓ Ferrailage horizontal du voile :

	A _H		choix	St (cm)	
	BAEL	RPA			
Zone I	2.55	11.21	13.57	12HA12	20
Zone II	3.61	11.21	13.57	12HA12	20
Zone III	1.36	11.21	13.57	12HA12	20
Zone IV	0.66	11.21	13.57	12HA12	20
Zone V	0.94	11.21	13.57	12HA12	20
Zone VI	0.28	11.21	13.57	12HA12	20

Sens longitudinal :

Tableau. V.18 : Tableau de vérification des voiles

voile	Zone	Vérification de contraintes de cisaillement							vérification à l'ELS			
		V	τ_b	$\bar{\tau}_b$	OBS	τ_u	$\bar{\tau}_u$	OBS	Ns	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	OBS
TYPE 1	I	514.97	2.14	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	1.52	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1228.69	2.98	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	II	580.29	2.41	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	1.72	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	110.18	0.27	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	III	280.83	1.16	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.82	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1022.8	2.48	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	IV	222.87	0.92	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.65	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	854.75	2.07	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	V	185.05	0.76	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.54	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	519.28	1.26	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	VI	82.38	0.34	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.24	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	174.76	0.42	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
TYPE 2	I	1596.32	2.87	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	2.05	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1723.99	1.85	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	II	1279.18	2.30	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	1.64	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	3571.79	3.84	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	III	945.12	1.70	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	1.21	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1540.96	1.66	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	IV	735.58	1.32	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.94	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1282.43	1.41	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	V	394.88	0.71	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.50	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	770.39	0.85	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	VI	334.63	0.60	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.43	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	241.86	0.27	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

Sens transversal :

voile	Zone	Vérification de contraintes de cisaillement							vérification à l'ELS			
		V	τ_b	$\bar{\tau}_b$	OBS	τ_u	$\bar{\tau}_u$	OBS	Ns	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	OBS
TYPE 1	I	679.51	2.82	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	2.01	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	901.92	1.6	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	II	468.91	1.94	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	1.38	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	738.67	1.32	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	III	412.81	1.71	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	1.22	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	649.03	1.16	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	IV	341.74	1.42	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	1.01	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	530.27	0.96	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	V	213.99	0.89	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.63	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	326.9	0.59	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	VI	94.68	0.39	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.27	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	105.36	0.19	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
TYPE 2	I	520.85	2.16	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	1.54	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	582.35	1.42	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	II	559.83	2.32	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	1.66	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	698.68	1.7	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	III	403.51	1.67	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	1.19	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	605.42	1.48	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	IV	352.29	1.46	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	1.04	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	499.15	1.22	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	V	237.43	0.98	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.7	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	303.7	0.74	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	VI	136.69	0.56	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.4	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	95.8	0.23	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
TYPE 3	I	710.27	1.48	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	1.057	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	2196.43	2.75	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	II	565.81	1.18	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.84	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1863.25	2.36	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	III	404.13	0.85	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.6	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1558.71	1.97	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	IV	359.44	0.75	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.53	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1212.69	1.55	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	V	228.67	0.48	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.34	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	728.45	0.93	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	VI	189.94	0.39	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.27	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	224.96	0.29	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

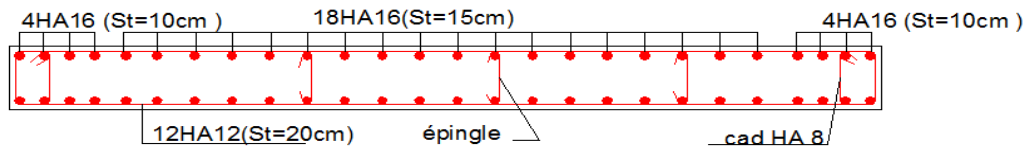


Figure V. 6: schéma de ferrailage du voile V9.

***Chapitre VI : Etude des
fondations***

VI. Introduction

On appelle fondation, la partie d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage.

Elles doivent reprendre les charges supportées par la structure et les transmettre au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

VI.1. Classification des fondations

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charge qu'ils support sur le sol ou dans le sol suivant l'importance de charge et la résistance du terrain

- Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général)
- Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

Les différents types des fondations

Il existe quatre catégories de fondations :

- ✓ **Les fondations superficielles** : lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage, sont à faible profondeur (semelles isolées sous poteau semelles filantes sous mur radier).
- ✓ **Les fondations profondes** : lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage, sont à une grande profondeur (puits, pieux).
- **Les fondations spéciales** : on site les colonnes ballastées qui sont des colonnes en pierres ou de graviers ciments, on l'intègre dans le sol sous des semelles isolées par exemples.

✓ Les fondations surfaciques ou radier

Il existe quatre (04) types de radiers :

- 1) Le radier dalle pleine (le plus courant).
- 2) Le radier nervuré.
- 3) Le radier champignon sous poteau.
- 4) Le radier voûte.

VI.2. Choix du type de fondation

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol
- Le tassement du sol
- Le mode constructif de la structure.

Et ce même choix doit satisfaire les critères ci –dessous :

- Stabilité de l’ouvrage (rigidité).
- Facilité d’exécution (coffrage)
- Économie.

Pour notre ouvrage, nous avons le choix entre les semelles isolées, filantes et radier général.

En premier lieu on orientera notre choix sur les semelles isolées ; on calculera la surface totale occupée par les semelles qu’on comparera à la surface totale du bâtiment.

Le choix définitif de ce type de fondations sera retenu dans le cas où :

$$\frac{\text{La surface des semelles}}{\text{la surface totale du bâtiment}} \leq 50\%$$

Le risque de chevauchement est écarté.

Dans le cas contraire, on optera pour des semelles filantes et si ces dernières dépassent 50% de la surface totale, on optera pour un radier.

VI.3. Caractéristiques du sol

- La nature de sol : c’est un sol meuble (catégorie)
- Profondeur d’ancrage est de 3.6m

La contrainte admissible de sol : ($\sigma_{\text{sol}} = 2.5 \text{ bars} = 25 \text{ t/m}^2 = 250 \text{ KN/m}^2$).

Les poteaux

Semelles	N_u (KN)	$S = N_u / \bar{\sigma}_{\text{sol}} (\text{m}^2)$	Semelles
C2	-742.62	2.97	1.72
C3	-669.64	2.68	1.64
C4	-1483.57	5.93	2.44
C5	-819.4	7.28	2.70
C6	-819.61	3.28	1.81
C7	-1256.94	5.03	2.24
C8	-1389.56	5.56	2.36
C9	-663.28	2.65	1.63

C10	-1267.71	5.07	2.25
C11	-1676.93	6.71	2.59
C12	-675.58	2.70	1.64
C13	-1220.7	4.88	2.21
C14	-1877.58	7.51	2.74
C15	-656.26	2.63	1.62
C16	-632.8	2.53	1.59
C17	-517.8	2.07	1.44
C18	-468.73	1.87	1.37
C19	-440.98	1.76	1.33
C20	-398.15	1.59	1.26
C21	-468.85	1.88	1.37
TOTAL		76.58	

Les voiles

Semelles	N_u (KN)	S = N_u / $\bar{\sigma}_{sol}$ (m²)
V1	-1847.9	7.39
V2	-896.54	3.59
V3	-812.67	3.25
V4	-560.07	2.24
V5	-824.87	3.30
V6	-510.57	2.04
V7	-1069.32	4.28
V8	-1575.73	6.30
V9	-2487.67	9.95
V10	-2754.1	11.02
V11	-2750.34	11.00
TOTAL		64.36

Donc :

Nous avons une surface globale :

$$S_b = 211.3 \text{ m}^2$$

$$\text{Et : } S_s = 76.58 + 64.36 = 140.94 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{140.94}{211.3} = 0,667 \quad \longrightarrow \quad \frac{S_s}{S_b} = 66.7 \%$$

Donc : $\frac{S_s}{S_b} < 50 \%$ (Condition non vérifiée).

Conclusion

La surface totale des semelles occupe de **66.7 %** de la surface d'emprise de l'ouvrage, on est donc amené à opter le radier général.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la pression exercée par la structure sur le sol.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution

VI.4. Calcul d'un radier général

Un radier est une fondation qui couvre une aire entière sous une superstructure, sur laquelle les voiles et poteaux prennent appuis.

VI.4.1. Pré dimensionnement du radier

VI.4.1.1. L'épaisseur du radier

❖ Condition forfaitaire

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$L_{\max} = 6.03\text{m}$: plus grande distance entre deux points d'appuis.

$$\text{D'où : } 75.38\text{cm} \leq h_r \leq 120.6\text{cm.} \quad (1)$$

❖ Condition de rigidité

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

L_{\max} : plus grande distance entre deux points d'appuis.

$$L_e : \text{ longueur élastique } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \quad \text{Avec} \quad I = \frac{bh^3}{12}$$

E : Module d'élasticité du béton $E = 32164195 \text{ KN/m}^2$.

b : largeur du radier (bande de 1 mètre).

K : coefficient de raideur du sol rapporté à l'unité de surface

Pour un sol moyen ; $K = 40000 \text{ KN/m}^3$

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48KL \max^4}{E\pi^4}} \Rightarrow h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times (6.03)^4}{32164.195\pi^4}} \Rightarrow h_r \geq 0.93m \quad (2)$$

❖ **Condition de coffrage**

Pour la nervure

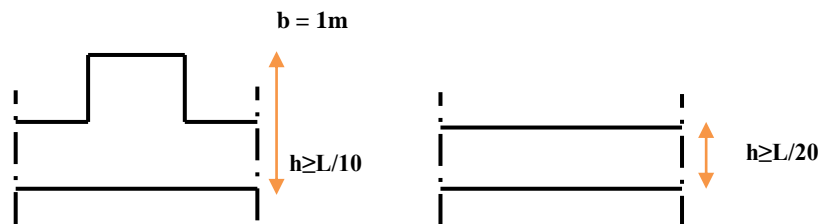
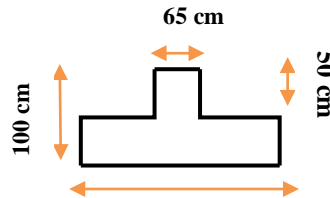
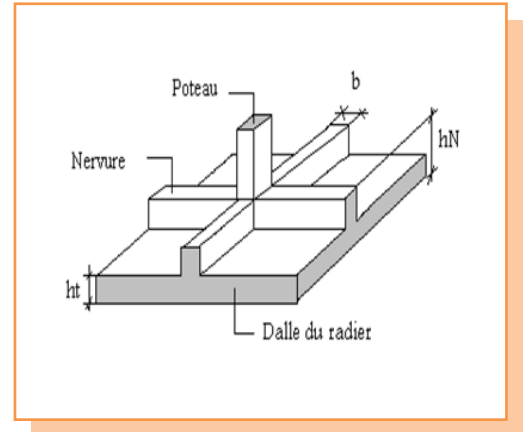
La hauteur de la poutre et donnée par la formule suivante :

$$h_p \geq \frac{l_{max}}{10} = \frac{603}{10} = 60.3$$

Soit : $h_p = 100$ cm

$$b_p \geq \frac{h_p}{2} = \frac{100}{2} = 50$$

Soit : $b_p = 50$ cm (3)



D'après (1), (2), (3) : On adopte un radier nervurer de dimensions :

Pour la dalle : $h_r = 50$ cm

Pour les nervures : $h_r = 100$ cm

❖ **Calcul de débordement (D)**

- La surface d'emprise du bâtiment est égale à : $S_{bât} = 211.3$ m²,

- L'emprise totale avec un débordement de :

On prend : $D = 100$ cm

Donc : $S_{rad} = 278.3$ m²

VI.4.2. Caractéristiques géométriques du radier

❖ **Centre de masse du radier**

$(X_r, Y_r) = (11.63, 7)$ m

❖ Inertie du radier

L'inertie du radier par rapport aux axes passant par son centre de gravité est :

$$I_x = 4175.8 \text{ m}^4$$

$$I_y = 10182.6 \text{ m}^4$$

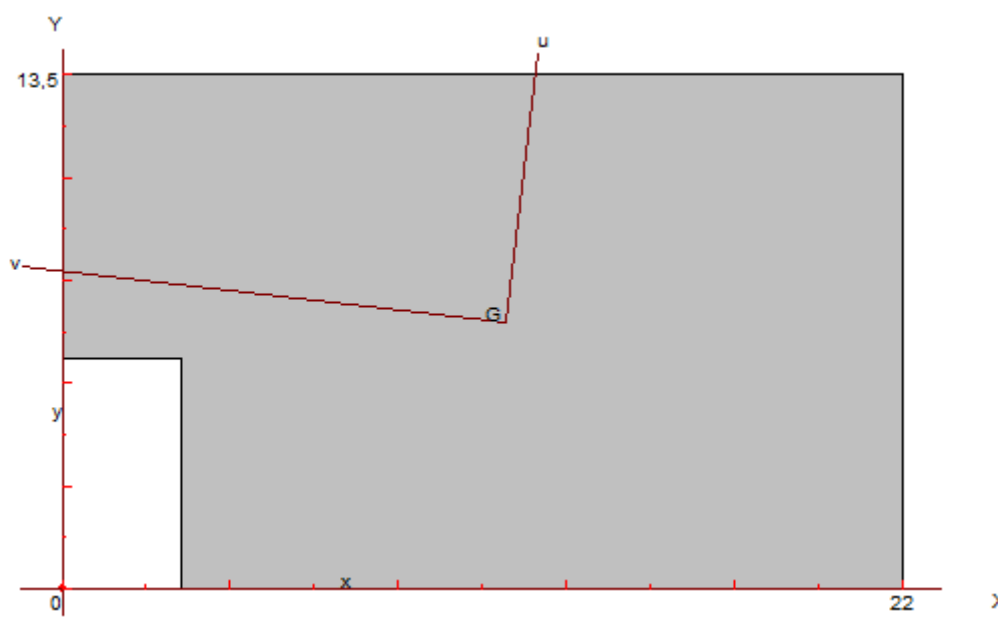
c) Centre de masse de la structure :

$$(X_s, Y_s) = (10.75, 5.99) \text{ m}$$

❖ L'excentricité

$$e_x = |X_s - X_r| = 0.88 \text{ m}$$

$$e_y = |Y_s - Y_r| = 1.01 \text{ m}$$



Détermination des efforts :

➤ Détermination des charges et des surcharges :

- Superstructure : $G = 35217.56 \text{ KN}$

$$Q = 5138.91 \text{ KN}$$

✓ Poids du voile périphérique d'épaisseur 25 cm sur une longueur de 31.25 m avec une hauteur de 1.8 m :

$$G_{vp} = L \times h \times e \times 25 = 351.56 \text{ KN}$$

✓ Poids du radier

$$G_{rad} = G \text{ (dalle)} + G \text{ (nervure)}$$

$$= (S_{rad} \times h \times 25) + (b \times h \times 25 \times \sum (L_x + L_y))$$

$$= (278.3 \times 0.5 \times 25) + (0.65 \times 1 \times 25 \times 31.25) = 3986.56 \text{ KN}$$

✓ **Poids du remblai**

$$G_{\text{remblai}} = S_{\text{rad}} \times h_v \times 18 = 278.3 \times 0.5 \times 18$$

$$G_{\text{remblai}} = 2504.7 \text{ KN}$$

$$G_{\text{infrastructures}} = G_{\text{voile}} + G_{\text{radier}} + G_{\text{remblai}} = 6842.82 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} G_{\text{TOTAL}} = G_{\text{infrastructures}} + G_{\text{superstructure}} = 42060.38 \text{ KN} \\ Q_{\text{TOTAL}} = 5138.91 \text{ KN} \end{array} \right.$$

❖ **Sollicitations**

- ELU : $N_U = 1,35N_G + 1,5N_Q \longrightarrow N_U = 64489.88 \text{ KN}$

- ELS : $N_S = N_G + N_Q \longrightarrow N_S = 47199.29 \text{ KN}$

VI.4.3. Vérification du radier

❖ **Condition de résistance au cisaillement**

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier. D'après le règlement CBA93 (art. A.5.1).

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq 0.07 f_{cj} / \gamma_b \dots\dots\dots \text{BAEL 91}$$

V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU.

b : désigne la largeur.

$\gamma_b = 1.5$; $d = 0.9 h$; $b = 1\text{m}$.

L_{max} : la plus grande portée de la dalle = 6.03m.

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} ; d = 0,9 h_r. \\ V_u = \frac{q L_{\text{max}}}{2} ; \\ q = \frac{N}{S_{\text{radier}}} . \end{array} \right.$$

Donc : $V_u = \frac{q_u \times L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2}$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2} \times \frac{1}{b \times 0.9h} \leq \frac{0.07 f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow h \geq \frac{N_u \times L_{\text{max}} \times \gamma_b}{0.9 \times 2S \times 0.07 f_{cj}}$$

$$h \geq \frac{64489.88 \times 6.03 \times 1,5}{0,9 \times 2 \times 278.3 \times 0,07 \times 25} = 0,67\text{m}$$

L'épaisseur de radier $h_r = 1 \text{ m} > 0.67\text{m}$ => elle est vérifiée vis-à-vis au cisaillement

❖ **Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique**

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$W \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S \quad \text{avec :}$$

- W : poids total du bâtiment à la base du radier :

$$W = W \text{ radié} + W \text{ bâtiment} + W \text{ voile per} + W \text{ remblai}$$

$$W = 3986.56 + 36245,34 + 351.56 + 2504.7 = 43088.16 \text{ KN}$$

- F_s : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $F_s = 1,5$.
- γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10\text{KN} / \text{m}^3$).
- Z : profondeur de l'infrastructure ($h = 4,42 \text{ m}$).
- S : surface du radier ($S = 278.3 \text{ m}^2$).

$$F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S = 1,5 \times 10 \times 4,42 \times 278.3 = 18451.29 \text{ KN} \rightarrow 43088.16 \text{ KN} > 18451.29 \text{ KN}$$

Donc : $W > F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S$ Condition vérifiée

❖ **Vérification au poinçonnement**

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45° , La vérification se fait par la formule suivante :

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

• **Pour les voiles**

On prendra pour la vérification le voile le plus sollicité (V9) de longueur $L = 3.45 \text{ m}$.

$$N_u = 2487.28$$

Ce qui donne un effort normal pour une mètre linéaire égal à:

$$N_u = \frac{2487.28}{3.45} = 720.95 \text{ KN / ml}$$

μ_c : périmètre du contour cisailé

$$\mu_c = 2(e + b + 2h) = 2(0,25 + 3.45 + 2h)$$

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

$$N_u \leq \frac{0,045 \times 2 \times (0,25 + 3.45 + 2h) \times h \times 25 \times 10^3}{1,5}$$

$$N_u \leq 1500 (3.7 + 2h) h$$

$$3000h^2 + 5550h - 720.95 \geq 0 \rightarrow h = 0,12 \text{ m} < 1 \text{ m}$$

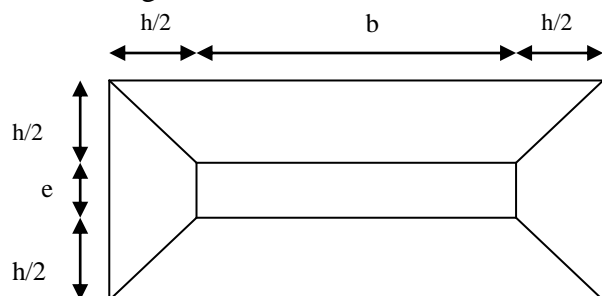


Figure VI. 1: Schéma de transmission des charges .

• Pour les poteaux

N_u : la charge de calcul vis à vis de l'état limite ultime du poteau le plus sollicité.

$$N_u = 3066.71 \text{ KN}$$

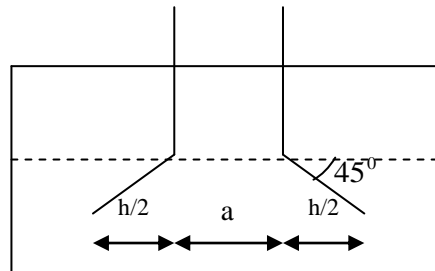


Figure VI. 2: Schéma de transmission des charges.

μ_c : périmètre du contour cisailé

$$\mu_c = 4 \times (a + h) = 4 \times (0.65 + h)$$

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

$$N_u \leq \frac{0,045 \times 4 \times (0.65 + h) \times h \times 25 \times 10^3}{1,5}$$

$$N_u \leq 3000 (0.65 + h) h$$

$$3000 h^2 + 1950 h - 3066.71 \geq 0 \quad \longrightarrow \quad h = 0,73 \text{ m} < 1 \text{ m}$$

L'épaisseur de radier $h_r = 1 \text{ m}$ est vérifiée vis-à-vis du risque de rupture par poinçonnement

❖ **Évaluation et vérification des contraintes sous le radier**

Les contraintes transmises au sol par le radier devront être compatibles avec le risque de rupture du sol situé sous le radier.

La résultante des charges verticales ne coïncide pas avec le centre de gravité de l'aire du radier, donc les réactions du sol ne sont pas uniformément réparties, leur diagramme est triangulaire ou trapézoïdal. Quel que soit le diagramme, la valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,5 \sigma_{\text{adm}} \quad \text{Avec:} \quad \sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M V}{I} \quad ; \quad \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M V}{I}$$

Le radier est sollicité par les efforts suivants :

N : Effort normal dû aux charges verticales.

M : Moment d'excentricité dû aux charges verticales : $M = N \times e$

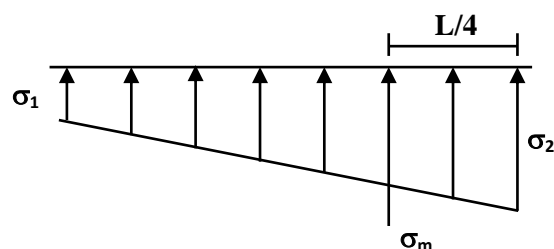


Figure VI. 3: Diagramme des contraintes.

Tableau VI. 1: Vérification des contraintes.

	ELS		ELU	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
N (KN)	40356.47	40356.47	55252.07	55252.07
M (KN.m)	24045.007	0	32957.167	0
e (m)	0.88	1.01	0.88	1.01
V(m)	9.01	5.5	9.01	5.5
I (m⁴)	4175.8	10182.6	4175.8	10182.6
σ_1(KN / m²)	196.89	145.01	269.64	198.53
σ_2(KN / m²)	93.13	145.01	127.42	198.53
σ_{moy}(MPa)	0.17	0.15	0.23	0.2
σ_{adm}(MPa)	0,375	0,375	0,375	0,375
La condition	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

❖ la Vérification de stabilité

Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a développement d'un moment reversant :

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :

M_0 : Moment sismique a la base de RDC.

T_0 : L'effort tranchant a la base de RDC.

h : profondeur de l'infrastructure $\Rightarrow h = 4.22m$

A cet effet, les extrémités du radier doivent être vérifiées :

- ✓ Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison $0,8G \pm E$;
- ✓ Aux contraintes de (compression) maximales avec la combinaison $G + Q + E$

❖ Vérification de la stabilité au renversement (0,8G + E)

Tableau VI. 2: Vérification de renversement.

	0.8G+E	
	Longitudinale	Transversal
N (KN)	28174.05	28174.05
S (m²)	278.3	278.3
M (KN.m)	93308.374	101851.543
V (m)	11.63	7
I (m⁴)	4175.8	10182.6
σ_1(KN/m²)	361.10	171.25
σ_2(KN/m²)	-158.63	31.14
σ_{moy}(KN/m²)	231.16	136.22
σ_{adm}(MPa)	0.375	0.375
Vérification	C.V	C.V

Remarque

La stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens.

- Vérification de soulèvement (G+Q+ E) :

Tableau VI. 3: Vérification de soulèvement.

	G+Q+E	
	Longitudinal	Transversal
N (KN)	33312.95	33312.95
S (m²)	278.3	278.3
M (KN.m)	93748.145	105160.925
V (m)	11.63	7
I (m⁴)	4175.8	10182.6
σ_1(KN/m²)	380.79	191.99
σ_2(KN/m²)	-141.39	47.4
σ_{moy}(KN/m²)	250.24	155.84
σ_{adm}(MPa)	0.375	0.375
Vérification	C.V	C.V

Remarque :

La stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens.

VI.5. Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les nervures est soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le **BAEL 91**.

❖ Méthode de calcul

Le radier est assimilé à un plancher renversé chargé par la réaction uniforme du sol, il est composé de plusieurs panneaux simplement appuyés sur 4 cotés.

Le calcul se fera en flexion simple, en considérant la fissuration préjudiciable.

Les moments isostatiques seront déterminés à partir de la méthode proposée par les règles de **BAEL 91**.

a) Détermination des moments isostatiques

Concernant les dalles rectangulaires librement appuyés sur leurs contours, nous distinguons deux cas :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0 < \alpha < 0,4 \rightarrow \text{la dalle porte sur un sens.} \\ 0,4 \leq \alpha \leq 1 \rightarrow \text{la dalle porte sur deux sens.} \end{array} \right. \quad \text{Avec : } \alpha = \frac{L_x}{L_y}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés aux niveaux des appuis, D'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis :

- Si le panneau considéré est continu au-delà des appuis (panneau intermédiaire) :

$$\begin{array}{l} \bullet \text{ Moment en travée : } \left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = 0,75 \times M_x \\ M_{ty} = 0,75 \times M_y \end{array} \right. \\ \bullet \text{ Moment sur appuis : } \left\{ \begin{array}{l} M_{ax} = 0,5 \times M_x \\ M_{ay} = 0,5 \times M_x \end{array} \right. \end{array}$$

- Si le panneau considéré est un panneau de rive :

$$\bullet \text{ Moment en travée : } \left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = 0,85 \times M_x \\ M_{ty} = 0,85 \times M_y \end{array} \right.$$

• Moment sur appuis :
$$\begin{cases} M_x = 0,3 \times M_x \\ M_{ay} = 0,3 \times M_x \end{cases}$$

- Le calcul se fera pour le panneau le plus sollicité uniquement. Ce dernier a les dimensions montrées dans la figure ci-jointe, où L_x est la plus petite dimension.

Le rapport de la plus petite dimension du panneau sur la plus grande dimension doit être supérieur à 0,40.

Les moments sur appuis et en travées doivent respecter l'inégalité suivante :

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1,25 M_0 \dots\dots\dots \text{BAEL 91}$$

b) Évaluation des charges et surcharges

❖ ELU : $q_u = \sigma_{\text{moy (u) max}} = \frac{1,35G + 1,5Q}{S_{\text{RAD}}} = \frac{64489,88}{278,3} = 231,72 \text{ KN / m}^2$

❖ ELS : $q_{\text{ser}} = \sigma_{\text{moy (ser) max}} = \frac{G + Q}{S_{\text{RAD}}} = \frac{47199,29}{278,3} = 169,6 \text{ KN / m}^2$

c) Calcul du ferrailage longitudinal :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,55}{6,03} = 0,58 \quad \longrightarrow \alpha > 0,40$$

Donc : la dalle travaille dans les deux sens.

➤ **Les efforts à L'ELU :**

Sens x - x :

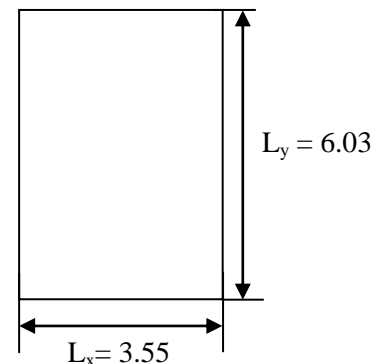
$$\mu_x = 0,085$$

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

Sens y - y :

$$\mu_y = 0,276$$

$$M_y = \mu_y M_x$$



Le panneau le plus sollicité

➤ **Les efforts à L'ELS :**

Sens x - x :

$$\mu_x = 0,089$$

$$M_x = \mu_x q_{\text{ser}} l_x^2$$

Sens y - y :

$$\mu_y = 0,446$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

Tableau VI. 4: Calcul des moments.

	ELS		ELU	
	Sens X - X	Sens Y - Y	Sens X - X	Sens Y - Y
μ	0,089	0,446	0,085	0,276
M (KN.m)	190,22	84,83	248,22	68,50
M_t (KN.m)	161,69	72,10	210,98	58,22
M_a (KN.m)	57,06	25,44	74,46	20,55

d) Ferrailage

➤ **Pourcentage minimal**

Condition de non fragilité : $A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 5.44 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement maximal :**

$S_{tx} \leq \min (33 \text{ cm}, 3hr) \rightarrow S_{tx} = 20\text{cm}$

$S_{ty} \leq \min (45 \text{ cm}, 4hr) \rightarrow S_{ty} = 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{BAEL 91 Pages (392)}$

❖ **Détermination des armatures** : fissuration préjudiciable.

Tableau VI. 5: le ferrailage a L'ELS.

	Sens X –X		Sens Y –Y	
	En travée	Sur appuis	En travée	Sur appuis
M_{ser} (KN.m)	161.69	57.06	72.10	25.44
A_s' (cm² /ml)	0	0	0	0
A_s (cm² /ml)	10.01	3.68	4.67	1.63
A_{s min} (cm² /ml)	5.44	5.44	5.44	5.44
Choix des HA	5HA16	5HA14	5HA14	5HA14
A_s adopté	10.05	7.70	7.70	7.70
Esp (cm)	20	20	20	20

Tableau VI. 6: Le ferrailage a L'ELU.

	Sens X –X		Sens Y –Y	
	En travée	Sur appuis	En travée	Sur appuis
M_u (KN.m)	210.98	74.46	58.22	20.55
A_s' (cm² /ml)	0	0	0	0
A_s (cm² /ml)	10.03	4.83	3.76	1.31
A_{s min} (cm² /ml)	5.44	5.44	5.44	5.44
Choix des HA	5HA16	5HA14	5HA14	5HA14
A_s adopté	10.05	7.70	7.70	7.70
Esp (cm)	20	20	20	20

❖ Vérifications des contraintes

- Dans le béton : On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$.
- Dans l'acier : On doit vérifier que : $\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201,6 \text{ MPa}$.

Tableau VI. 7: Vérification des contraintes à l'ELS (sens X – X).

Zone	M _{ser} (KN.m)	A adopté (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ̄ _s (MPa)	vérification
Appuis	57.06	7.70	1.99	64.47	15	201,6	CV
Travée	161.69	10.05	6.66	28.1	15	201,6	CV

Tableau VI. 8: Vérification des contraintes à l'ELS (Y – Y).

Zone	M _{ser} (KN.m)	A adopté (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ̄ _s (MPa)	vérification
Appuis	25.44	7.70	1.23	66.024	15	201,6	CV
Travée	72.10	10.05	3.5	187.12	15	201,6	CV

VI.5.1.Schéma de ferrailage du radier

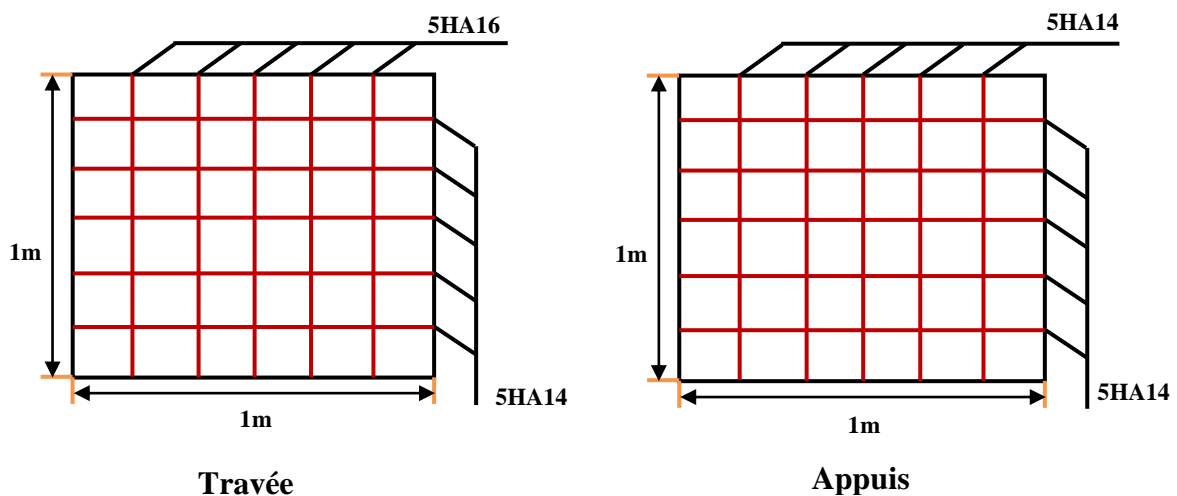


Figure VI. 4: Schéma de ferrailage du radier.

VI.6. Ferrailage des nervures

Ce sont des poutres disposées le long du radier. Elles servent à reprendre les moments dus à la différence des intensités des charges.

Les dimensions de ces poutres sont :

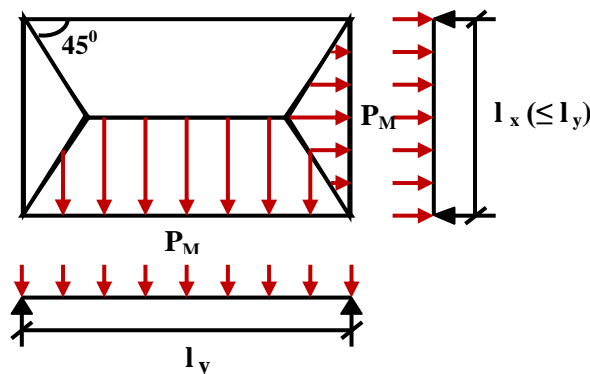
$$\begin{cases} h_t = 100\text{cm} \\ b = 65\text{ cm} \end{cases}$$

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

VI.6.1. Transmission des charges des dalles aux poutres

Les lignes de rupture d'un panneau de dalle encastré sur son contour (lignes où se concentrent les déformations au cours d'un chargement, assimilable à des lignes droites) se composent de tronçons :

- ✓ formant un angle de 45° avec les rives du panneau
- ✓ ou parallèles à son grand coté.



On définit des charges uniformément réparties équivalentes sur les travées des poutres :

P_M : produisant le même moment fléchissant à mi-travée de la poutre de référence par la dalle, pour un panneau les expressions de P_M sont les suivants : $\alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 1$

Elément	Trapèze	Triangle
P_M	$\left(1 - \frac{\alpha^2}{3}\right) \frac{PL_x}{2}$	$\frac{PL_x}{3}$

Remarque

Pour deux panneaux, de part et d'autre de la poutre considérée, les charges réparties déterminées précédemment pour chacun des panneaux contigus s'additionnent.

❖ A l'ELU

❖ Sens X-X

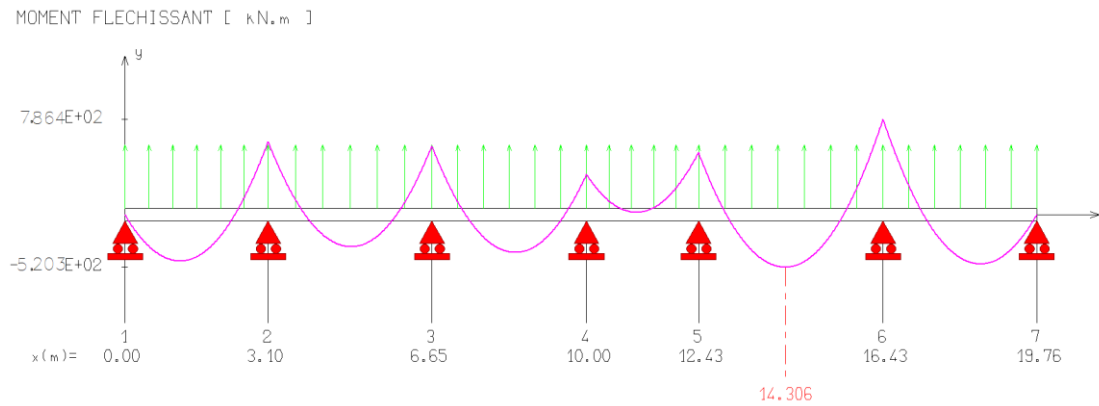
travée	α_1	α_2	P (KN/m ²)	P _{M1} (KN/ml)	P _{M2} (KN/ml)	P _M (KN/ml)
A-B	0.57	0.51	169.6	320.57	798.06	1118.64
B-C	0.65	0.59	169.6	353.35	853.19	1206.53
C-D	0.61	0.56	169.6	339.43	831.30	1170.73
D-E	0.55	0.49	169.6	310.98	779.86	1090.84
E-F	0.63	0.57	169.6	346.52	842.78	1189.30
F-G	0.61	0.55	169.6	337.98	828.88	1166.86

❖ Sens Y-Y :

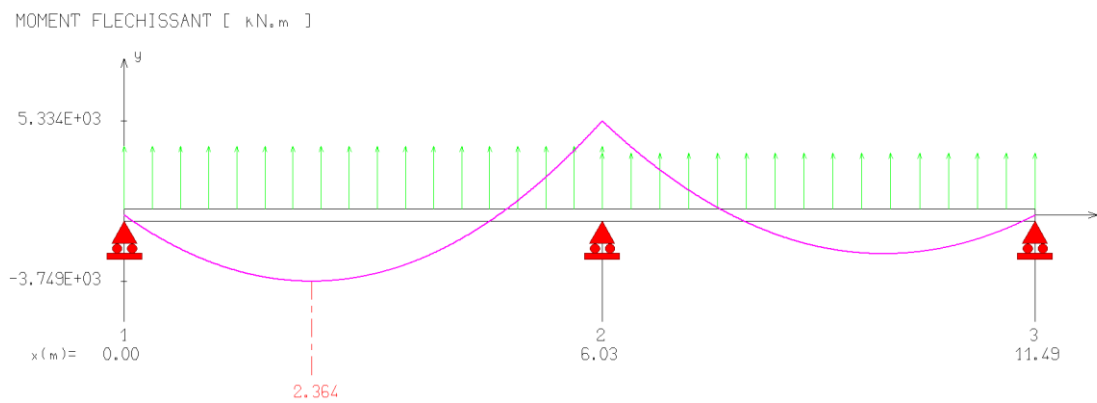
travée	α_1	α_2	P (KN/m ²)	P _{M1} (KN/ml)	P _{M2} (KN/ml)	P _M (KN/ml)
A-B	0.59	0.56	169.6	266.26	720.18	1347.75
B-C	0.65	0.61	169.6	258.62	617.44	1196.93

Les moments sur appuis et travée au long de la poutre sont présentés sur le graphe suivant :

Sens X-X :



Sens Y-Y:



Remarque

On a créé des appuis au niveau des travées sens y-y afin de réduire le ferrailage des nervures.

A partir de logiciel RDM 6 on tire les valeurs des moments et des efforts tranchants :

Tableau VI. 9: Tableau des sollicitations.

ELU : 1,35G + 1,5 Q			
Sens	M _t	M _a	T _u
X-X	520.3	786.4	1280
Y-Y	467.2	670.4	1238

Tableau VI. 10: Tableau des sollicitations.

ELS : G + Q			
Sens	M _t	M _a	T _u
X-X	708.8	1071	1744
Y-Y	341.9	490.7	906.3

VI.6.2. Calcul de ferrailage des nervures

Le calcul de ferrailage pour une semelle rigide se fait à la flexion simple On calcule les armatures avec le moment maximum aux appuis et en travée.

❖ **Ferrailage des armatures longitudinal**

b = 65 cm ; h = 100 cm ; d = 0,9. h = 90 cm ; f_{bu} = 14,17 MPa ; f_e = 400MPa. C = 5 cm

❖ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0,23b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 7.06 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage adopté est résumé dans le tableau suivant :

➤ **Sens X-X**

Zone	M (KN.m)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix des barres	A _{adopté}
Appuis	786.4	16.58	7.06	5HA16+5HA14	17.75
Travée	520.3	16.29	7.06	5HA16+5HA14	17.75

➤ Sens Y-Y

Zone	M (KN.m)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix des barres	A _{adopté}
Appuis	670.4	16.68	7.06	5HA16+5HA14	17.75
Travée	467.2	14.57	7.06	5HA16+5HA14	17.75

❖ Ferrailage des armatures transversales

$$\varnothing_t = \frac{\varnothing l_{max}}{3} = \frac{\varnothing 20}{3} = 6.66 \text{ mm} \quad \text{On choisie 2cadre de HA8}$$

❖ Espacement minimal

Selon le BAEL91 : $S_t \leq \min(0,9d, 40\text{cm}) = 40\text{cm}$

Selon le RPA 2003 : En zone nodale et en travée $S_t \leq \min(h/4, 12\varnothing_L) = \min(25, 19.2) \text{ cm}$

$$S_t \leq 19.2 \text{ cm}$$

En dehors de la zone nodale $S_t \leq h/2 = 50 \text{ cm}$

On prend

- En zone nodale et en travée : $S_t = 15\text{cm}$
- En dehors de la zone nodale (zone courante) : $S_t = 20\text{cm}$

❖ Calcul des armatures de peau

Dans les poutres de grande hauteur, on dispose des armatures le long de chaque parement parallèlement à la fibre moyenne. Leurs section est d'au moins 3 cm²/ml de parement.

On prend : 2HA14 = 3.08cm²

VI.6.3. Vérification

❖ Contrainte tangentielle

On doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \tau_{adm} = \min(0,1f_{c28}, 3 \text{ MPA})$$

Tableau VI. 11: Tableau de vérification de la contrainte tangentielle.

	Section [cm ²]	T _U [kN]	τ_{bu} [MPa]	$\overline{\tau_{bu}}$ [MPa]	Observation
Sens X-X	65 x 100	1280	0.22	2.5	CV
Sens Y-Y	65 x 100	1238	0.21	2.5	CV

❖ Vérification des contraintes normale à l'ELS

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

Tableau VI. 12: Tableau de vérification de la contrainte normal.

	Section [cm ²]	Zone	M _{ser} [kN.m]	σ _s [MPa]	σ _s [MPa]	σ _b [MPa]	σ _b [MPa]	Obs
Sens X-X	65x100	Travée	708.8	47.8	201.6	8.70	15	CV
		appuis	1071	50.45	201.6	1.14	15	CV
Sens Y-Y	65x100	Travée	341.9	46.9	201.6	4.38	15	CV
		appuis	490.7	24.99	201.6	5.39	15	CV

VI.6.4.Schéma de ferrailage nervure

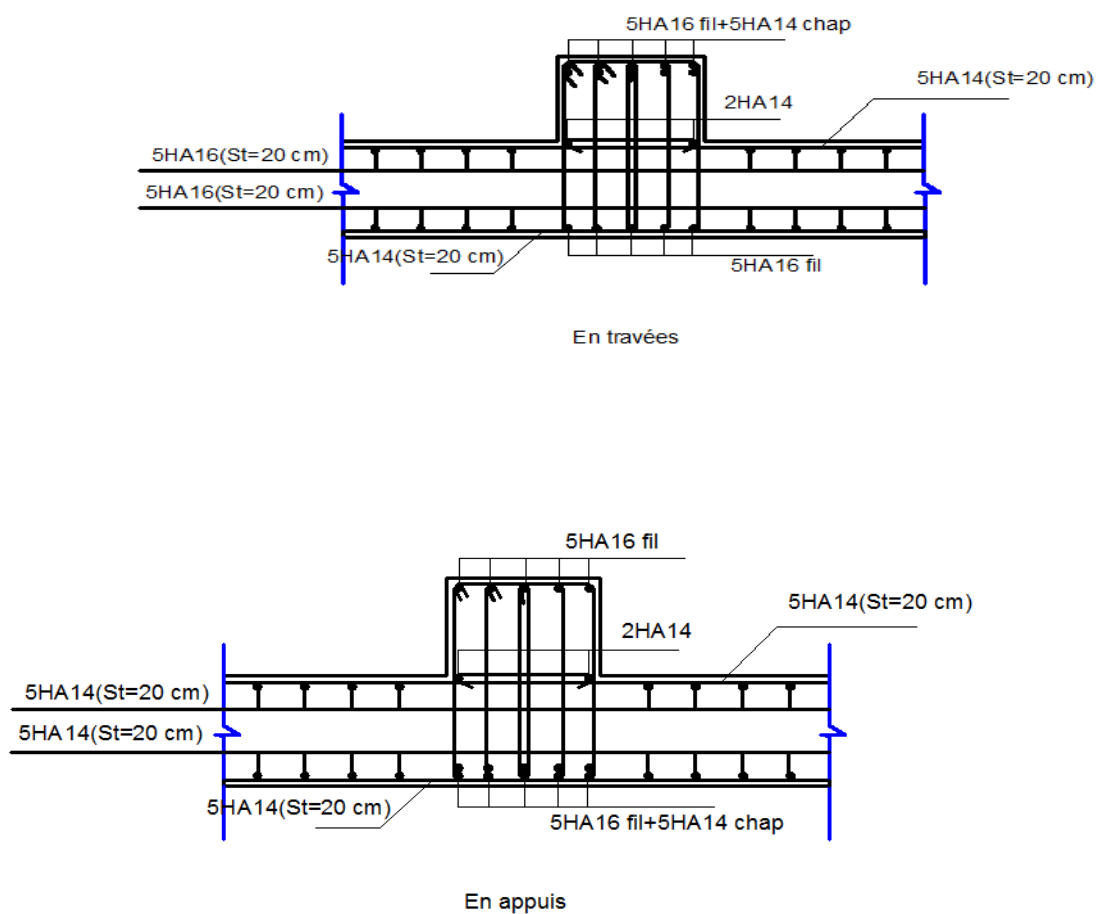


Figure VI. 5: Schéma de ferrailage du nervure.

VI.7. Voile périphérique

L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- ✓ Réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain ;
- ✓ Assurer la liaison avec le sol et répartissent les efforts.
- ✓ Limiter les tassements différentiels à une valeur acceptable.

VI.7.1. Pré dimensionnements

Un voile périphérique est prévu entre la fondation et le niveau de R.D.C.

D'après le **R.P.A. 99 version 2003**, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- ✓ L'épaisseur du voile doit être ≥ 15 cm.
- ✓ Les armatures sont constituées de 2 nappes, le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical)

Notre voile périphérique a les dimensions suivantes :

- ✓ Épaisseur de 25 cm.
- ✓ Hauteur de 1.8 m.
- ✓ Longueur de 19

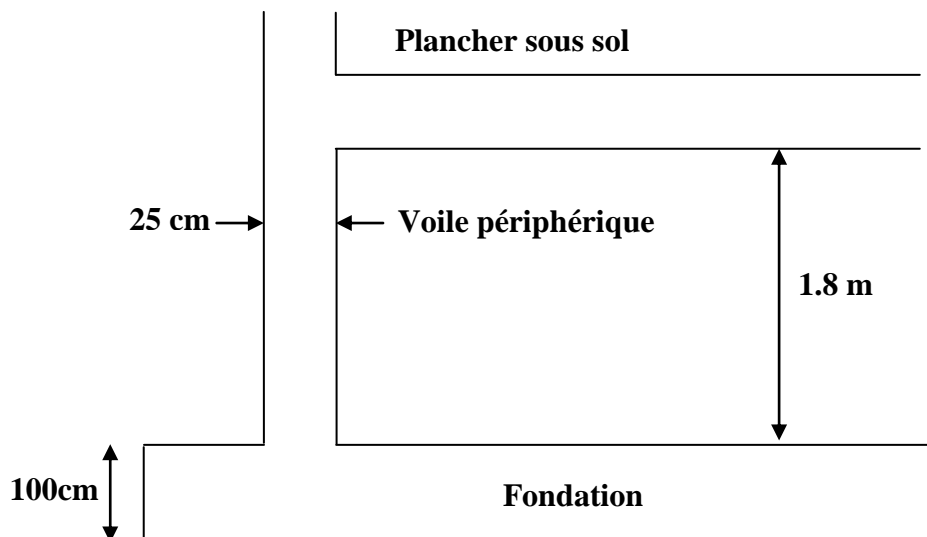


Figure VI. 6: Le voile périphérique.

VI.7.2.Ferraillage de voile

Le ferraillage du voile périphérique sera calculé comme étant une dalle encastrée sur quatre côtes.

Dans notre cas, le voile n'est plus un élément porteur, donc on est en présence d'un voile écran travaillant comme étant une dalle pleine dont les charges qui lui sont appliquées sont les poussées des terres.

Le calcul du ferraillage se fait par une bonde de 1ml.

$$A_v > 0.1\% * b * L \implies 0.1\% * 25 * 100 \dots\dots\dots A_v > 2.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_H > 0.1\% b * L \implies 0.1\% * 25 * 100 \dots\dots\dots A_H > 2.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte 5HA10, avec un espacement $S_t = 20\text{cm}$

Pour les deux nappes et pour les deux sens, le voile périphérique est sollicité en flexion composée.

- Nappe intérieure et inférieure :

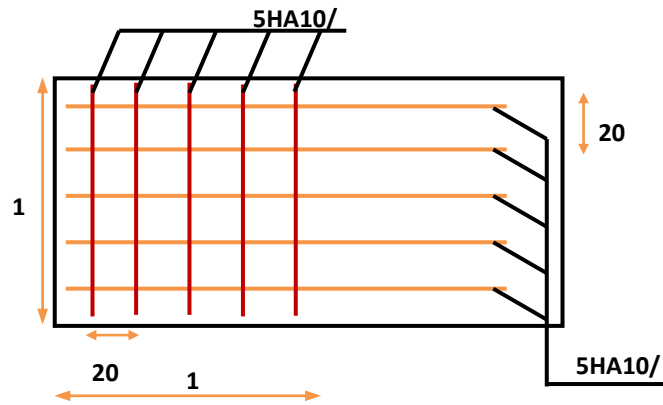


Figure VI. 7: Ferrailage du voile.

Conclusion générale

Conclusion générale

Conclusion générale

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

Ceci nous a permis d'avoir les résultats suivants :

- Le choix des matériaux est très important pour la réalisation d'une structure plus au moins résistante.
- Pour une bonne étude d'une structure, il faut comprendre son comportement.
- La modélisation avec le logiciel **ETABS** nous a permis d'apprendre beaucoup de choses à savoir :
 - Le comportement et le mouvement de la structure.
 - Pour avoir la période adéquat dans une structure contreventée par voiles, et si on ne peut pas rajouter de voiles on augmente l'épaisseur des voiles et des dalles.
- Partager la structure en zones nous a permis d'économiser de la matière (facteur économique).
- Ce travail nous à incité à ce documenter d'avantage pour paraître à toute difficultés rencontrée au cours de sa réalisation et d'améliorer notre vision sur le comportement des structures.

En fin nous avons constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur sa concordance avec le coté pratique, nous espérons que ce modeste travail sera un apport et support pour les promotions à venir.

Référence bibliographiques

Références bibliographiques

Références bibliographiques

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

Règlements :

RPA99V2003 : règlement parasismique algérienne.

CBA39 : règle de conception et de calcul des structures en béton armé.

BAEL91V99 : béton armé aux états limites.

DTR B.C.2.2 : document technique réglementaire (charges et surcharges).

Thèses traitées par les anciennes promotions.

Logiciels :

ETABS.....Analyse des structures.

RDM6.....Calculs des sollicitations.

AUTOCAD.....Dessin.

EXCEL 2010.....Calcul.

WORD 2010.....Traitement du texte.

SOCOTEC.....Ferrailage.

Annexes